

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1
جامعة سعد دحلب - البلدية 1

Faculté de technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
MASTER EN GENIE CIVIL
Option : *SRTUCTURES ET MATERIAUX*

THÈME

*Etude d'un bâtiment administratif (R+7) en béton armé
contreventé par portiques et voiles*

Devant les membres de jury :

Président:

Examineur:

Examineur :

Promotrice : M^{me} M.BEREDIAFE

Présenté par :

M^r ECHIKR M^{ed} Kheir eddine.

M^r CHAMMA Azeddine.

PROMOTION : 2014-2015

الملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة إدارية غير منتظمة القياسات من الخرسانة المسلحة ذات طابق أرضي + سبعة طوابق + طابق بين أرضي تمت بنايتها في ولاية الجزائر المصنفة ذات نشاط زلزالي عالي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران). ثم التصميم وفقا لمعايير البناء المطبقة في الجزائر .
(RPA99/version2003, CBA93, BAEL91) الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج SAP2000. أخيرا دراسة البنية التحتية للمنشأة التي تتمثل في الأساسات التي تستريح على لبشة (أرضية أساس) و ذلك لقيمة الحمولات المعتبرة المحولة للتربة.

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة ، تدعيم مختلط ، الدراسة الديناميكية ، معايير البناء ، SAP 2000 ، لبشة(أرضية أساس).

Résumé

Le but de ce travail est l'étude de la structure d'un bâtiment administratif de forme irrégulière en plan et en élévation en béton armé constitué d'un rez de chaussée+7 étages+ un entresol. Ce projet se situe à la wilaya d'Alger qui fait partie de la zone de forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (RPA99/version2003, CBA93, BAEL91).

L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000. Finalement, l'étude de l'infrastructure qui est de type radier général à cause de l'importance des charges transmis au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, analyse dynamique, règles de construction, SAP2000, Radier général.

Abstract

The goal of this work is the study of a reinforced concrete administrative building structure, made up of ground floor + 7 floors + mezzanine. This project is situated in Algiers which is classified as a zone of strong seismicity. The resistance of the building is ensured by mixed wind-bracing. the structure presents irregularity in plan and in elevation.

The design was made according to payments of construction (RPA99/version2003, CBA93, and BAEL91). The dynamic study was made by software SAP2000. Finally, the study of the infrastructure building was made by the calculation of the foundations rest on stone columns.

Key words

Reinforced concrete mixed wind-bracing, dynamic analysis, payments of construction, SAP2000, stone columns.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

1

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction :

3

I.2. Présentation de l'ouvrage :

3

I.3. Les propriétés des matériaux :

13

I.4. Hypothèses De calcul aux états limites :

20

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction

23

II.2. Pré dimensionnement des planchers

23

II.3. Evaluation des charges et surcharges

30

II.4. Pré dimensionnement des poutres

33

II.5. Pré dimensionnement des voiles

36

II.6. Dimensionnement des poteaux

37

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1. Acrotère

66

III 2 : Escalier

72

III.3 : Balcons

98

III.4. Ferrailage du plancher nervure

104

III.5. Plancher en dalle pleine

111

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction

123

IV.2. Etude sismique

123

IV.3. Choix de la méthode de calcul

124

IV.4. Résultats de l'analyse sismique

131

Chapitre V Ferrailage des éléments résistant

V.1. Introduction

152

V.2. Ferrailage des poteaux

152

V.3. Ferrailage des poutres

173

V.4. Ferrailage Des Nervures

191

V.5. Ferrailage des voiles

196

Chapitre VI Calcul des fondations

VI.1. Introduction

229

VI.2. Fonctions assurées par les fondations

229

VI.3. Choix du type de fondation :	229
VI.4. Classification des fondations :	230
VI.5. Calcule des fondations :	230

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II: Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Dégression des surcharges	41
Tableau II.2 : Descente de charge du poteau centrale	44
Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux centraux	45
Tableau II.4 : Vérification de critère de résistance	45
Tableau II.5 : Descente de charge du poteau de périphérie extérieure	47
Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux de périphérie extérieure	48
Tableau II.7 : Vérification de critère de résistance	49
Tableau II.8 : Descente de charge des poteaux périphérie intérieur	50
Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux périphérie intérieur	51
Tableau II.10 : Vérification de critère de résistance	52
Tableau II.11 : Descente de charge du poteau de rive carré	53
Tableau II.12 : Choix des sections de poteau de rive carré	54
Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance	54
Tableau II.14 : Descente de charge du poteau d'angle carré	56
Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux d'angles carrés	57
Tableau II.16 : Vérification de critère de résistance	57
Tableau II.17 : Descente de charge du poteau d'angle circulaire	59
Tableau II.18 : Choix des sections des poteaux d'angles circulaire	60
Tableau II.19 : Vérification de critère de résistance	60
Tableau II.20 : vérification de l'effort normal réduit	61
Tableau II.21 : vérification de l'effort normal réduit	61
Tableau II.22 : vérification de l'effort normal réduit après augmentation des sections	62
Tableau II.23 : vérification de l'effort normal réduit pour les Poteaux périphérie intérieur	62
« pr2 »	
Tableau II.24 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de rive carré	63
Tableau II.25 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de d'angle carré	63
Tableau II.26 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de d'angle circulaire	64
Tableau II.27 : Sections des poteaux circulaires centraux	64
Tableau II.28 : Sections des poteaux circulaires périphérie intérieur	65
Tableau II.29 : Sections des poteaux carrés pour tous les étages	65
Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux	
Tableau III.1 : Les charges de palier	75
Tableau III.2 : Les charges de la volée	76
Tableau III.3 : Calcul des sollicitations d'escalier	77
Tableau III.4 : Ferrailage de l'escalier	78
Tableau III.5 : Vérification des contraintes	80
Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier	81
Tableau III.7 : Récapitulatif de la vérification des flèche	82

<i>Tableau III.8 : Les charges de palier</i>	85
<i>Tableau III.9 : Les charges de la volée</i>	85
<i>Tableau III.10 : Calcul des sollicitations d'escalier</i>	86
<i>Tableau III.11 : Ferrailage de l'escalier</i>	87
<i>Tableau III.12 : Vérification des contraintes</i>	90
<i>Tableau III.13 : Vérification de la flèche de l'escalier</i>	91
<i>Tableau III.14 : Récapitulatif de la vérification des flèches</i>	91
<i>Tableau III.15 : section de ferrailage pour volé N°2</i>	92
<i>Tableau III.16 : Vérification à l'état limite de service dans les Nervures</i>	97
<i>Tableau III.17 : Combinaison des charges</i>	99
<i>Tableau III.18 : Calcul des efforts internes</i>	99
<i>Tableau III.19 : Ferrailage du balcon</i>	100
<i>Tableau III.20 : Vérification des contraintes du balcon</i>	101
<i>Tableau III.21 : Vérification de la flèche de l'escalier</i>	102
<i>Tableau III.22 : Récapitulatif de la vérification des flèches</i>	103
<i>Tableau III.23 : tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en travée</i>	106
<i>Tableau III.24 : tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures sur appuis</i>	107
<i>Tableau III.25 : Vérification à l'état limite de service de la poutre en T</i>	109
<i>Tableau III.26 : Vérification de section d'armatures</i>	109
<i>Tableau III.27 : Armature transversale</i>	110
<i>Tableau III.28 : schéma de ferrailage des nervures</i>	111
<i>Tableau III.29 : Ferrailage de la dalle pleine</i>	113
<i>Tableau III.30 : Vérification des contraintes à l'ELS</i>	115
<i>Tableau III.31 : Récapitulatif du calcul de la flèche</i>	115
<i>Tableau III.32 : Récapitulatif de la vérification des flèches</i>	116
<i>Tableau III.33 : Résultats des moments</i>	121
<i>Tableau III.34 : Ferrailage de la dalle pleine</i>	121
<i>Tableau III.35 : vérification des contraintes à L'E.L.S</i>	122

Chapitre IV: étude dynamique en zone sismique

<i>Tableau IV.1 : facteur de qualité</i>	130
<i>Tableau IV.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial</i>	132
<i>Tableau IV.3 : les trois premiers modes</i>	132
<i>Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1</i>	134
<i>Tableau IV.5 : les trois premiers modes</i>	134
<i>Tableau IV.6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1</i>	136
<i>Tableau IV.7 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2</i>	138
<i>Tableau IV.8 : les trois premiers modes</i>	138
<i>Tableau IV.9 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 2</i>	139
<i>Tableau IV.10 : Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x</i>	141
<i>Tableau IV.11 : Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y</i>	141
<i>Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2</i>	142
<i>Tableau IV.13 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2</i>	143

<i>Tableau IV.14 : Redimensionnement des Poteaux circulaires</i>	143
<i>Tableau IV.15 : Redimensionnement des Poteaux carrée</i>	144
<i>Tableau IV.16 : Période et facteurs de participation massique du modèle 3</i>	144
<i>Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 3</i>	145
<i>Tableau IV.18 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 3</i>	145
<i>Tableau IV.19 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 3</i>	146
<i>Tableau IV.20 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final</i>	148
<i>Tableau IV.21 : les trois premiers modes</i>	148
<i>Tableau IV.22 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final</i>	149
<i>Tableau IV.23 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final</i>	150
<i>Tableau IV.24 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final</i>	150
Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants	
<i>Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier</i>	152
<i>Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} ; M^{corr})</i>	154
<i>Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} ; N^{corr})</i>	154
<i>Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})</i>	155
<i>Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr})</i>	155
<i>Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})</i>	156
<i>Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} ; M^{corr})</i>	156
<i>Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr})</i>	157
<i>Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} ; M^{corr})</i>	157
<i>Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} ; N^{corr})</i>	158
<i>Tableau V.11 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})</i>	158
<i>Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr})</i>	158
<i>Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})</i>	159
<i>Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} ; N^{corr})</i>	159
<i>Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} ; M^{corr})</i>	159
<i>Tableau V.16 : Choix des armatures des poteaux circulaires</i>	160
<i>Tableau V.17 : Choix des armatures des poteaux carrés</i>	160
<i>Tableau V.18 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaire</i>	161
<i>Tableau V.19 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaire</i>	162
<i>Tableau V.20 : Vérification des contraintes pour les poteaux carré</i>	162
<i>Tableau V.21 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés</i>	163
<i>Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires</i>	164
<i>Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés</i>	165
<i>Tableau V.24 : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau circulaire</i>	167
<i>Tableau V.25 : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré</i>	167
<i>Tableau V.26 : Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires</i>	168
<i>Tableau V.27 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés</i>	169
<i>Tableau V.28 : Schéma de ferrailage des poteaux circulaires</i>	170
<i>Tableau V.29 : Schéma de ferrailage des poteaux carrés</i>	172

Tableau V.30 : Ferrailage des poutres (situation durable)	174
Tableau V.31 : Ferrailage des poutres (situation accidentelle)	175
Tableau V.32 : Ferrailage des poutres (situation accidentelle)	176
Tableau V.33 : Choix des armatures pour les poutres	177
Tableau V.34 : Vérification de la condition de non fragilité	178
Tableau V.35 : Vérification des poutres (30X30) à l'ELS	179
Tableau V.36 : Vérification des poutres (30X40) à l'ELS	189
Tableau V.37 : Vérification des poutres (40X60) à l'ELS	180
Tableau V.38 : Correction des Contraintes dans les Poutres à l'ELS	180
Tableau V.39 : Vérification de la Flèche des Poutres	181
Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement	182
Tableau V.41 : Calcul des armatures transversales	183
Tableau V.42 : Ferrailage des nervures	183
Tableau V.43 : Ferrailage des nervures	184
Tableau V.44 : Ferrailage des nervures	184
Tableau V.45 : Choix des armatures des nervures	184
Tableau V.46 : Vérification de la condition de non fragilité	185
Tableau V.47 : Vérification à l'état limite de service dans les Nervures	185
Tableau V.48 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement	185
Tableau V.49 : Calcul des Armatures Transversales pour les nervures	186
Tableau V.50 : Ferrailage des nervures	191
Tableau V.51 : Ferrailage des nervures	191
Tableau V.52 : Ferrailage des nervures	192
Tableau V.53 : Choix des armatures des nervures	192
Tableau V.54 : Vérification de la condition de non fragilité	192
Tableau V.55 : Vérification à l'état limite de service dans les Nervures	193
Tableau V.56 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement	193
Tableau V.57 : Calcul des Armatures Transversales pour les nervures	194
Tableau V.58 : Valeurs de (l_f/l)	200
Tableau V.59 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	201
Tableau V.60 : Aciers verticaux et horizontaux	202
Tableau V.61 : Aciers transversaux	203
Tableau V.62 : Aciers supplémentaires	205
Tableau V.63 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	207
Tableau V.64 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)	208
Tableau V.65 : Calcul des armatures du voile (V1)	210
Tableau V.66 : Calcul des armatures du voile (V2)	211
Tableau V.67 : Calcul des armatures du voile (V3)	212
Tableau V.68 : Calcul des armatures du voile (V4 ; V'4)	213
Tableau V.69 : Calcul des armatures du voile (V5 ; V'5)	214
Tableau V.70 : Calcul des armatures du voile (V)	215
Tableau V.71 : Calcul des armatures du voile (V7)	216

Tableau V.72 : Calcul des armatures du voile (V9)	217
Tableau V.73 : Calcul des aciers de couture des voiles	218
Tableau V.74 : Calcul des aciers horizontaux des voiles	219
Tableau V.75 : Ferrailage des linteaux	227
Chapitre VI : étude des fondations	
Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes	232
Tableau VI.2 : Efforts normaux appliqués sur le radier	234
Tableau VI.3 : choix la hauteur des nervures	236
Tableau VI.4 : caractéristiques géométriques	237
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELU	240
Tableau VI.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS	240
Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELU	242
Tableau VI.8 : Calcul des moments à l'ELS	242
Tableau VI.9 : Ferrailage des Panneaux du Radier	243
Tableau VI.10 : vérification de condition de non fragilité	244
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes	245
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS	245
Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures sens (X-X)	246
Tableau VI.14 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)	247
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes	247
Tableau VI.16 : Choix des armatures transversales	248
Tableau VI.17 : Ferrailage du débord	250
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes du débord	251

LISTE DES FIGURES

Chapitre II : généralités

<i>Figure I.1 : Plan d'aménagement</i>	4
<i>Figure I.2 : Vue en élévation</i>	4
<i>Figure I.3 : Vue en 3D du bâtiment</i>	5
<i>Figure I.4 : Murs rideaux</i>	8
<i>Figure I.5 : application de la colle sur le support</i>	11
<i>Figure I.6 : Pose de la première couche</i>	12
<i>Figure I.7 : Pose de la seconde couche</i>	12
<i>Figure I.8 : Essai Brésilien</i>	15
<i>Figure I.9 : Traction par flexion</i>	15
<i>Figure I.10 : Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU</i>	17
<i>Figure I.11 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS</i>	17
<i>Figure I.12 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L.U</i>	20
<i>Figure I.13 : Règle des trois pivots</i>	21

Chapitre II: Pré dimensionnement

<i>Figure II.1 : dimensions du panneau le plus sollicité</i>	26
<i>Figure II.2 : Un schéma représente les dimensions d'une nervure</i>	27
<i>Figure II.3 : Représentation de la largeur efficace « Euro Code2 »</i>	28
<i>Figure II.4 : composition d'une nervure avec la couche de compression</i>	29
<i>Figure II.5 : Vue en plan « Types de plancher »</i>	29
<i>Figure II.6 : L'acrotère</i>	32
<i>Figure II.7 : Coupe de voile en plan</i>	36
<i>Figure II.8 : schéma détail du voile</i>	36
<i>Figure II.9 : Section réduite du poteau circulaire</i>	39
<i>Figure II.10 : Section réduite du poteau rectangulaire</i>	39
<i>Figure II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux »</i>	42

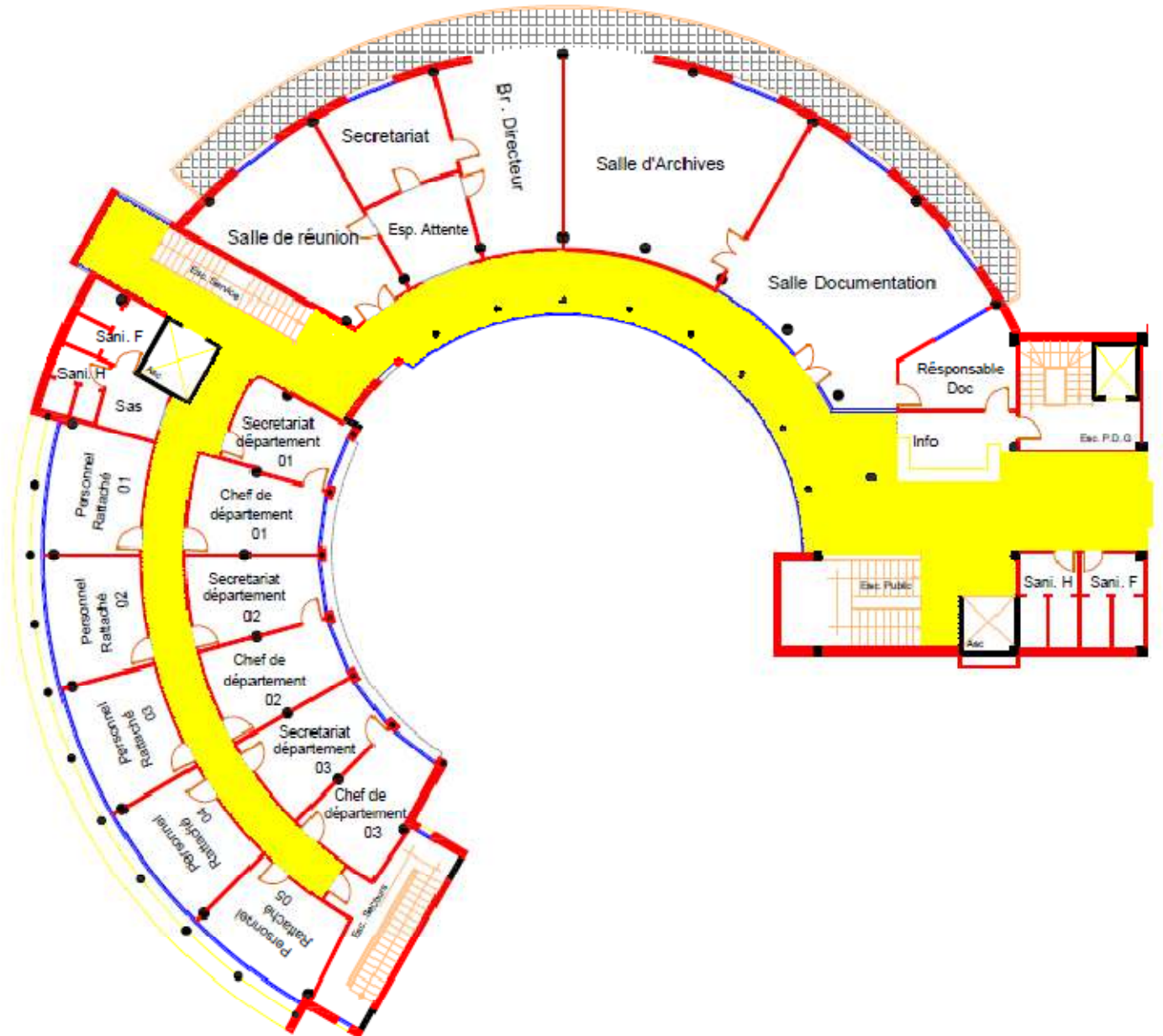
Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux

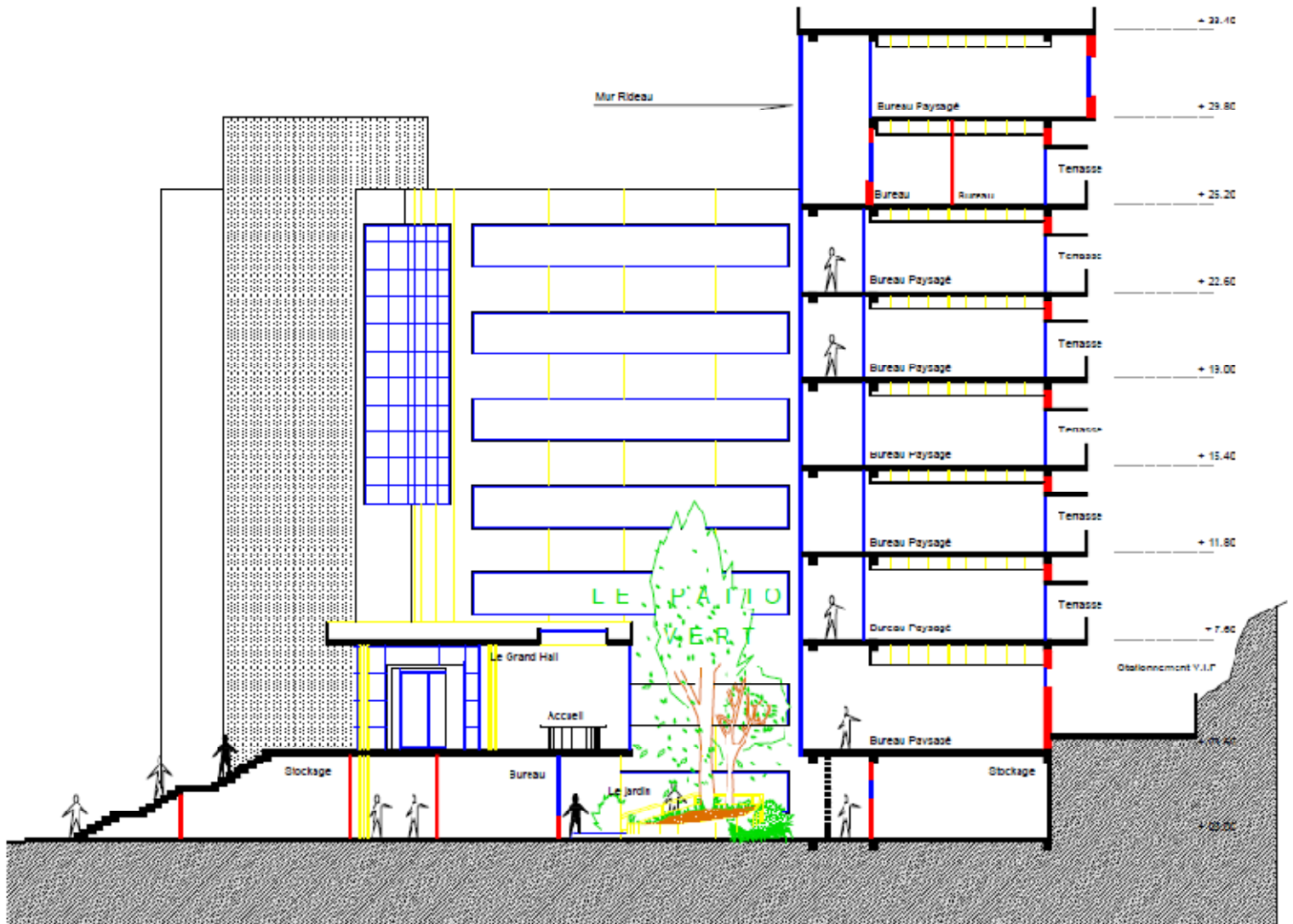
<i>Figure III.1 : Schéma représentatif de l'acrotère</i>	66
<i>Figure.III.2 : Sollicitation de l'acrotère</i>	66
<i>Figure III.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU</i>	67
<i>Figure III.4 : Section de calcul de l'acrotère</i>	67
<i>Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère</i>	71
<i>Figure III.6 : Dimensionnement D'escalier</i>	72
<i>Figure III.7 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées</i>	73
<i>Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier étudié</i>	74
<i>Figure III.9 : Schéma de chargement de l'escalier</i>	76
<i>Figure III.10 : Ferrailage de l'Escalier</i>	82
<i>Figure III.11 : Vue en plan de l'escalier à 3 volées</i>	83

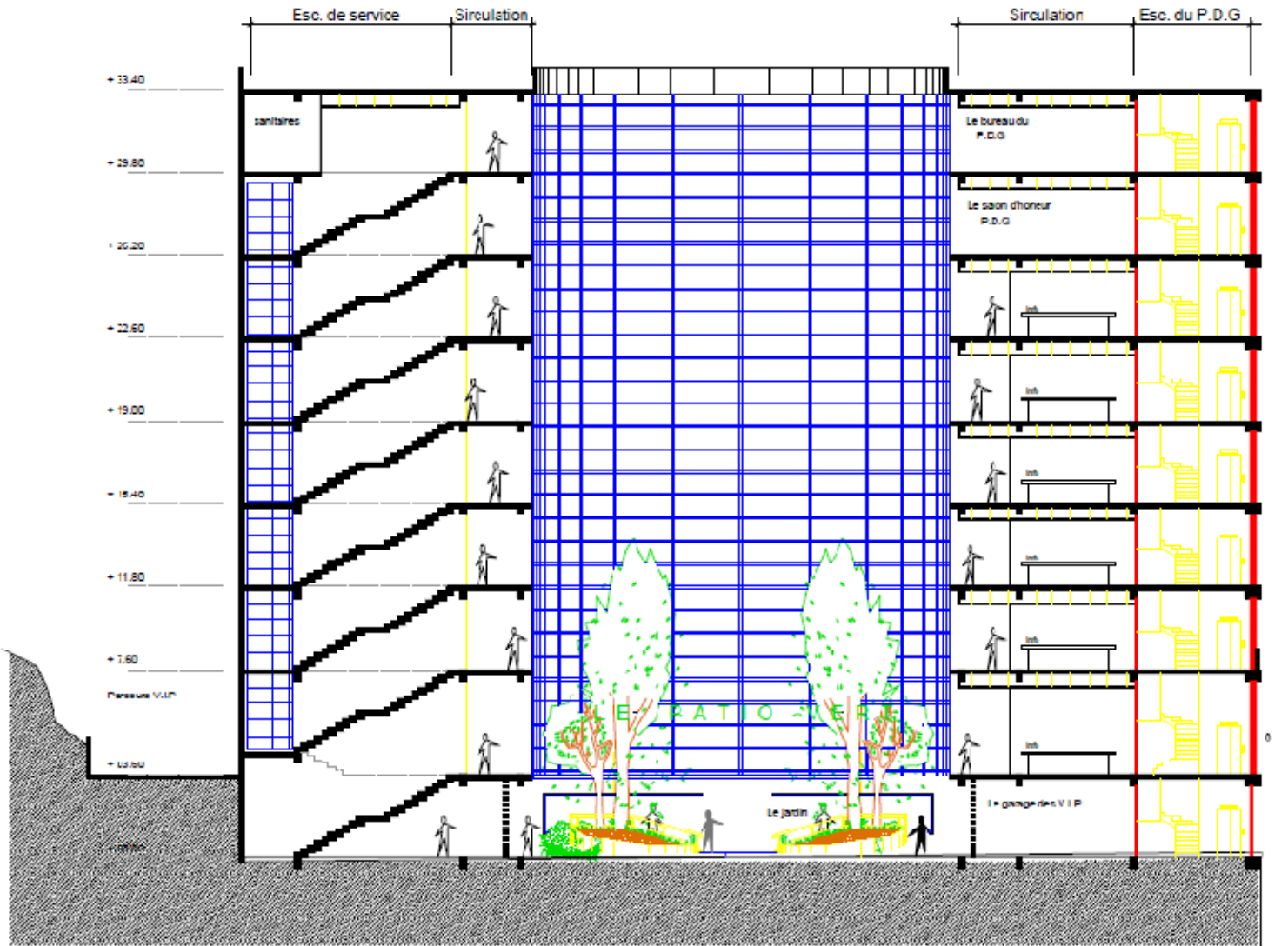
Figure III.12 : schéma statique de l'escalier étudié	83
Figure III.13 : Schéma de chargement d'escalier	86
Figure III.14 : Schéma de chargement de la 2 ^{ème} volée	92
Figure III.15 : Ferrailage de volée	94
Figure III.16 : Ferrailage de volée 2 « console »	94
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé	97
Figure III.18 : Balcon sur trois appuis	98
Figure III.19 : Schéma de chargement Du Balcon	99
Figure III.20 : Ferrailage des balcons	103
Figure III.21 : Composition d'une nervure avec la couche de compression	104
Figure.III.22 : schéma de dalle pleine	111
Figure III.23 : Ferrailage de la dalle pleine	117
Figure III.24 : Dimensions de la dalle	118
Figure III.25 : les lignes de rupture de la dalle	119
Figure III.26 : Travail de forces extérieures (τ_{ext})	119
Figure III.27 : travail des forces intérieures	120
Chapitre IV: étude dynamique en zone sismique	
Figure IV.1 : Spectre de réponse	127
Figure IV.2 : vue en plan du modèle initial	131
Figure IV.3 : vue en plan du 1 ^{er} modèle	133
Figure IV.4 : vue en plan du 2 ^{ème} modèle	137
Figure IV.5 : Evaluation des effets de second ordre	140
Figure IV.6 : vue en plan du modèle final	147
Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants	
Figure V.1 : Arrêt Des Barres	187
Figure V.2 : Ferrailage Des Poutres 30×30cm	188
Figure V.3 : Ferrailage Des Poutres 30×40cm	189
Figure V.4 : Ferrailage Des Poutres 40×60cm	190
Figure V.5 : Dimensions de la Poutre en Té	191
Figure V.6 : Ferrailage De La Nervure	195
Figure V.6 : Disposition des voiles dans la structure	196
Figure V.8 : section rectangulaire, soumise à la flexion composée	177
Figure V.9 : Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage	198
Figure V.10 : définition de l'élément mur	199
Figure V.11 : Mur encastré	199
Figure V.12 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque	204
Figure V.13 : disposition des armatures verticales dans les voiles	205
Figure V.14 : Ferrailage Voile V1 (entre sol ; RDC)	220
Figure V.15 : Ferrailage Voile V1 (1 ^{er} ; 3 ^{ème})	220
Figure V.16 : Ferrailage Voile V1 (4 ^{ème} ; 7 ^{ème})	220
Figure V.17 : Détail De Ferrailage Voile V1 (entre sol ; RDC) en élévation	221
Figure V.18 : Ferrailage Voile V5 ; V'5 (entre sol ; RDC)	221
Figure V.19 : Détail De Ferrailage Voile V5 ; V'5 en élévation (entre sol;RDC)	222

<i>Figure V.20 : Ferrailage des linteaux</i>	228
Chapitre VI : étude des fondations	
<i>Figure VI.1 : Schéma statique du bâtiment</i>	237
<i>Figure VI.2 : Contraintes sous le radier</i>	239
<i>Figure VI.3 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité</i>	243
<i>Figure VI.4 : Schéma statique du débord</i>	249
<i>Figure VI.5 : Diagramme des Moments</i>	249
<i>Figure VI.6 : Schéma de ferrailage Dalle du radier</i>	251
<i>Figure VI.7: Ferrailage Des Nervures</i>	251

VU EN PLAN







Généralités

I.1. Introduction :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de ses cinq années d'étude.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivants:

- ❖ L'usage
- ❖ La résistance
- ❖ Les exigences esthétiques
- ❖ Les conditions économiques

L'étude de ce projet comprendra la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escaliers, planchers, acrotère.....) ainsi que l'étude dynamique de la structure afin d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux règles parasismiques algériennes (**RPA99.ver03**) et aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL91**) et moyennant le logiciel de calcul (**SAP 2000 V12**)

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un centre d'affaire usage (bureaux). Cet ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 ver.2003**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas *48m*, c'est le "**groupe 2**".

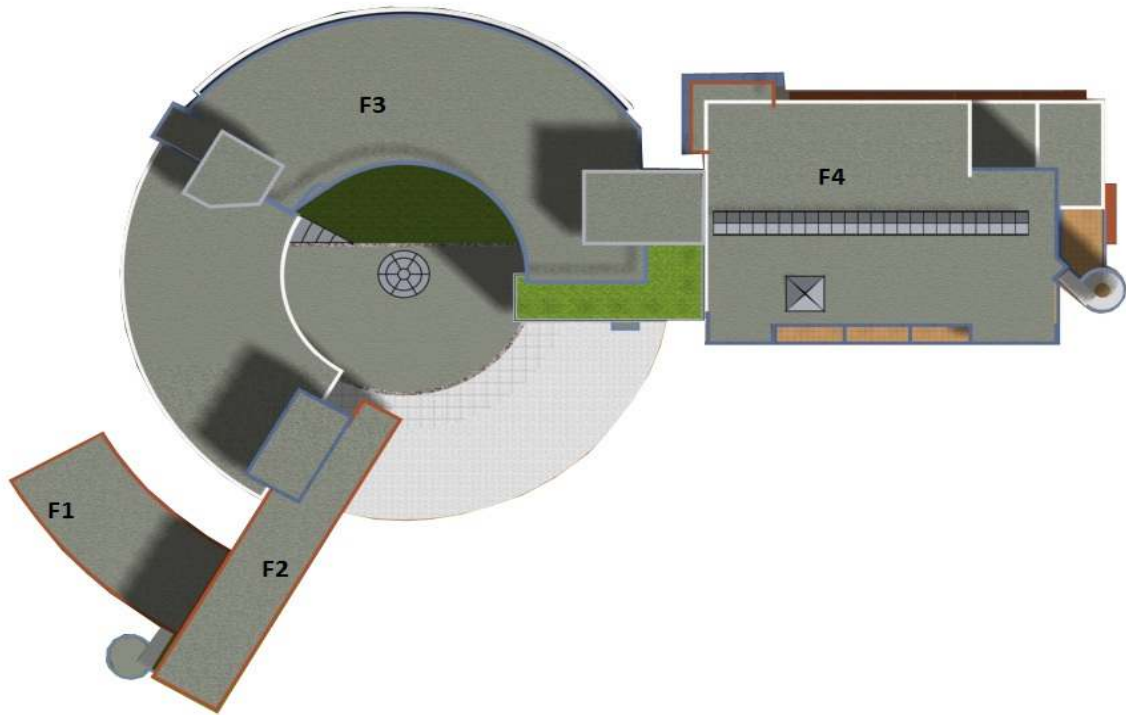


Figure I.1 : Plan d'aménagement



Figure I.2 : Vue en élévation

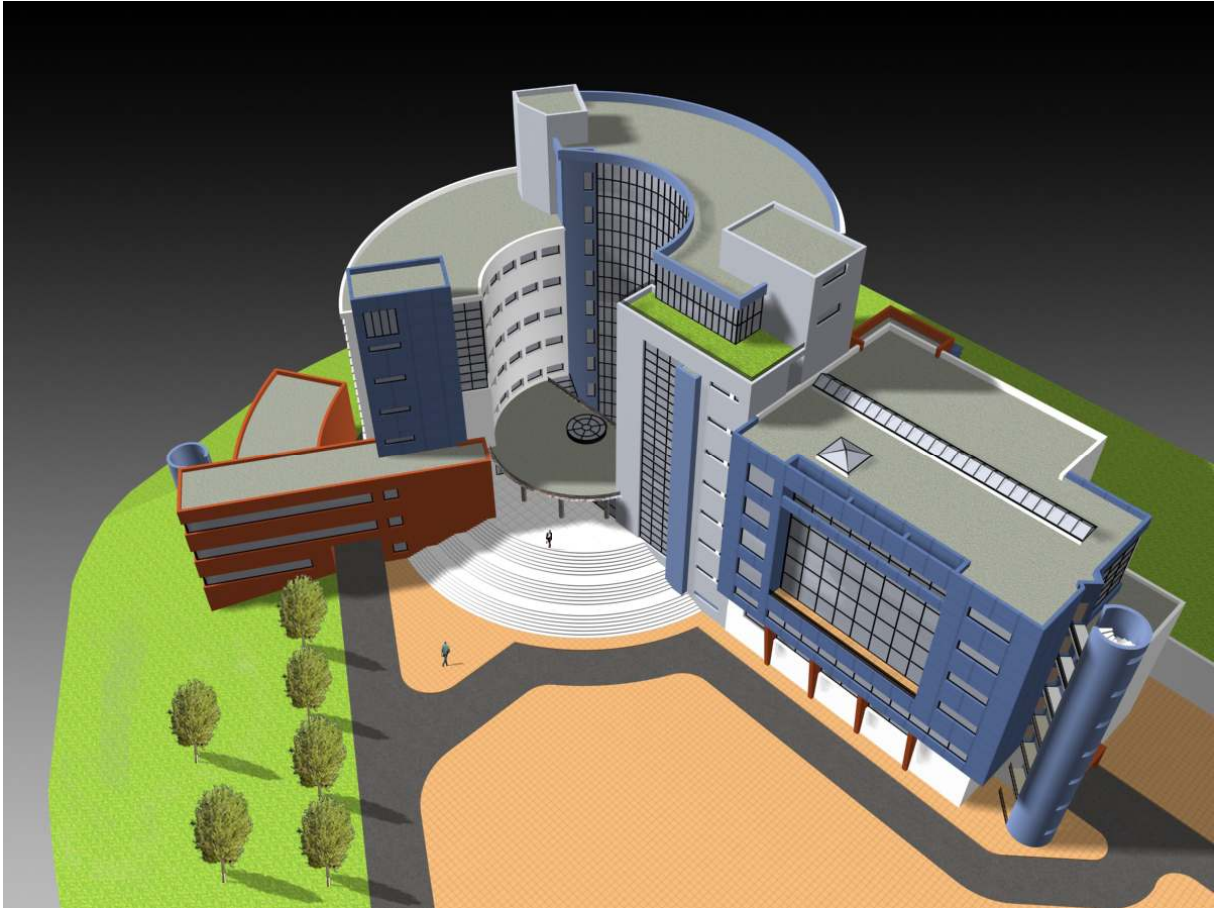


Figure I.3 : Vue en 3D du bâtiment

La structure étudiée est le bloc F3 à une forme circulaire, elle est constituée d'un entresol, d'un RDC et de (07) étages.

- Entre Sol usage bureaux.
- Un rez -de- chaussée (RDC) usage bureaux.
- 1^{er} jusqu' au 7^{ème} étages usage bureaux.

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- hauteur totale (sans acrotère) est de : 33.40 m
- hauteur totale (avec acrotère) est de : 34 m
- hauteur du rez-de-chaussée est de : 4 m
- hauteur de l'étage courant est de : 3.06 m
- hauteur du entre sol est de 3.60 m

b. Dimensions en plan :

- La longueur totale =42.75m
- La largeur totale =39.7m

I.2.2. Ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques).

I.2.3. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Tous les planchers des étages seront dalle pleine.

I.2.4. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.2.5. Ascenseurs :

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

La structure comporte trois cages d'ascenseur.

Deux du sous-sol jusqu'au 7^{ème} étage, et l'autre du sous sol au 6eme étage.

I.2.6. Terrasse :

Dans notre projet on à un type de terrasse :

- Terrasse inaccessible .

I.2.7. L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

I.2.8. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.2.9. Enveloppe extérieure :

Enveloppe extérieure de notre structure sera faite en mur rideau.

a. Définition :

Le mur-rideau appelé aussi <façade rideau> est un mur de façade légère, qui assure la fermeture mais ne participe pas à la stabilité du bâtiment. Il se caractérise comme suit :

- Il est fixé sur la face externe de l'ossature porteuse du bâtiment (ou squelette).
- Son poids propre et la pression du vent sont transmis à l'ossature par l'intermédiaire d'attaches.
- Il est formé d'éléments raccordés entre eux par des joints.

Il diffère du panneau de façade qui est utilisé pour remplir les vides laissés par l'ossature. Dans ce système, les panneaux sont appuyés, étage par étage, sur le squelette. La façade laisse apparaître toute l'ossature, les nez de plancher ou les poteaux.

Bien qu'elle ne porte pas l'édifice, cette façade légère doit remplir toutes les autres fonctions d'un mur extérieur, soit :

- isoler thermiquement.
- assurer ou interdire la barrière de vapeur.
- isoler phoniquement.
- résister au feu.
- résister aux conditions extérieures, dont le climat, les agents chimiques, les vibrations, les chocs.

b. Avantages techniques et économiques:

- légèreté (50 à 80 kg/m²), soit 20 à 30 % du poids d'une construction traditionnelle.
- encombrement réduit (de 10 à 20 cm), soit un gain de 10 à 30 cm par rapport à la construction traditionnelle.
- Relativement durables. Avec un peu de maintenance peuvent durer de 40 ans jusqu'à la vie de la structure.
- préfabrication industrielle permettant une grande vitesse de mise en œuvre.

- performances d'étanchéité à l'eau, à l'air et au vent, supérieures à une construction traditionnelle.
- entretien réduit.
- larges possibilités d'adaptation au niveau du concept architectural.
- Ils sont **recyclables**.

c. Différentes sortes de mur rideau :

- a) sèches : garnitures en néoprène, santoprène, silicone, PVC ou polychlorure de vinyle, hypalon, etc.
- b) en ruban : performés, etc.
- c) en pâte : silicone, polyuréthane, polysulfide, acrylique, latex.

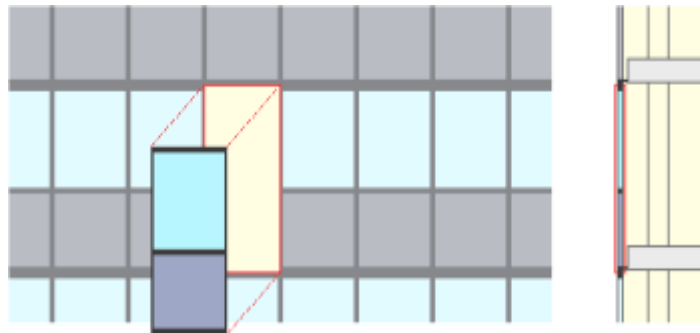


Figure I.4 : Murs rideaux

I.2.10 Murs intérieurs :

Les murs intérieurs se font en plaques en plâtre

a. Définitions :

Il s'agit d'un matériau industriel formé de plâtre moulé entre deux fines couches de carton. Cette plaque sert à faire la finition des murs et des plafonds intérieurs ou encore à monter des cloisons qui ne serviront pas de murs porteurs. De taille variable, le Placoplatre est posé par vissage, sur rail ou sur des montants en bois ou en métal. On place généralement une couche de laine de verre ou un autre isolant thermique et phonique entre deux plaques, afin d'avoir une cloison plus performante. Le Placoplatre peut également être collé à l'aide d'un mortier spécialisé.

b. Préparation et mise en œuvre :

- Sur le sol, tracez l'épaisseur de la cloison au bleu à tracer. La fixation du rail de 48 mm de large s'effectue à l'aide de chevilles et vis tous les 60
- Utilisez le fil à plomb pour repérer au plafond le vis-à-vis du rail bas Tracez alors l'emplacement du rail haut et vissez-le dans le plafond tous les 60 cm.
- Les montants ont été coupés à l'aide de la grignoteuse à la hauteur entre rails bas et haut moins 1 cm. Emboîtez-les entre les rails en exerçant une légère torsion. Les trous dans les montants sont alignés pour permettre le passage des gaines électriques.
- Placez les montants à 60 cm d'entraxe en vérifiant simultanément leur verticalité à l'aide du niveau. Leur écartement constant permet le vissage des plaques Placoplatre. Le premier et le dernier montant sont vissés ou chevillés sur les parois perpendiculaires à la cloison.
- Vissage des plaques
 1. Coupez les plaques à la hauteur sous plafond moins 1 cm.
 2. Posez-les verticalement à 1 cm du sol et jointives au plafond, en alternant les joints d'un parement à l'autre.
 3. Vissez les plaques tous les 30 cm **maxi** sur l'ossature, et à 1 cm des bords des plaques (les plaques des premières peaux peuvent être vissées tous les 60 cm **maxi**).
 4. Vissez les plaques de l'autre côté en décalant les joints avec ceux du 1er côté.
- Réalisation des joints :
 1. Préparer l'enduit de jointoyage et en appliquer une couche sur le joint.
 2. Poser une bande de jointoyage sur l'enduit frais.
 3. Lisser la bande de jointoyage pour qu'elle adhère à l'enduit.
 4. Appliquer une couche de finition sur la bande de jointoyage avec un couteau à enduire large (20 cm).

c. Les avantages :

- Mise en œuvre rapide (parement plaque de plâtre et isolant posés en même temps).
- Performances thermo-acoustiques excellentes.
- Pas de pré-encollage.
- Planéité parfaite.
- Grande cohésion de l'isolant.
- Economie de colle (8 plots au m²).
- Gamme complète (type de parement, épaisseurs et longueurs) en fonction de destination du local.
- Légèreté et confort de pose.
- Haute résistance aux chocs et à la compression.

I.2.11.Revêtement sol :

Il est réalisé par un béton décoratif (béton ciré).

a. Définition :

Le béton ciré est le terme générique employé pour désigner une variété importante de techniques de décoration ayant pour finalité la réalisation d'un revêtement de sol ou d'un revêtement de mur avec un mortier ou un béton coloré par pigmentation et protégé pour en faciliter l'entretien.

Le béton ciré, est un mélange dosé d'usine de quartz, ciment, sable, silice, pigments et autres adjuvant « facilitant l'adhérence, retardant la prise ou encore améliorant l'imperméabilité » permettant une mise en place mécanique ou manuelle.

b. Domaines d'applications :

- Plages et locaux de piscines privés ou municipales.
- Béton décoratif pour voiries.
- Sols béton cirés de bâtiments publics.
- Sols béton colorés ou au quartz pour hangars de stockage ou de manutention.
- Gares et aéroports.
- Sols béton ciré public ou privé.
- Murs, agencements en béton ciré.

c. Etats de supports :

Les supports seront conformes aux réglementations en vigueur, c'est-à-dire :

- résistants, stables, adaptés à l'usage.
- sains, propres et dépoussiérés.
- avoir une humidité résiduelle de moins de 5 %.
- présenter une tolérance de planéité de 5 mm sous la règle de 2 m et 2 mm sous la règle de 20 cm.

d. Pose de béton ciré au sol

Appliquez sur la dalle existante un liant colle, Il permet de lier la dalle et la chape rapportée.



Figure 1.5 : application de la colle sur le support

La réalisation d'un sol en béton ciré nécessite deux couches.

1. Pose de la première couche :

Une fois le mélange réalisé en fonction des indications du fabricant :

- Versez celui-ci sur la surface à recouvrir.
- Lissez la surface avec une raclette (par exemple) pour l'étendre.
- L'épaisseur de la couche au sol n'excèdera pas 5 mm.
- Laissez sécher quelques heures et vérifiez à l'aide d'un niveau ou d'une règle identique à celle du ragréage que la couche est bien plane.
- Lustrez ensuite la couche de coulis avec une taloche pour une petite surface (moins de 20 m²) ou avec une lustreuse si vous travaillez sur une grande surface. Celle-ci vous permettra de gagner beaucoup de temps.
- Laissez sécher ensuite entre 8 et 15 jours en fonction des indications données par le fabricant.



Figure 1.6 : Pose de la première couche

2. Pose de la seconde couche :

Pour la seconde couche de béton ciré sur un sol :

- Mouillez le sol de façon à le saturer d'eau.
- Lissez de nouveau avec la taloche ou la lustreuse et, le cas échéant, ajoutez du produit si le sol n'est pas plan.
- Une fois le sol bien sec, passez la cire au rouleau.
- La couche devra être grasse et appliquée de façon égale.
- Laissez sécher une dizaine d'heures avant de lustrer le sol en béton ciré avec un chiffon doux (pour une petite surface) ou avec une lustreuse.



Figure 1.7 : Pose de la seconde couche

3. Avantages et inconvénients de béton ciré :

a. Avantages du béton ciré :

- Décoration contemporaine.
- Pas ou peu de joints.
- Excellente adhésion aux surfaces.
- Grande résistance au trafic, idéal en habitation, bureaux et commerces.

- Faible épaisseur pour les revêtements millimétriques.
- Nombreuses couleurs durables si minérales.
- Bonne résistance aux rayons UV et aux perturbations climatiques.
- Faible impact sur l'environnement.

b. Inconvénients du béton ciré :

- Terme très générique regroupant les dalles et les bétons ciré millimétriques fins.
- Forte dépendance à la qualité des entreprises de pose dont il convient de vérifier les références et compétences.
- Peu de fabricants ont la capacité de proposer un système complet et contrôlé.
- Peu diffusé encore.
- Cadre réglementaire des dallages pas souvent respecté.
- Cadre réglementaire des bétons cirés millimétriques en cours.

I.2.12. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est **3m**.
- La catégorie de site S_3 : site meuble.

I.3. Les propriétés des matériaux :

I.3.1. Béton :

a. Composition :

Le béton, est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on 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.

- **Ciment :** Le CPJ est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - ❖ Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
 - ❖ Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm
- **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.

b. Résistance du béton : [1]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à « j » jours d'âge.

b.1. Résistance a la compression :

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 Mpa.

Car :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

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 négligeant le fluage du béton.

b.2. Résistance a la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

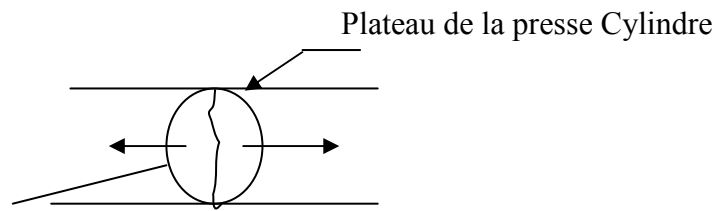


Figure I.8 : Essai Brésilien

b.3. Traction par flexion :

A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

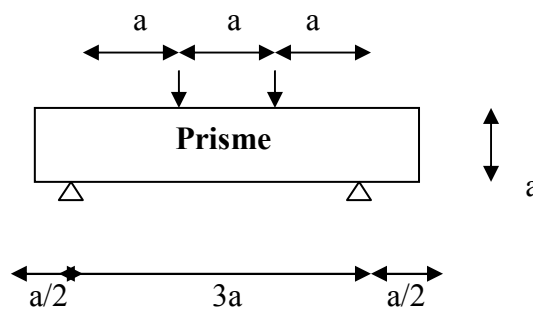


Figure I.9 : Traction par flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Mpa}) \quad [1]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

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

c.1. Module de déformation instantané :

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

$$E_{ij} = 11\,000 * (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Mpa}) \quad [1]$$

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

c.2. Module de déformation différé :

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

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Mpa}) \quad [1]$$

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

d. Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limite de calculs :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) , on distingue deux états limites.

e.1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

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

Avec : γ_b = coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

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.

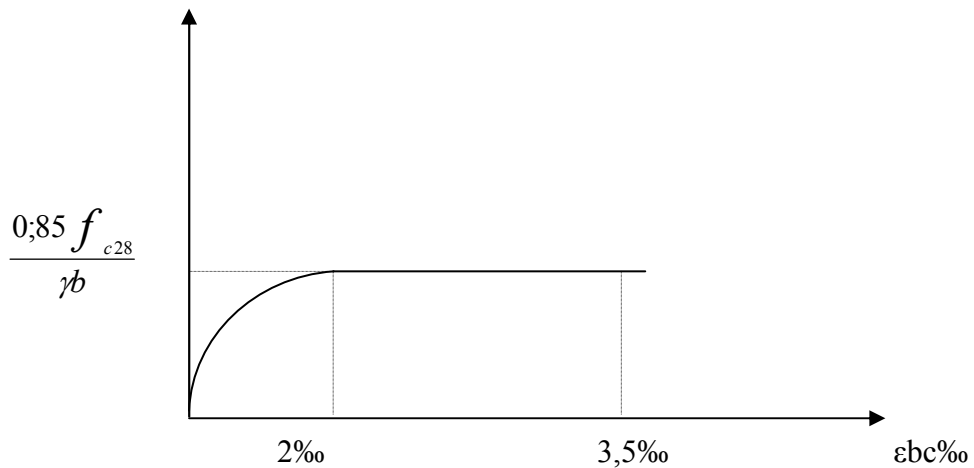


Figure I. 10 : Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU

e.2. Etat limite de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels 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 :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \quad [\text{Mpa}] \quad [1]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

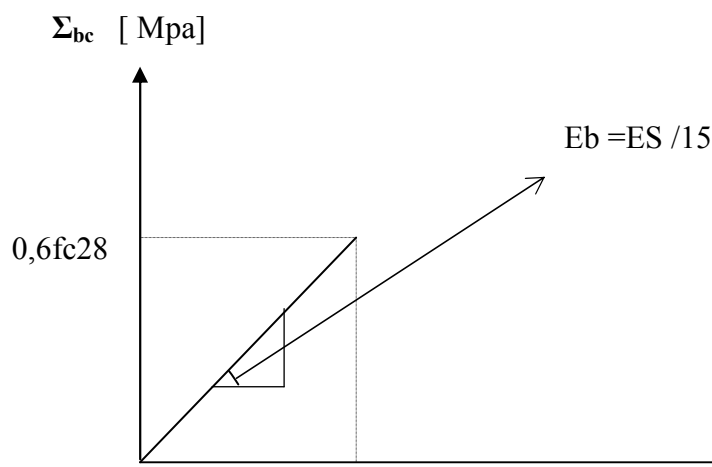


Figure 1. 11 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.3.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 220 et FeE 240 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

a. Limites élastiques : [5]

Ronds lisses	FeE220	—————→	fe = 215 Mpa
	FeE240	—————→	fe = 235 Mpa
Haute adhérence	FeE400	—————→	fe = 400 Mpa
	FeE 500	—————→	fe = 500 MPa

b. Contrainte de calcul : [1]

b.1. E. L. U:

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s , et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ Mpa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

◆ rond lisse (fe = 235 Mpa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

◆ haute adhérence (fe = 400 Mpa)

b.2. E. L. S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$H = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture :

ϵ_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [Mpa].

e. Diagramme contraintes – déformations A L'ELU :

σ_s = contrainte de l'acier.

Γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

E_s = allongement relatif de l'acier.

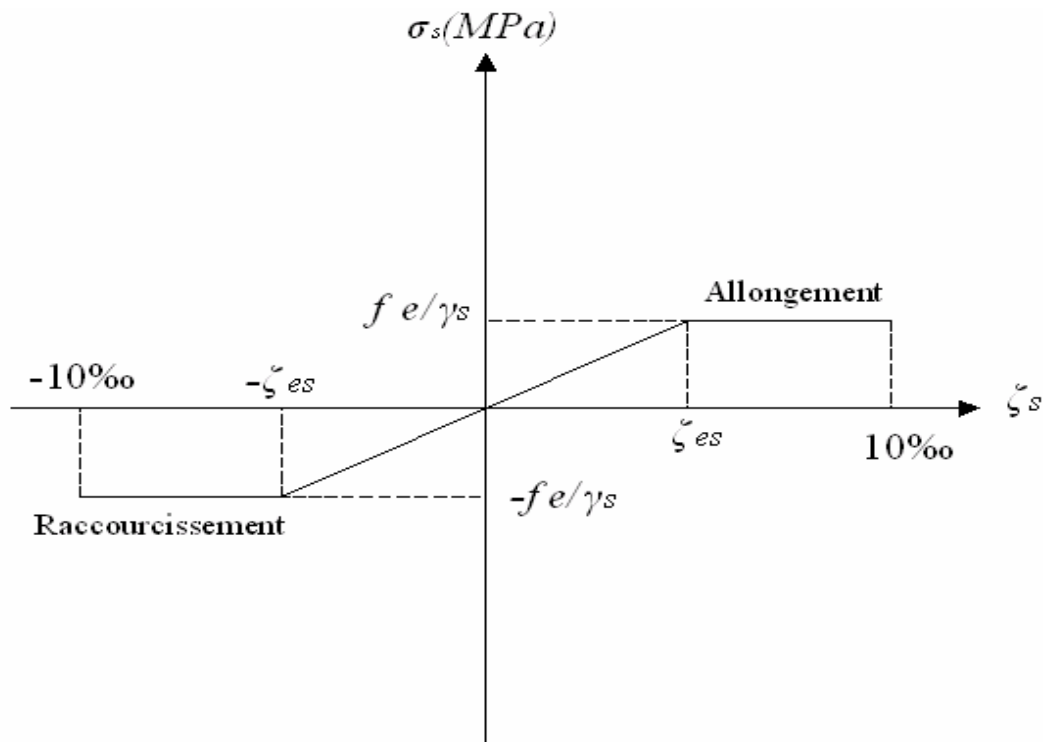


Figure I. 12 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L.U

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

I.4.1. 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 $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ 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 limitée à 10‰ .

I.4.2. Règle des trois pivots : (Art 4.3.2) BAEL91 [1]

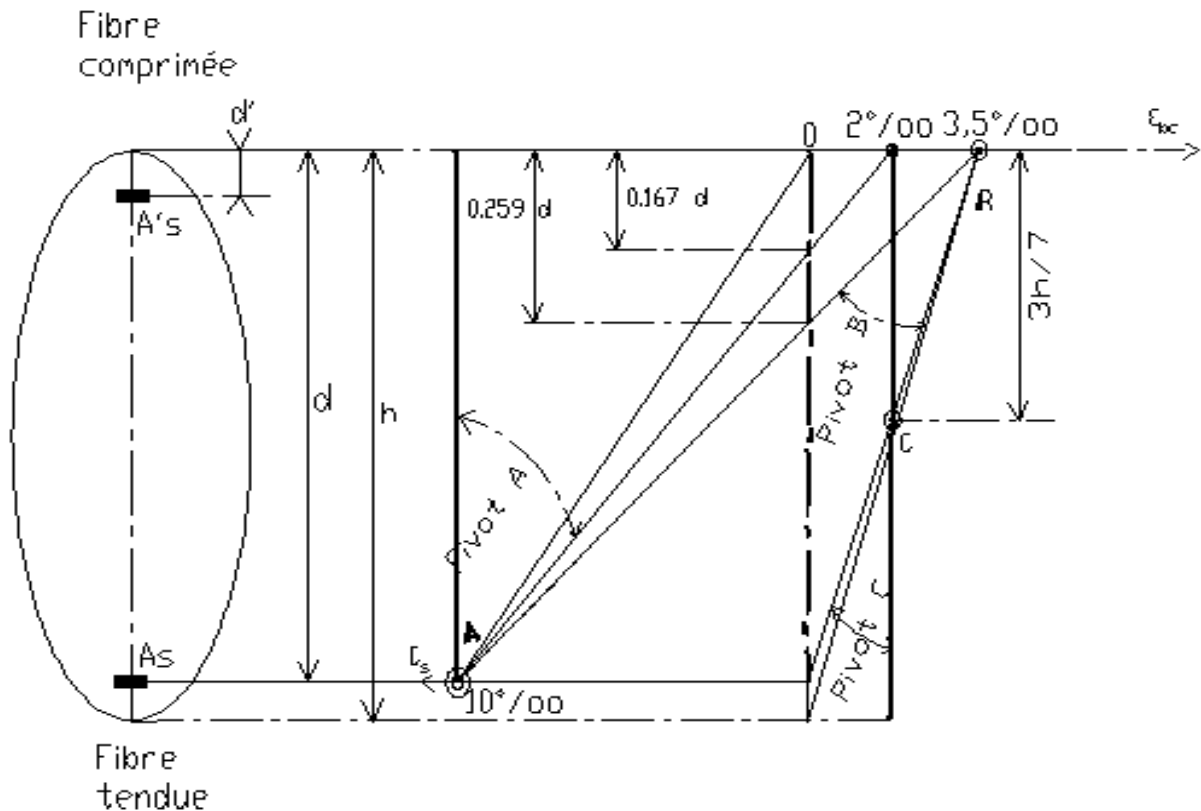


Figure I.13 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $3,5\text{‰}$ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

I.5.3. Hypothèse de calcul a 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 :n=15

Pré dimensionnement

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil.

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du **RPA99 (version 2003)**, **BAEL 91** et au **CBA 93**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2 ; 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de la résistance.

Nous avons deux types de planchers

- Plancher en dalle pleine.
- Plancher nervuré.

II.2.1.Dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$),

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 ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu

On admet $e = 12 \text{ cm}$

• **Isolation phonique :**

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.

On admet $e = 14\text{cm}$

• **Résistance à la flexion :**

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

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

Avec l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

• **Condition de flèche [BAEL91]:**

La condition a vérifiée est la suivante : $f_{adm} \leq \frac{L_{max}}{1000} + 0,5$ Si la portée $L > 5\text{m}$.

$$f_{adm} < \frac{l_{max}(cm)}{500} ; \text{ Si la portée } L \leq 5\text{m}.$$

f_{max} : La flèche maximum a calculer pour une poutre encastree a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = \frac{5q L_{max}^4}{384 EI} \Rightarrow \frac{5q L_{max}^4}{384 EI} \leq \frac{L_{max}}{1000} + 0,5$

avec : $I = \frac{b \times e^3}{12}$ D'où : $e \geq \sqrt[3]{\frac{(60.q.L_{max}^4)}{(384.E.b f_{adm})}}$

❖ **Plancher 1 (Lx=4.2m ; Ly=5m) :**

• **Résistance a la flexion :**

$8.5 \leq e \leq 10.6\text{cm}$ On prend : $e=12\text{cm}$

• **Condition de flèche :**

$G = 490 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ —————► surcharge d'exploitation.

Ceci donne $q = (490+250) \times 1.00 = 740 \text{ Kg /ml}$

$E = 10818.86 \text{ Mpa} = 108188.6 \text{ Kg/cm}^2$

D'ou :

$e \geq ((60 \times 740.10^{-2} \times (4.2 \times 10^2)^4) / (384 \times 108188.6 \times 100 \times 0.85))^{1/3} = 15.75 \text{ cm}$

On prend **$e=16 \text{ cm}$**

On limite donc notre épaisseur à : **$e=16 \text{ cm}$**

❖ **Plancher 2 ($L_x = 5.22 \text{ m}$; $L_y = 7.5 \text{ m}$) :**

• **Résistance a la flexion :**

$10.44 \leq e \leq 13.05 \text{ (cm)}$. On admet **$e=14 \text{ cm}$**

• **Condition de flèche :**

- Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e = 14 \text{ cm}$ (préalablement déterminée à partir de la condition 2 ci dessus).

$G = 490 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ —————► surcharge d'exploitation.

Ceci donne $q = (490+250) \times 1.00 = 740 \text{ Kg /ml}$

$E = 10818.86 \text{ Mpa} = 108188.6 \text{ Kg/cm}^2$

D'ou :

$e \geq ((60 \times 740.10^{-2} \times (7.5.10^2)^4) / (384 \times 108188.6 \times 100 \times 1,25))^{1/3} = 30.02 \text{ cm}$

- Pour que la condition de la flèche soit vérifiée, nous devons avoir une dalle pleine d'épaisseur **$e=35 \text{ cm}$** .

On remarque que l'épaisseur de la dalle est très grande. Afin de réduire cette épaisseur, la dalle pleine sera remplacée par un **plancher nervuré**.

II.2.2. Plancher Nervuré [6] :

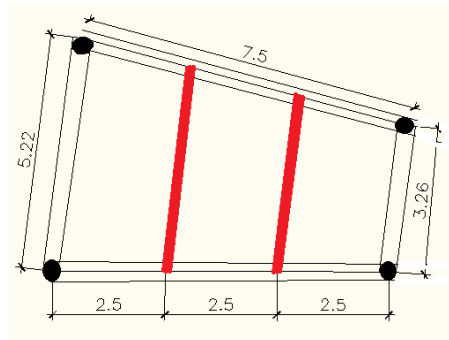
II.2.2.1. Définition :

On appelle un plancher nervuré l'ensemble constitué des nervures, (ou poutrelles) supportant des dalles de faible épaisseur. Les nervures peuvent être en béton armé ou en béton

précontraint coulées sur place ou préfabriquées sur site ou en usine ; elles reposent elle-même sur des poutres principales ou des voiles. Elles ont des formes variées, rectangulaires, trapézoïdales, en L, en T.

Dans notre projet on adopte des nervures en forme T pour le plancher de tous les étages.

- Pour notre cas on adopte un espacement entre les nervures égale à : 2.5 m.



— : nervure

Figure II.1 : dimensions du panneau le plus sollicité

II.2.2.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine nervurée :

D’après le BAEL ; l’épaisseur “ e ” est déterminée comme suit :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \text{Tel que} \quad L = 2.5 \text{ cm (espacement entre les nervures).}$$

$$\frac{2.5}{45} \leq e \leq \frac{2.5}{40} \quad \Rightarrow 5.55 \leq e \leq 6.25 \text{ cm}$$

-Les contraintes dues au feu imposent également des épaisseurs de :

e = 7 (cm) Pour une heure de coupe feu.

e = 11 (cm). Pour deux heures de coupe feu.

On admet =**11cm**

- **Isolation phonique :**

Pour assurer une isolation phonique minimale, l’épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.

On adopter une épaisseur de **14cm**

II.2.2.3. Pré dimensionnement des nervures

Les nervures sont soumises aux charges trapézoïdales, sont disposé selon le sens x

Avec $L = 4.57 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 22.85 \leq h \leq 30.46 \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On choisie une nervure de : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

Alors la section de la poutre en T sera comme suite :

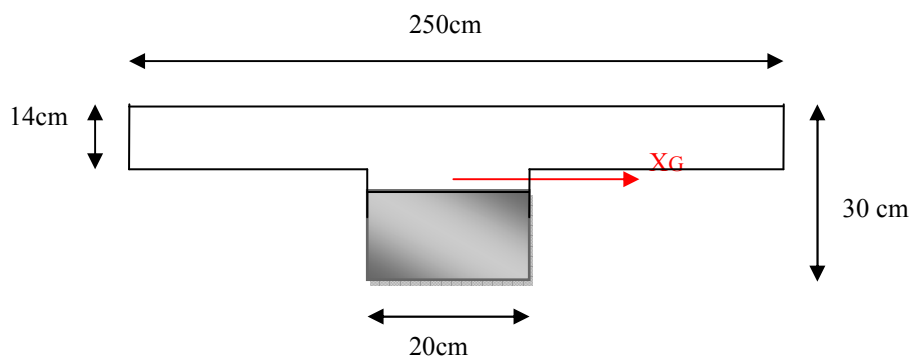


Figure II.2: Un schéma représente les dimensions d'une nervure

II.2.2.4. Largeur efficace de la table de compression : [4]

Dans une poutre en T sollicitée en flexion, les contraintes de compression dans la table supérieur (Comprimé) décroissent lorsqu'on s'éloigne de l'âme (retombée), ce phénomène est particulièrement sensible pour les tables dont la largeur est importante par rapport à l'épaisseur.

Par simplification on adopte une répartition uniforme des contraintes normales sur une largeur réduite de la table. Cette largeur, appelée **largeur efficace** et notée b_{eff} .

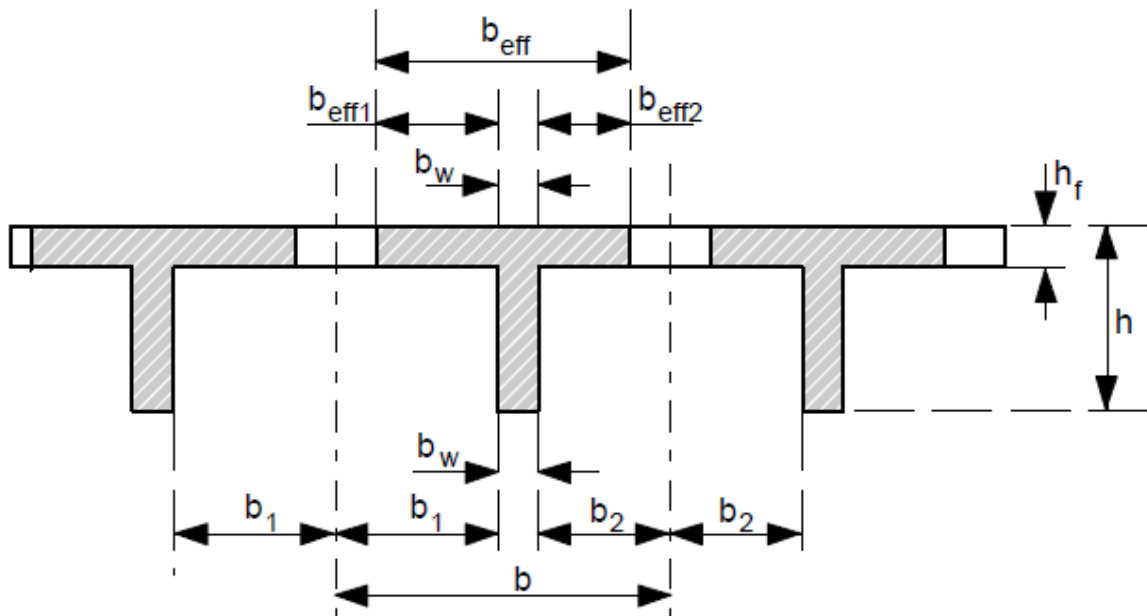


Figure II.3 : Représentation de la largeur efficace « Euro Code2 »

II.2.2.5. Calcul de la largeur efficace de la table [4] :

D’après l’*EUROCODE2* la largeur efficace d’une poutre en T dépend des dimensions de l’âme et de la dalle, du cas de charge, du porté, des conditions d’appuis et des armatures transversales.

Pour l’analyse, lorsqu’une grande précision n’est pas indispensable (des poutres continues de bâtiment pour notre projet), on peut considérer que la largeur est constante sur toute la portée. Donc la largeur efficace d’une poutre en T symétrique est calculée de la façon suivante:

$$b_{eff} = b_w + 1/5 l_o$$

Avec : l_o : Représente la distance entre les points de moment nul.

b_i : Représente la demi-portée de la dalle entre les poutres.

$l_o = 0,70 L$ pour une travée intermédiaire avec un rapport entre deux travées adjacents = $4.57 / 3.92 = 1.16 < 1,5$.

$$b_{eff} = 0,2 + 1/5 (0,7 \times 4.57) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{b_{eff} = 0.84m}$$

Nous avons opté la section de la nervure pour les dimensions suivantes :

- e= 14cm
- b_w=20cm
- h=30cm
- b= 84cm

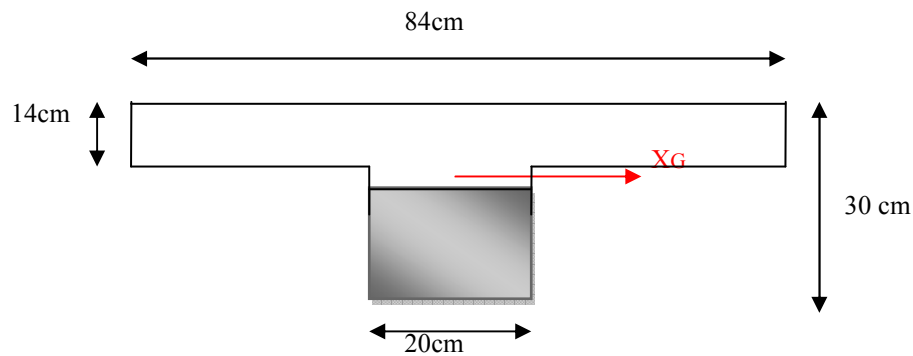


Figure II.4 : composition d'une nervure avec la couche de compression

II.2.2.6. Poids propre des nervures :

$$P_p = \frac{0,2(0,3 - 0,14) * (4,57 + 3,92) * 25}{31,56} = 0,22 \text{ kN /m}$$

II.2.3. Balcon :

$$L_x = 2,07 \text{ m}$$

La dalle repose sur deux appuis

On aura donc : $5,43 \leq e \leq 6,33$ (cm). On prend $e = 14$ cm

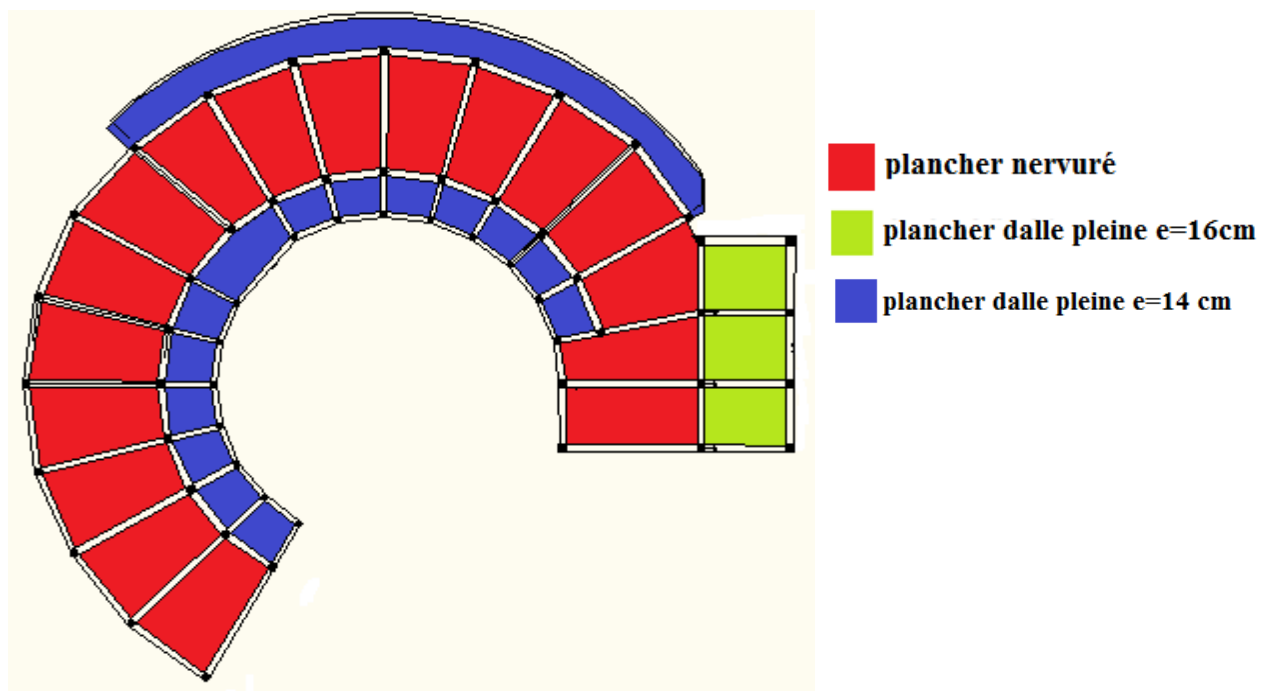


Figure II.5 : Vue en plan « Types de plancher »

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. La terrasse inaccessible :

- **Plancher nervuré :**

- **Charges permanentes**

1- Protection gravillons (5cm)	0,05x17= 0.85 kN/m ²
2- Etanchéité multicouches (2 cm)	0,02x6 = 0.12 kN/m ²
3- Forme de pente (e _{moy}) = 10cm)	0,1x22= 2.20 kN/m ²
4- Isolation thermique (4cm)	0,04x4 = 0.16 kN/m ²
5- Dalle pleine (e = 14)	= 3.5kN/m ²
6- les nervures	= 0.22kn /m ²
7-Faux plafond en Placoplatre	=0,149 kN/m ²

$$G = 7.2\text{kN/m}^2$$

- **Dalle pleine :**

- **Charges permanentes :**

1- Protection gravillons (5cm)	0,05x17= 0.85 kN/m ²
2- Etanchéité multicouches (2 cm)	0,02x6 = 0.12 kN/m ²
3- Forme de pente (e _{moy}) = 10cm)	0,1x22= 2.20 kN/m ²
4- Isolation thermique (4cm)	0,04x4 = 0.16 kN/m ²
5- Dalle pleine (e = 16)	=4kN/m ²
6-Faux plafond en Placoplatre	=0,149 kN/m ²

$$G = 7.5\text{kN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**

Terrasse inaccessible

$$Q=1 \text{ k/m}^2$$

II.3.2. planchers étages courant :

• **Plancher nervuré :**

- **Charges permanentes :**

1-Béton décoratif « béton ciré »	17X0.015 = 0.26 kN/m ²
2- La dalle pleine(e=14cm)	0,14× 25 = 3.5 kN/m ²
3-les nervures	=0.22kN/m ²
4-Faux plafond en Placoplatre.	= 0,149 kN/m ²
5-maçonnerie interne.	= 1.00KN/m ²
	G = 5.13KN/m²

• **Dalle pleine :**

- **Charges permanentes :**

1-Béton décoratif « béton ciré »	17X0.015 = 0.26 kN/m ²
2- La dalle pleine(e=16cm)	0,16 × 25 = 4 kN/m ²
3-Faux plafond en Placoplatre.	= 0,149 kN/m ²
5-maçonnerie interne.	= 1.00KN/m ²
	G = 5.41KN/m²

- **Surcharges d'exploitation :**

Planchers étages courant	Q= 2,5 kN/m²
------------------------------------	--------------------------------

II.3.3. Balcons :

• **balcon étage courant**

- **Charges permanentes**

1-Béton décoratif « béton ciré »	17X0.015 = 0.26 kN/m ²
2- La dalle pleine(e=14cm)	0,14 × 25 = 3.50 kN/m ²
3-Faux plafond en Placoplatre.	= 0,149 kN/m ²
	G = 3.9KN/m²

Garde corps **G garde corps =0.6KN/ml**

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon	Q= 3,5 kN/m²
------------------	--------------------------------

II.3.4. enveloppe extérieurs :

Mur rideau type technical MC en double vitrage.	G=0,8 kN/m ²
Revêtement en aluminium lisse (allucomat) fixé mécaniquement	G=0,108 kN/m ²
	G=0,908 kN/m²

II.3.5. Murs intérieurs :

Séparation en Placoplatre **G= 0,149 kN/m²**

II.3.6. L'acrotère :

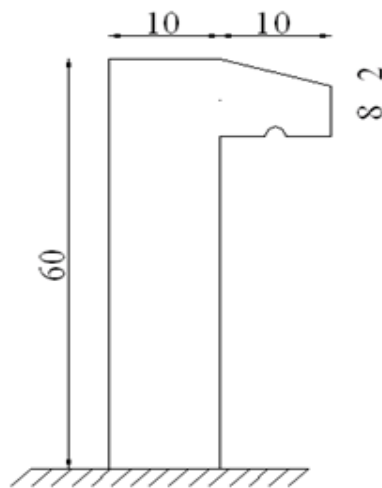


Figure .II.6: L'acrotère.

- Évaluation des charges permanentes :

- ❖ Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$
- ❖ Le poids du revêtement : $G_2 = 2 \times 0,02 \times 0,6 \times 18 = 0,432 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,2 \text{ kN/ml}$$

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s’effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s’effectue à l’aide des formules données par la RDM.

alors :

- **Selon les règles BAEL 91**

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

- **Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III**

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$

Largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$

Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Rq : h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

II.4.1. poutres principales :

- a) **poutre 1 ($L_{max} = 7.5$ m) :**

- **Selon BAEL91 :**

$50 < h < 75$ cm $\Rightarrow h = 60$ cm

$18 < b < 42$ cm $\Rightarrow b = 40$ cm

On choisie alors une poutre de : **$b \times h = (40 \times 60)$ cm**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 60 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

Rq : la flèche sera vérifiée après avoir ferrailé la poutre pour éviter un éventuelle surdimensionnement.

b) Poutre 2 (L=5.00m) :

- **Selon BAEL91 :**

$$33.33 < h < 50\text{cm} \quad \Rightarrow h=40\text{cm}$$

$$12 < b < 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (30x40) cm**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

II.4.2. Poutres secondaires :

a) Poutre 1 (L=5.22 m) :

- **Selon BAEL91 :**

$$34.8 \leq h \leq 52.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 26 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (30x 40) cm**

- **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

b) Poutre 2 (L=3.26 m) :

• Selon BAEL91 :

$$21.7 \leq h \leq 32.6 \quad \text{cm} \quad \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$9 \leq b \leq 21 \quad \text{cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (30x 30) cm**

• Vérification selon le RPA99

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.00 < 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

II.4.3. Poutre palière :

• Selon BAEL91 :

$$25.33 \leq h \leq 38 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$9.0 \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (30x 30) cm**

• Vérification selon le RPA99

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.00 < 4 \end{array} \right\} \text{ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

Conclusion :

- poutre principale (L=7.5m) on prend : **b x h = 40*60(cm²).**
- poutre principale (L=5.00m) on prend : **b x h = 30x40(cm²).**
- Poutre secondaire (L=5.22m) on prend : **b x h = 30*40 (cm²).**
- Poutre secondaire (L=3.26m) on prend : **b x h = 30*30(cm²).**
- poutre palière d'escalier (L=3.80m) on prend : **b x h = 30*30(cm²).**

II.5. Pré dimensionnement des voiles [2] :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l’ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

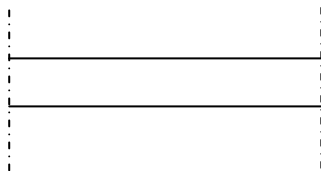


Figure II.7 : Coupe de voile en plan

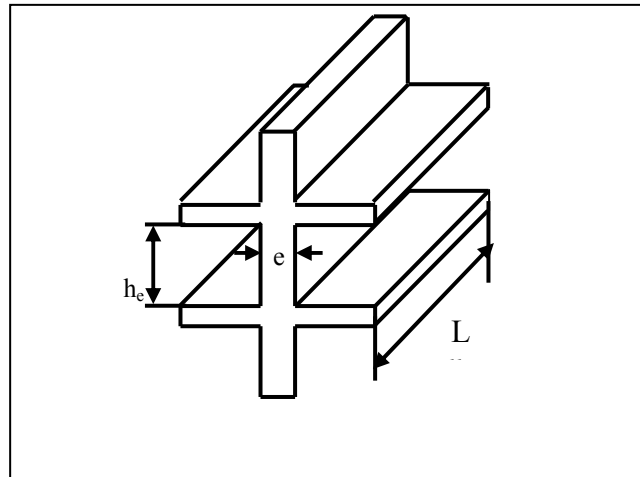


Figure II.8 : schéma détail du voile

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\} \quad (\text{ART:7-7-1}) [2]$$

h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Épaisseur de voile

- **Pour le RDC :** $h_e = (4,00-0,4)=3.6\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 18 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18 \text{ cm}.$$

- **Pour 1^{er} étage :** $h_e = (4.2-0,4)=3.8 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 19 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 19 \text{ cm}.$$

- Pour l'entre sol et les étages de 2 à 7^{ém} étage $h_e = (3.6 - 0.4) = 3.2\text{m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 16 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 16 \text{ cm}$$

Conclusion:

On opte pour entresol /RDC/1^{ER} étage : $a = 20\text{cm}$.

De 2^{ém} à 7^{ém} étage : $a = 20\text{cm}$.

II.6. Dimensionnement des poteaux :**a. Principe :**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003" [2] .
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions d'effort normal réduit.

c. Loi de dégression [5] :

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 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par (DTR B.C.2.2) [5]}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

d. Pré dimensionnement des Poteaux :

a-La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1) \text{ Art (B-8-4-1) [5]}$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35 (G + N_{\text{Poteau}}) + 1,5 Q.$$

N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné.

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend L_f = 0,7.L₀ = 0,7.h_e

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_o)}{a}$$

- a : dimension de la section du béton du poteau.
- L_f: longueur de flambement.
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

- B : aire total de la section du poteau.
- A_s : section d'acier minimale.
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

- Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02).(b - 0,02)$ m².

- Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi.(D - 0,02)^2}{4}$ m²

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton

- tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

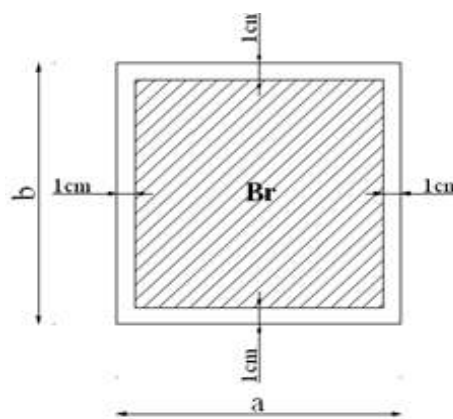
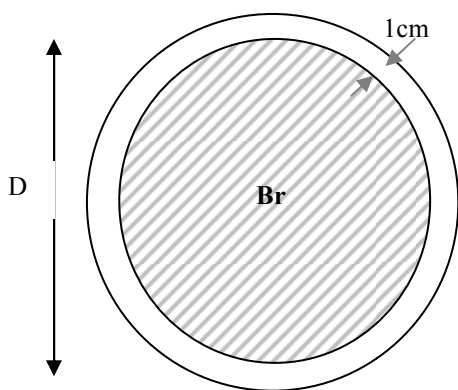


Figure II.9 : Section réduite du poteau circulaire **Figure II.10:** Section réduite du poteau rectangulaire

a. On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

On obtient :

$$B_r \geq 0,066 N_u$$

$$[N_u] : [\text{MN}]$$

$$[B_r] : [\text{m}^2]$$

e. le minimum requise par « RPA99 ver 2003 ».

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (zone III)[2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

Et pour la même zone sismique, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * D \geq 30 \text{ cm} \\ * D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

Avec : D : diamètre de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

f. Vérification l'effort normal réduit :

Vérifier la section a l'effort normal réduit, selon la formule :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : l'effort normal de calcul (G + Q).

B_c : section brute de béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

g. Type des poteaux :

a. Poteau central $S=17.2m^2$

b. Poteau de rive :

b.1. Circulaire

- Périphérie extérieur « pr1 » $S=20,48m^2$

- Périphérie inférieur « pr2 »..... $S=4.83m^2$

b.2 .carré..... $S=27.45m^2$

c. Poteau d'angle :

c.1. circulaire..... $S=16.51m^2$

c.2. carré..... $S=5.26m^2$

II.6.1. Dégression des surcharges :

Tableau. II.1 : Dégression des surcharges

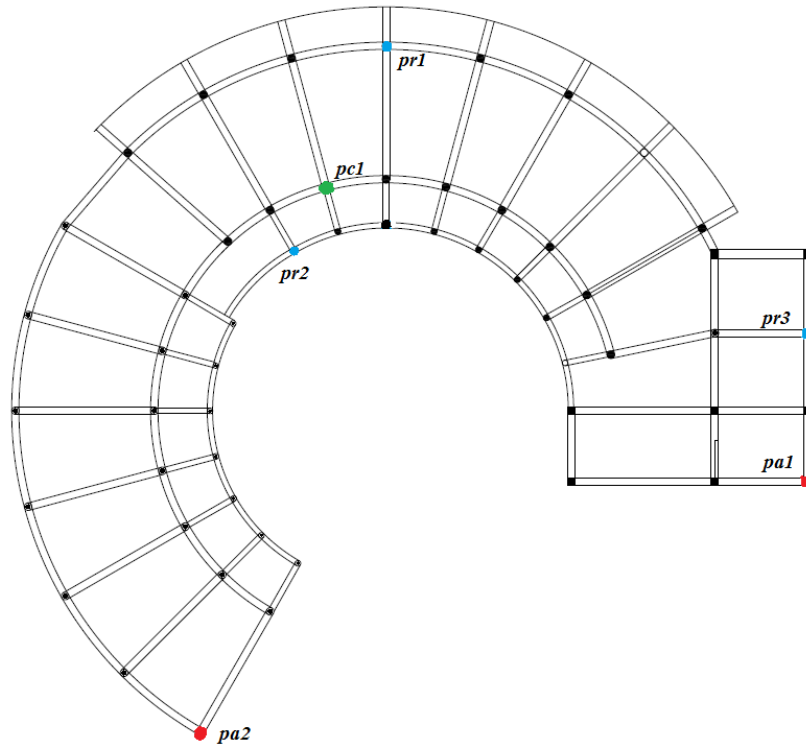
Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3.50
P6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5.75
P5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	7.75
P4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9.5
P3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11.00
P2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12.25
P1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+..... +Q_7)$	13.5
RDC	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+..... +Q_8)$	14.74
Entresol	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+..... +Q_9)$	16.00

Avec :

$$Q_0 = 1 \text{KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{entresol}} \quad Q_{\text{RDC}}, Q_1, Q_2, \dots, Q_7 = 2,5 \text{KN/m}^2.$$

II.6.2. Pré dimensionnement des Poteaux :



- Pa ■ Poteau de d'angle
- Pr ■ Poteau de rive
- Pc ■ Poteau centrale

Figure .II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux »

II.6.2.1. Le poteau central circulaire « pc1 » :

- Surface afférente :

$$S = 17.2 \text{m}^2.$$

La portée de la poutre principale = 4.85m

La portée de la poutre secondaire=3.26m

- Calcul des différents poids :**• Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse $=7.2 \times 17.2 = 123.84 \text{ kN}$.

Poids du plancher étage courant $=5.13 \times 17.2 = 88.23 \text{ kN}$.

• Poids des poutres :

Poids des poutres principale $G_{PP} = 0,35 \times 0,6 \times 25 \times 4.85 = 25.43 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaire $G_{PNP} = 0,3 \times 0.2 \times 25 \times 3.26 = 4.89 \text{ kN}$.

• Poids de poteau :

7^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3,06 - 0,60) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 7.21 \text{ kN}$.

1^{er} étage $(4.2 - 0.6) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 8.65 \text{ kN}$.

RDC $(4 - 0.6) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 8.17 \text{ kN}$.

Entre sol $(3,06 - 0,60) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 7.21 \text{ kN}$.

Tableau II.2 : Descente de charge du poteau centrale

Etage	Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
7 ^{ème} étage	N1	<i>Plancher Terrasse inaccessible</i>	123.84	17.2
		<i>poutres</i>	30.35	
		<i>poteau</i>	7.21	
		<i>total</i>	168.61	
6 ^{ème} étage	N2	<i>venant de N1</i>	161.4	60.2
		<i>plancher</i>	88.23	
		<i>poutres</i>	30.35	
		<i>poteau</i>	7.21	
<i>total</i>	287.19			
5 ^{ème} étage	N3	<i>venant de N2</i>	287.19	98.9
		<i>X1</i>	125.79	
		<i>total</i>	412.98	
4 ^{ème} étage	N4	<i>Venant de N4</i>	412.98	133.3
		<i>X1</i>	125.79	
		<i>total</i>	538.77	
3 ^{ème} étage	N5	<i>venant de N4</i>	538.77	163.4
		<i>X1</i>	125.79	
		<i>total</i>	664.56	
2 ^{ème} étage	N6	<i>venant de N5</i>	664.56	189.2
		<i>X1</i>	125.79	
		<i>total</i>	790.35	
1 ^{er} étage	N7	<i>venant de N6</i>	790.35	210.7
		<i>plancher</i>	88.23	
		<i>poutres</i>	30.35	
		<i>poteau</i>	8.65	
<i>total</i>	917.58			
RDC	N8	<i>Venant de N7</i>	917.58	232.2
		<i>Plancher</i>	88.23	
		<i>Poutres</i>	30.35	
		<i>Poteau</i>	8.17	
<i>total</i>	1044.33			

▪ Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux centraux

Niveau	NG(kN)	NQ(kN)	NU(kN)	BR(cm ²)	D(cm)	RPA(cm)	CHOIX(cm)
7	168.61	17.2	253,4235	167.26	14.6	35	35
6	287.19	60.2	478.00	315.48	20.05	35	35
5	412.98	98.9	705.87	465.87	24.36	35	35
4	538.77	133.3	927.29	612.01	27.9	35	40
3	664.56	163.4	1142.25	753.89	30.98	35	40
2	790.35	189.2	1350.77	891.51	33.7	35	45
1	917.58	210.7	1554.78	1026.16	36.15	35	45
RDC	1044.33	232.2	1758.48	1160.6	38.45	35	50
entresol	1170.12	253.53	1959.95	1293.57	40.59	35	50

▪ Vérification de critère de résistance :

$$\frac{NU}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

-Nu : l'effort normal a ELU « Nu=1.35G+1.5Q »

-B : section brute de béton

- f_{bc} : contrainte limite de béton

Tableau II.4 : Vérification de critère de résistance

Poteau	Niveau	NU (kN)	B(m ²)	NU/B(MPA)	conditions
centrale	entresol	1959.95	0.196	10.00	Vérifiée
	RDC	1758.48	0.196	8.97	Vérifiée
	1 ^{er} étage	1554.78	0.159	9.77	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1350.77	0.159	8.5	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1142.25	0.125	9.14	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	927.28	0.125	7.41	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	705.87	0.096	7.35	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	478.00	0.096	4.97	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	253.42	0.096	2.64	Vérifiée

II.6.2.2. Le poteau de rive :**a. poteau de rive circulaire**

- poteau de périphérie extérieure « pr1 »:

- Surface afférente :

-balcon $S_b=9.74m^2$

- plancher $S_p=17.72$

La portée de la poutre principale = 3.6m

La portée de la poutre secondaire= 5.14m

Surcharge d'exploitation de balcon

$Q_B=3.5 \times 9.731=34.06 \text{ KN}$

- Calcul des différents poids :

- Poids des planchers :

Poids du plancher terrasse $17.72 \times 7.2=127.58 \text{ KN}$

Balcon terrasse $9.74 \times 6.98 =67.98 \text{ NK}$

Poids du plancher étage courant $17.72 \times 5.13=90.9 \text{ KN}$

Balcon étage courant $9.74 \times 3.9 =37.99 \text{ KN}$

- Poids des poutres :

Poids des poutres principale $G_p=0,35 \times 0,60 \times 25 \times 3,6=18.9 \text{ KN}$

Poids des poutre secondaire $G_{ps}=0,25 \times 0,40 \times 25 \times 5,14=12.85 \text{ KN}$

- Poids de poteau :

7^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3,06-0,60) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 =7.21 \text{ KN.}$

1^{er} étage $(4.2-0.6) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 =8.65 \text{ KN.}$

RDC $(4-0.6) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 =8.17 \text{ KN.}$

Entre sol $(3,06-0,60) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 =7.21 \text{ KN.}$

- **Poids de l'acrotère :**

Poids de l'acrotère $2,23 \times 5.56 = 14.01 \text{ KN}$.

- **Garde corps**

Poids de garde corps $0.6 \times 5.56 = 3.336 \text{ KN}$

Tableau II.5 : Descente de charge du poteau de périphérie extérieure

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (K)	Q (KN)
7 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse	127.58	51.29
		Poids du balcon	67.98	
		Poids de l'acrotère	12.95	
		Poids des poutres	31.75	
		Poids de poteau	7.21	
6 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	247.47	94.29
		Poids du plancher étage courant	90.9	
		Poids du balcon	37.99	
		Poids des poutres	31.75	
		Poids du garde corps	3.336	
		Poids de poteau	7.21	
5 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	418.65	102.99
		X1	171.18	
4 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	589.83	132.99
		X1	171.18	
3 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	761.01	167.39
		X1	171.18	
2 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	932.19	197.49
		X1	171.18	
1 ^{er} étage	N7	Venant de N6	1103.37	223.29
		Poids du plancher étage courant	90.9	
		Poids du balcon	37.99	
		Poids des poutres	31.75	
		Poids du garde corps	3.336	
		Poids de poteau	8.65	

RDC	N8	Venant de N7	1275.99	244.79
		Poids du plancher étage courant	90.9	
		Poids du balcon	37.99	
		Poids des poutres	31.75	
		Poids du garde corps	3.336	
		Poids de poteau	8.17	
Entresol	N9	Venant de N8	1486.12	266.24
		Poids du plancher étage courant	90.9	
		Poids des poutres	31.75	
		Poids de poteau	7.21	
		Totale	1615.98	

- **Choix des sections des poteaux de la périphérie extérieure:**

Tableau II.6 : *Choix des sections des poteaux de périphérie extérieure*

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	D (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
7	241.45	51.29	411.02	271.27	18.6	35	35
6	418.65	94.29	706.61	466.36	24.37	35	35
5	589.83	102.99	950.76	627.5	28.27	35	40
4	761.01	132.99	1226.85	809.72	32.11	35	40
3	932.19	167.39	1509.54	996.3	35.62	35	45
2	1103.37	197.49	1785.78	1178.61	38.74	35	45
1	1275.99	223.29	2057.52	1357.96	41.59	35	50
RDC	1486.12	244.79	2373.44	1566.47	44.67	35	50
entresol	1615.98	266.24	2580.93	1703.42	46.58	35	55

- **Vérification de critère de résistance :**

Tableau II.7 : Vérification de critère de résistance

Poteau	Niveau	NU (kN)	B(m ²)	NU/B(MPA)	conditions
centrale	entresol	2580.93	0.237	10.89	Vérifiée
	RDC	2373.45	0.196	12.11	Vérifiée
	1 ^{er} étage	2057.52	0.196	10.5	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1785.78	0.158	11.23	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1509.54	0.158	9.5	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1226.84	0.1256	9.81	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	950.75	0.1256	7.6	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	706.61	0.096	7.36	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	411.02	0.096	4.28	Vérifiée

- **Poteau périphérie intérieure « pr2 » :**

- **Surface afférente :**

$S = 4.83\text{m}^2$.

La portée de la poutre principale = 1.24m

La portée de la poutre secondaire=2.6m

- **Calcul des différents poids :**

- **Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse = $7.2 \times 4.83 = 34.76$ KN.

Poids du plancher étage courant = $5.13 \times 4.83 = 24.8$ KN.

- **Poids des poutres :**

Poids des poutres principale $G_{PP} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 1.25 = 2.81$ kN

Poids des poutres secondaire $G_{Ps} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 2.6 = 5.85$ kN.

• Poids de poteau :

5^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3,6-0,60)*25*[(0,35)^2*\pi]/4 = 7.21$ KN.

1^{er} étage $(4.2-0.6)*25*[(0,35)^2*\pi]/4 = 8.65$ KN.

RDC $(4-0.6)*25*[(0,35)^2*\pi]/4 = 8.17$ KN.

Entre sol $(3,6-0,60)*25*[(0,35)^2*\pi]/4 = 7.21$ KN.

• Poids d'enveloppe extérieur « mur rideaux »

5^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3.6*(2.75)*0.8) = 7.92$ KN

1^{er} étage $(4.2*(2.75)*0.8)=9,24$ KN

RDC $(4*(2.75)*0.8)=8.8$ KN

• Poids de l'acrotère :

Poids de l'acrotère $2,23*(2.47)=6.22$ KN

Tableau II.8 : Descente de charge des poteaux périphérie intérieur

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
7 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse	34.76	4.83
		Poids de l'acrotère	6.22	
		Poids des poutres	8.66	
		Poids de poteau	7.21	
		Enveloppe extérieur « mur rideaux »	7.92	
6 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	64.77	16.91
		Poids du plancher étage courant	24.8	
		Poids des poutres	8.66	
		Poids de poteau	7.21	
		Enveloppe extérieur « mur rideaux »	7.92	
5 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	113.36	27.77
		X1	48.6	
4 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	161.97	37.43
		X1	48.6	
3 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	210.57	45.89
		X1	48.6	
2 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	259.17	53.13
		X1	48.6	

1 ^{er} étage	N7	Venant de N6	307.77	59.17
		Poids du plancher étage courant	24.8	
		Poids des poutres	8.66	
		Poids de poteau	8.65	
		Enveloppe extérieur	9.24	
RDC	N8	Venant de N7	359.12	65.2
		Poids du plancher étage courant	24.8	
		Poids des poutres	8.66	
		Poids de poteau	8.17	
		Enveloppe extérieur	8.8	
entresol	N9	Venant de N8	409.55	71.2
		Poids du plancher étage courant	24.8	
		Poids des poutres	8.66	
		Poids de poteau	7.21	
		Totale	450.22	

▪ **Choix des sections des poteaux des poteaux périphérie intérieur**

Tableau II.9 : *Choix des sections des poteaux périphérie intérieur*

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	D (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
7	64.77	4.83	94.68	62.5	8.9	35	35
6	113.36	16.91	178.40	117.74	12.24	35	35
5	161.97	27.77	260.31	171.8	14.79	35	35
4	210.57	37.43	340.41	224.67	16.91	35	35
3	259.17	45.89	418.71	276.35	18.76	35	35
2	307.77	53.13	495.18	326.82	20.4	35	35
1	359.12	59.17	573.57	378.55	21.96	35	35
RDC	409.55	65.2	650.69	429.46	23.4	35	35
entresol	450.22	71.2	714.6	471.63	24.51	35	35

▪ **Vérification de critère de résistance :**

Tableau II.10 : Vérification de critère de résistance

Poteau	Niveau	NU (kN)	B(m ²)	NU/B(MPA)	conditions
centrale	Entresol	714.6	0.096	7.44	Vérifiée
	RDC	650.69	0.096	6.78	Vérifiée
	1 ^{er} étage	573.57	0.096	5.97	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	495.18	0.096	5.16	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	418.71	0.096	4.36	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	340.41	0.096	3.54	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	260.31	0.096	2.71	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	178.4	0.096	1.85	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	94.68	0.096	0.98	Vérifiée

b. Poteau de rive carré « pr3 »:

- **Surface afférente :**

$$S = 10.8\text{m}^2.$$

La portée de la poutre principale = 2.7m

La portée de la poutre secondaire=4m

- **Calcul des différents poids :**

• **Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse = $7.5 \times 10.8 = 81.00$ KN.

Poids du plancher étage courant = $5.41 \times 10.8 = 58.43$ KN.

• **Poids des poutres :**

Poids des poutres principale $G_{PP} = 0,35 \times 0,6 \times 25 \times 2.7 = 14.17$ kN

Poids des poutres secondaire $G_{Ps} = 0,4 \times 0.25 \times 25 \times 4 = 10$ kN.

• **Poids de poteau :**

7^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3,06 - 0,60) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 6.75$ KN.

1^{er} étage $(4.2 - 0.6) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 8.1$ KN.

RDC $(4 - 0.6) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 7.65$ KN.

Entre sol $(3,6 - 0,60) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 6.75$ KN.

• **Poids de l'acrotère :**

Poids de l'acrotère $2,23 \times (2.7 + 4) = 16.88$ KN

Tableau II.11 : Descente de charge du poteau de rive carré

Étage	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
7 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse Poids de l'acrotère Poids des poutres Poids de poteau	81.00 16.88 24.17 6.75	10.8
6 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau	128.8 58.43 16.88 6.75	37.8
5 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1	210.86 82.06	62.1
4 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1	292.92 82.06	83.7
3 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1	374.98 82.06	102.6
2 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1	457.04 82.06	118.8
1 ^{er} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau	539.1 58.43 24.17 8.1	132.3
RDC	N8	Venant de N7 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau	629.8 58.43 24.17 7.65	145.8
Entresol	N9	Venant de N8 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau Totale	720.05 58.43 24.17 6.75 809.4	159.19

- **Choix des sections de poteau de rive carre**

Tableau II.12 : *Choix des sections de poteau de rive carré*

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	axb (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
7	128.8	10.8	190.08	125.45	11.20	30	30
6	210.86	37.8	341.36	225.29	15.01	30	30
5	292.92	62.1	488.59	322.47	17.96	30	30
4	374.98	83.7	631.77	416.97	20.42	30	30
3	457.04	102.6	770.9	508.79	22.56	30	30
2	539.1	118.8	905.98	597.95	24.45	30	30
1	629.8	132.3	1048.68	692.12	26.31	30	35
RDC	720.05	145.8	1190.76	785.9	28.03	30	35
entresol	809.4	159.19	1331.47	878.77	29.64	30	40

- **Vérification de critère de résistance :**

Tableau II.13 : *Vérification de critère de résistance*

Poteau	Niveau	NU (kN)	B(m ²)	NU/B(MPA)	conditions
centrale	entresol	1331.47	0.16	8.32	Vérifiée
	RDC	1190.76	0.1225	9.76	Vérifiée
	1 ^{er} étage	1048.76	0.1225	8.59	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	905.98	0.1225	10.06	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	770.9	0.1225	8.56	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	631.77	0.09	7.02	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	488.59	0.09	5.43	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	341.36	0.09	3.97	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	19.08	0.09	2.11	Vérifiée

II.6.2.3. poteau d'angle**a. poteau d'angle carré « pa1 »****- Surface afférente :**

$$S = 5.67\text{m}^2.$$

La portée de la poutre principale = 2.7m

La portée de la poutre secondaire=2.10m

- Calcul des différents poids :**• Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse $=7.5 \times 5.67 = 42.52\text{KN}$.

Poids du plancher étage courant $=5.41 \times 5.67 = 30.67\text{ KN}$.

• Poids des poutres :

Poids des poutres principale $G_{PP} = 0,35 \times 0,6 \times 25 \times 2.7 = 14.17\text{kN}$

Poids des poutres secondaire $G_{Ps} = 0,3 \times 0.2 \times 25 \times 2.10 = 3.15\text{kN}$.

• Poids de poteau :

6^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3,06 - 0,60) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 6.75\text{KN}$.

1^{er} étage $(4.2 - 0.6) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 8.1\text{ KN}$.

RDC $(4 - 0.6) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 7.65\text{ KN}$.

Entre sol $(3,6 - 0,60) \times 25 \times [(0,3 \times 0.3)] = 6.75\text{ KN}$.

• Poids de l'acrotère :

Poids de l'acrotère $2,23 \times (2.10 + 2.7) = 12.096\text{ KN}$

Tableau II.14 : Descente de charge du poteau d'angle carré

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
6 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse Poids de l'acrotère Poids des poutres Poids de poteau	42.52 12.096 15.97 6.75	5.67
5 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau	77.33 30.67 15.97 6.75	19.84
		} =X1		
4 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1	130.73 53.4	32.6
3 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1	184.13 53.4	43.9
2 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1	237.53 53.4	53.86
1 ^{er} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau	290.93 30.67 15.97 8.1	69.46
RDC	N8	Venant de N7 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau	345.67 30.67 15.97 7.65	76.54
Entresol	N9	Venant de N8 Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau Totale	400.00 30.67 15.97 6.75 453.4	83.57

▪ **Choix des sections des poteaux d'angle carré :**

Tableau II.15 : *Choix des sections des poteaux d'angles carée*

Niveau	NG (kN)	NQ(kN)	NU(kN)	BR(cm ²)	A*b(cm)
6	77.33	5.67	112.9	74.51	8.63
5	130.73	19.84	206.25	136.12	11.67
4	184.13	32.6	297.48	196.33	14.01
3	237.53	43.9	386.52	255.10	15.97
2	290.93	53.86	473.54	312.54	17.70
1	345.67	62.37	570.84	376.75	19.41
RDC	400.00	69.46	654.81	432.17	20.79
entresol	453.4	76.54	737.44	486.71	22.06

-Vérification de critère de résistance :

Tableau II.16 : *Vérification de critère de résistance*

Poteau	Niveau	NU (kN)	B(m ²)	NU/B(MPA)	conditions
centrale	entresol	877.89	0.09	8.19	Vérifiée
	RDC	787.62	0.09	7.27	Vérifiée
	1 ^{er} étage	696.06	0.09	6.34	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	603.86	0.09	5.26	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	511.37	0.09	4.29	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	416.7	0.09	3.3	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	320.02	0.09	2.29	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	221.15	0.09	1.25	Vérifiée

b. Poteau d'angle circulaire « pa2 »

-Surface afférente :

$S = 16.51\text{m}^2.$

La portée de la poutre principale = 3.9m

La portée de la poutre secondaire=2.75m

- Calcul des différents poids :**• Poids des planchers :**

Poids du plancher terrasse $=7.2 \times 16.51 = 118.87 \text{ KN}$.

Poids du plancher étage courant $=5.13 \times 16.51 = 84.69 \text{ KN}$.

• Poids des poutres :

Poids des poutres principale $G_{PP} = 0,35 \times 0,6 \times 25 \times 3.9 = 20.47 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaire $G_{Ps} = 0,3 \times 0.2 \times 25 \times 2.75 = 4.12 \text{ kN}$.

• Poids de poteau :

5^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3,6 - 0,60) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 7.21 \text{ KN}$.

1^{er} étage $(4.2 - 0.6) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 8.65 \text{ KN}$.

RDC $(4 - 0.6) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 8.17 \text{ KN}$.

Entre sol $(3,6 - 0,60) \times 25 \times [(0,35)^2 \times \pi] / 4 = 7.21 \text{ KN}$.

• Poids d'enveloppe extérieur « mur rideaux »

5^{em} étage jusqu'à 2^{em} étage $(3.6 \times (2.75) \times 0.8) = 7.92 \text{ KN}$

1^{er} étage $(4.2 \times (2.75) \times 0.8) = 9,24 \text{ KN}$

RDC $(4 \times (2.75) \times 0.8) = 8.8 \text{ KN}$

• Poids de l'acrotère :

Poids de l'acrotère $2,23 \times (10.6) = 26.71 \text{ KN}$

Tableau II.17 : Descente de charge du poteau d'angle circulaire

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
5 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse	118.87	16.51
		Poids de l'acrotère	26.71	
		Poids des poutres	24.59	
		Poids de poteau	7.21	
		Enveloppe extérieur « mur rideaux »	7.92	
4 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	185.3	57.78
		Poids du plancher étage courant	84.87	
		Poids des poutres	24.59	
		Poids de poteau	7.21	
		Enveloppe extérieur « mur rideaux »	7.92	
} =X1				
3 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	309.9	94.93
		X1	124.59	
2 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	434.48	127.95
		X1	124.59	
1 ^{er} étage	N5	Venant de N4	559.07	156.84
		Poids du plancher étage courant	84.69	
		Poids des poutres	24.59	
		Poids de poteau	8.65	
		Enveloppe extérieur	9.24	
RDC	N6	Venant de N5	686.24	181.61
		Poids du plancher étage courant	84.69	
		Poids des poutres	24.59	
		Poids de poteau	8.17	
		Enveloppe extérieur	8.8	
Entresol	N7	Venant de N6	812.49	202.23
		Poids du plancher étage courant	84.69	
		Poids des poutres	24.59	
		Poids de poteau	7.21	
		Totale	928.98	

▪ **Choix des sections des poteaux d'angles circulaire**

Tableau II.18 : *Choix des sections des poteaux d'angles circulaire*

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	D (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
5	185.3	16.51	274.92	181.44	15.2	35	35
4	309.9	57.88	505.19	333.42	20.6	35	35
3	434.48	94.93	728.94	481.10	24.21	35	35
2	559.07	127.95	946.67	624.8	28.21	35	40
1	686.24	156.84	1161.68	766.71	31.25	35	40
RDC	812.49	181.61	1369.27	903.72	33.93	35	45
entresol	928.98	202.23	1557.47	1027.92	36.18	35	45

▪ **Vérification de critère de résistance :**

Tableau II.19 : *Vérification de critère de résistance*

Poteau	Niveau	NU (kN)	B(m ²)	NU/B(MPA)	conditions
centrale	Entresol	1581.1	0.159	9.79	Vérifiée
	RDC	1390.01	0.159	8.61	Vérifiée
	1 ^{er} étage	1179.52	0.125	9.29	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	961.6	0.125	7.57	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	741.21	0.096	7.59	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	515.7	0.096	5.26	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	281.87	0.096	2.8	Vérifiée

II.6.3. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

II.6.3.1. Poteaux central :

Tableau II.20 : vérification de l'effort normal réduit

Niv	$N_d (Kn)$	$D(cm)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
7 ^{ème}	185.81	35	961.62	0.077	Vérifié
6 ^{ème}	347.39	35	961.25	0.144	Vérifiée
5 ^{ème}	511.88	35	961.25	0.21	vérifiée
4 ^{ème}	672.07	40	1256.0	0.21	Vérifiée
3 ^{ème}	827.96	40	1256.0	0.26	vérifiée
2 ^{ème}	979.55	45	1589.62	0.25	vérifiée
1 ^{er}	1128.28	45	1589.62	0.28	Vérifié
RDC	1276.78	50	1962.5	0.26	vérifiée
entresol	1423.65	50	1962.5	0.29	vérifiée

II.6.3.2 Poteaux de rive :

a. Poteaux de rive circulaire

- poteau de la périphérie extérieure « pr1 »

Tableau II.21 : vérification de l'effort normal réduit

Niv	$N_d (Kn)$	$D(cm)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
7 ^{ème}	292.74	35	961.62	0.12	Vérifié
6 ^{ème}	512.94	35	961.62	0.21	Vérifiée
5 ^{ème}	692.82	40	1256	0.22	vérifiée
4 ^{ème}	894	40	1256	0.28	Vérifiée
3 ^{ème}	1099.58	45	1589.62	0.276	vérifiée
2 ^{ème}	1300.86	45	1589.62	0.32	Non vérifiée
1 ^{er}	1499.28	50	1962.5	0.305	Non Vérifié
RDC	1730.91	50	1962.5	0.35	Non vérifiée
entresol	1882.22	55	2374.62	0.32	Non vérifiée

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages

Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II.22 : vérification de l'effort normal réduit après augmentation des sections

Niv	$N_d (Kn)$	$D(cm)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
7 ^{ème}	292.74	35	961.62	0.12	Vérifié
6 ^{ème}	512.94	35	961.62	0.21	Vérifiée
5 ^{ème}	692.82	40	1256	0.22	vérifiée
4 ^{ème}	894	40	1256	0.28	Vérifiée
3 ^{ème}	1099.58	45	1589.62	0.276	vérifiée
2 ^{ème}	1300.86	50	1589.62	0.265	vérifiée
1 ^{er}	1499.28	55	1962.5	0.25	Vérifié
RDC	1730.91	55	1962.5	0.29	vérifiée
entresol	1882.22	60	2374.62	0.26	vérifiée

- Poteau de la périphérie intérieure « pr2 »

Tableau II.23 : vérification de l'effort normal réduit pour les Poteaux périphérie intérieur « pr2 »

Niv	$N_d (Kn)$	$D(cm)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
7 ^{ème}	69.6	35	0.096	0.03	Vérifié
6 ^{ème}	130.27	35	.0.096	0.05	Vérifiée
5 ^{ème}	189.74	35	.0.096	0.08	vérifiée
4 ^{ème}	248	35	0.096	0.103	Vérifiée
3 ^{ème}	259.17	35	0.096	0.108	vérifiée
2 ^{ème}	360.9	35	0.096	0.15	vérifiée
1 ^{er}	418.29	35	0.096	0.17	Vérifié
RDC	474.75	35	0.096	0.2	vérifiée
entresol	521.42	35	0.096	0.22	vérifiée

b. Poteau de rive carré

Tableau II.24 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de rive carré

Niv	$N_d (Kn)$	$a*b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
7 ^{ème}	139.6	30x30	900	0.06	vérifié
6 ^{ème}	248.66	30x30	900	0.11	vérifiée
5 ^{ème}	355.02	30x30	900	0.16	vérifiée
4 ^{ème}	458.68	30x30	900	0.20	vérifiée
3 ^{ème}	559.64	30x30	900	0.25	vérifiée
2 ^{ème}	657.9	30x30	900	0.29	vérifiée
1 ^{er}	762.1	35x35	1225	0.25	vérifié
RDC	865.85	35x35	1225	0.28	vérifiée
entresol	968.59	40x40	1600	0.24	vérifiée

II.6.3.3 .poteau d'angle

a. poteau d'angle carré

Tableau II.25 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de d'angle carré

Niv	$N_d (Kn)$	$axb (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
6 ^{ème}	83.00	30x30	900	0.037	vérifié
5 ^{ème}	150.57	30x30	900	0.067	vérifiée
4 ^{ème}	216.73	30x30	900	0.096	vérifiée
3 ^{ème}	281.43	30x30	900	0.125	vérifiée
2 ^{ème}	344.79	30x30	900	0.153	vérifiée
1 ^{er}	408.04	30x30	900	0.18	vérifiée
RDC	469.46	30x30	900	0.21	vérifié
entresol	529.94	30x30	900	0.23	vérifiée

b. Poteau d'angle circulaire

Tableau II.26 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de d'angle circulaire

Niv	$N_d (Kn)$	$D (cm)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
5 ^{ème}	201.81	35	961.62	0.08	vérifié
4 ^{ème}	367.78	35	961.62	0.153	vérifiée
3 ^{ème}	529.41	35	961.62	0.22	vérifiée
2 ^{ème}	687.02	40	1256	0.218	vérifiée
1 ^{er}	843.08	40	1256	0.268	vérifiée
RDC	994.1	45	1589.62	0.25	vérifiée
entresol	1131.21	45	1589.62	0.28	vérifié

II.6.4.Choix final des sections des poteaux :

Pour 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.

Notre choix final des sections des poteaux est regroupé dans le tableau suivant :

- poteaux circulaires

Tableau II.27. Sections des poteaux circulaires centraux

Les étages	Diamètres D (cm)
7 ^{ème} étage	35
6 ^{ème} étage	35
5 ^{ème} étage	40
4 ^{ème} étage	40
3 ^{ème} étage	50
2 ^{ème} étage	50
1 ^{er} étage	55
RDC	55
entresol	60

Tableau II.28. Sections des poteaux circulaires périphérie intérieur

Les étages	Diamètres D (cm)
7 ^{ème} étage	35
6 ^{ème} étage	35
5 ^{ème} étage	35
4 ^{ème} étage	35
3 ^{ème} étage	35
2 ^{ème} étage	35
1 ^{er} étage	35
RDC	35
entresol	35

Tableau II.29. Sections des poteaux carrés pour tous les étages

Les étages	A*b (cm)
7 ^{ém} étage	30x30
6 ^{ém} étage	30x30
5 ^{ém} étage	35x35
4 ^{ém} étage	35x35
3 ^{ém} étage	40x40
2 ^{ém} étage	40x40
1 ^{er} étage	45x45
RDC	45x45
entresol	50x50

Calcul des éléments non structuraux

III.1. Acrotère :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1 \text{ kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes figure III.1 :

- Largeur $b = 100 \text{ cm}$.
- Hauteur $h = 60 \text{ cm}$.
- Epaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

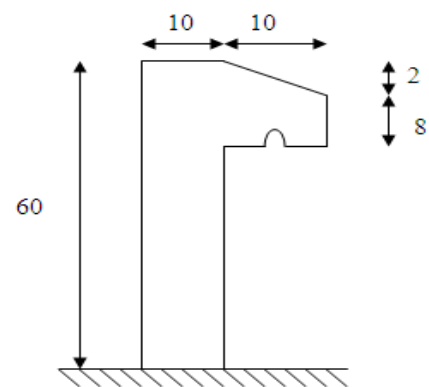


Figure III.1.: Schéma représentatif de l'acrotère

III.1.2. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes : $G = 2,23 \text{ kN/ml}$

b. Charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

c. L'action des forces horizontales Q_h : (Fp)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$

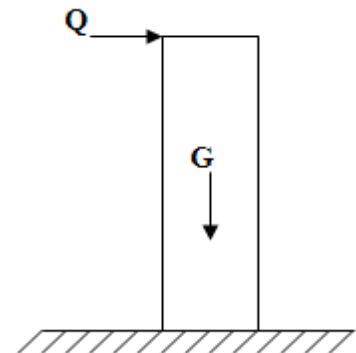


Figure.III.2: Sollicitation de l'acrotère

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA(99) (zone III, groupe d'usage 2)..... $[A=0,25]$.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) RPA(99) (élément console) $[C_p=0,8]$.

W_p : Poids de l'acrotère = 2,23 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23 = 1,784 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p) \Rightarrow \left. \begin{array}{l} F_p = 1,784 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,784 \text{ kN}$$

$$\text{Donc pour une bande de 1 m de largeur : } \begin{cases} G = 2,23 \text{ kN/ml} \\ Q = 2,14 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

III.1.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur figure III.3.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

- **État limite ultime :**
 - $N_u = 1,35.G = 3,01 \text{ kN.}$
 - $M_u = 1,5. F_p.h = 1,61 \text{ kN.m.}$
 - $T_u = 1,5.F_p = 2,68 \text{ kN.}$
- **État limite de service :**
 - $N_{ser} = G = 2,23 \text{ kN}$
 - $M_{ser} = F_p.h = 1,07 \text{ kN.m.}$
 - $T_{ser} = F_p = 1,784 \text{ kN}$

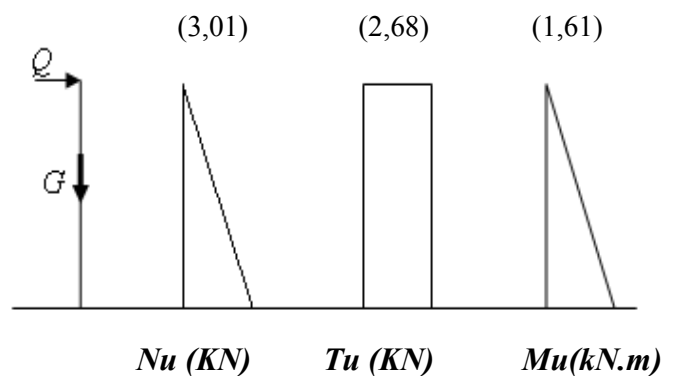


Figure III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III.1.4. Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} , d = 7,5 \text{ cm} , f_{c28} = 25 \text{ MPa} , M_u = 1,61 \text{ kN.m} ,$$

$$N_u = 3,01 \text{ kN} , f_{BC} = 14,17 \text{ MPa} , c = c' = 2,5 \text{ cm} ; F_e = 400 \text{ MPa.}$$

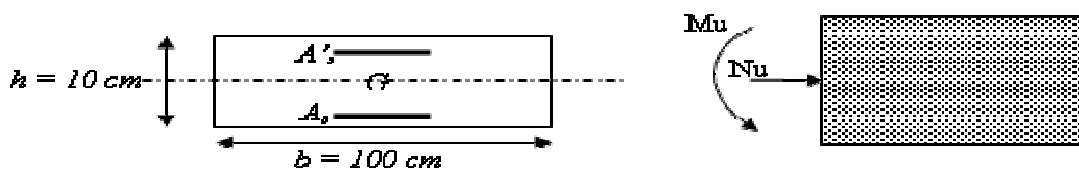


Figure III.4 : Section de calcul de l'acrotère

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,61}{3,01} = 53,49 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- **Calcul du moment fictif " M_f " :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,61 + 3,01 \left(\frac{0,1}{2} - 0,025 \right) = 1,685 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,021$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0267$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,42 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,021 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 65,26 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 56,61 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon "BAEL 91" [1] :

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 : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 7,5 \text{ cm}$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max}\{1\text{cm}^2; 0,906\text{cm}^2\} = 1,00\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T8=2.51 cm²

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de Répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,63\text{cm}^2$$

On choisi 4T8 =2.01cm² avec un espacement on : $S_t = \frac{60-9}{3} = \frac{51}{3} = 18\text{cm}$

III.1.6. Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,98\text{cm}$$

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

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée ($C = d - e_A$)

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,48\text{cm} \Rightarrow C = -42,98\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1] , 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.

$$\text{Avec : } n = 15, \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c-c')\frac{A'_s}{b} + 6n(d-c)\frac{A_s}{b} = -5325.08 \\ q = -2c^3 - 6n(c-c')^2\frac{A'_s}{b} - 6n(d-c)^2\frac{A_s}{b} = 148363.19 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -3.58.10^5$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 176,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 84.26$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -84.24 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 43.43 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 40.8 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 43.43 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c - c < d$

$$0 < y_{ser} = 43,43 - 42,98 = 0,45 \text{ cm} < 7,5 \text{ cm. Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 0,45 \text{ cm} \\ y_c = 43,43 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 2032.58 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,23.10^3 \times 43.43.10}{2032.58.10^4} \right) \times 4.5 = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 37,56 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 1,46 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.7. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,68 \cdot 10^3}{75 \cdot 10^3} = 0,0357 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. schéma de ferrailage

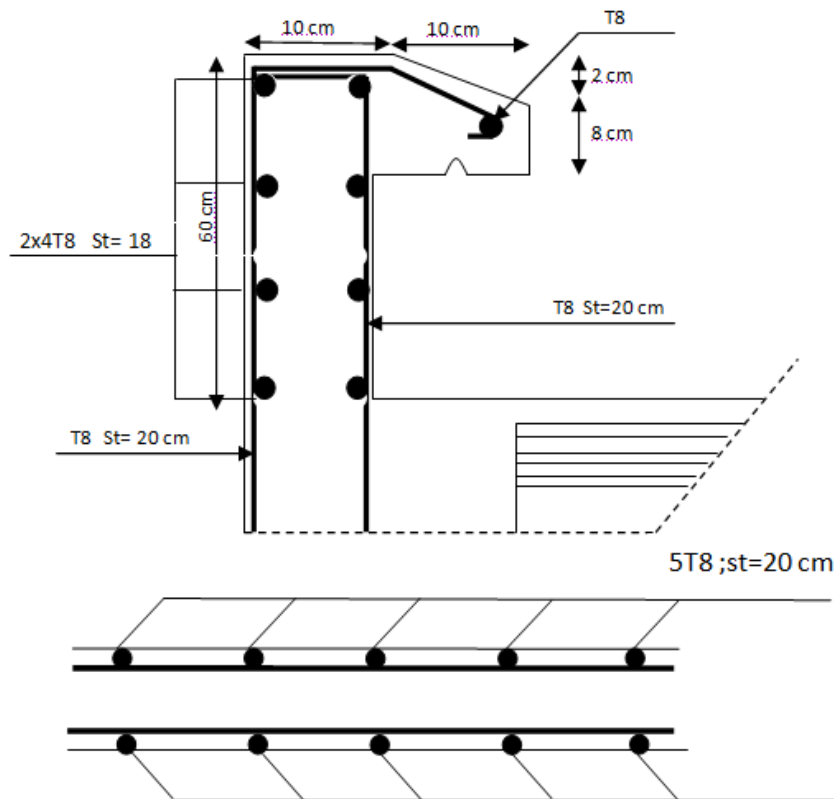


Figure III.5: Ferrailage de l'acrotère

III .2. Escalier :

III 2.1. Définition Générale :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

NB : dans notre cas nous avons deux types d'escalier :

-**Type 1** : escalier à 1 palier et deux volées

-**Type 2** : escalier à 3 volées

III.2.2. Composition D'un Escalier :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

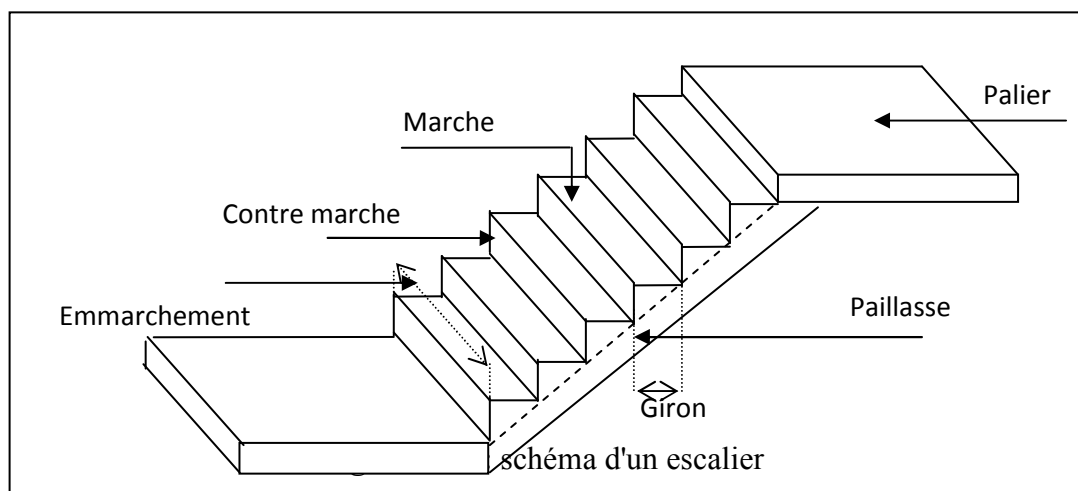


Figure III.6 : Dimensionnement D'escalier

III.2.3. Dimensionnement D'escalier :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\begin{cases} 2h+g=64 & \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H & \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0 \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

n : La racine de l'équation

1. escalier à 2 volées et 1 palier intermédiaire : représente la figure.III.7

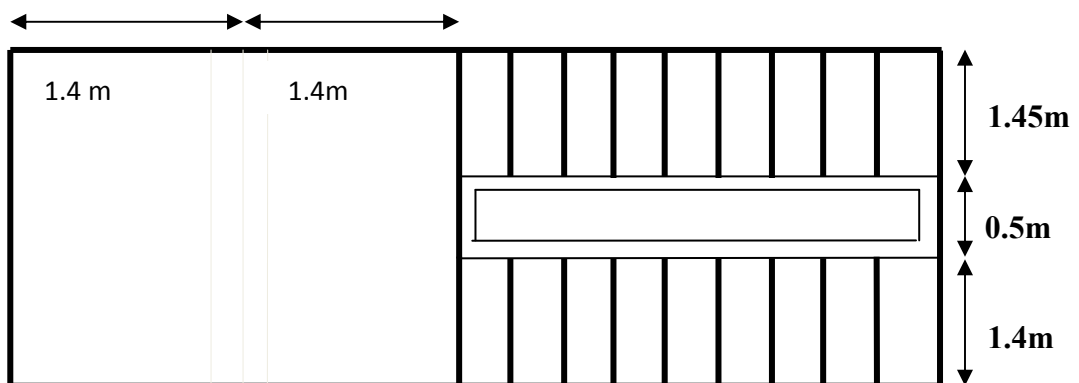


Figure III.7 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées

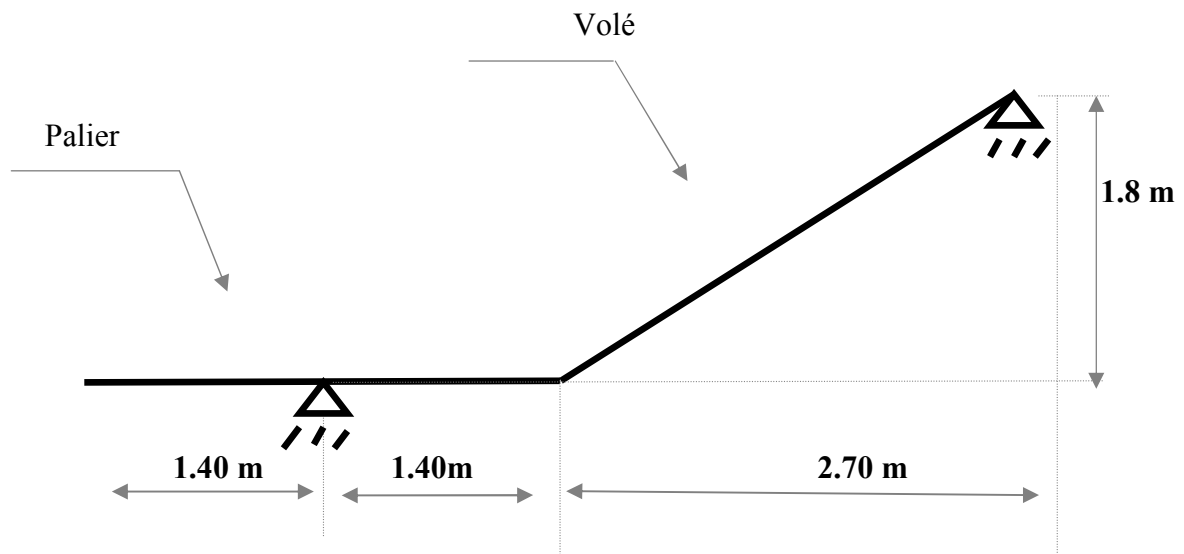


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier étudié

D'après (4) on aura : $64n^2 - n - 694 + 360 = 0$

Solution :

$n_1 = 0,556$refusée.

$n_2 = 10,29$ donc on prend $n = 10$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche **$n = 10$**
- le nombre des marches **$n - 1 = 9$**

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,8}{10} = 0,18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{2,70}{9} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 66 \text{cm} \\ h = 18 \text{cm} \\ g = 30 \text{cm} \end{cases} \quad \text{Vérfiée.}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.40 = \sqrt{(2,70)^2 + (1,80)^2} + 1.40 = 4.64 \text{m}$$

Donc :

$$15.4 \leq e \leq 23.22 \text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e=16 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.8}{2.7} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

d. Evaluation des charges :

- **Palier :**

Tableau III.1 : Les charges de palier

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p \text{ (m)}$	$G \text{ (KN/m}^2)$
paillasse	25	0.16	4.0
béton décoratif	17	0.015	0,25
revêtement	22	0.02	0.44
enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Σ	/	/	4.84

- Charges permanentes :

$$G = 4.84 \text{ KN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

• Paillasse (volée) :

Tableau III.2 : Les charges de la volée

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	0.16/cos33.69	4.81
marche	25	0.18/2	2.25
revêtement	22	0.02	0.44
mortier de pose	20	0.02	0.4
enduit de plâtre	10	0.015	0.15
garde de corps	/	/	0.6
Σ	/	/	8,65

✓ Charges permanentes:

$$G = 8.65 \text{ KN/m}^2$$

✓ Charge d'exploitation :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

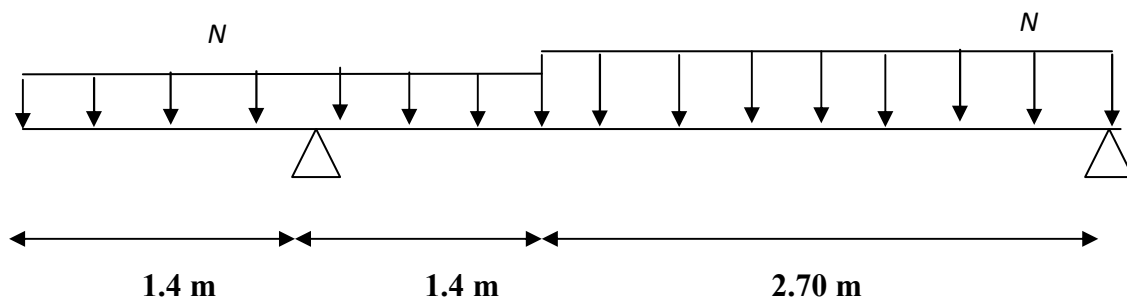


Figure III.9: Schéma de chargement de l'escalier

e. Combinaison des charges :

▪ **Volée :**

E.L.U : $N_u=1,35G+1,5Q$

$N_u=1,35 \times 8.65+1,5 \times 2.50=15.43\text{KN/ml}$

E.L.S : $N_s=G + Q$

$N_s=8.65+2.5=11.15\text{KN/ml.}$

- **Palier :**

E.L.U : $N_u=1,35G+1,5Q$

$N_u=1,35 \times 4.84+1,5 \times 2.50=10.3\text{KN/ml}$

E.L.S : $N_s=G+Q$

$N_s=4.84+2.5=7.34\text{KN/ml.}$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3 : *Calcul des sollicitations d'escalier*

Combinaison	La volée	Le palier
E.L.U	15.43	10.3
E.L.S	11.15	7.34

f. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=16cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14.4\text{cm}$

$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{Mpa}$

ELU :

En appuis :

$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 30.1 = 15.05\text{KNm}$

En travée:

$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 30.1 = 25.58\text{KNm}$

Tableau III.4 : Ferrailage de l'escalier

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A_s^* [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_s^{choisit}$ [cm ²]	$A_s^{adopté}$ [cm ²]
Travées	25.58	0,087	0,114	13.74	0	5,35	7T10	5.50
Appui	15,05	0,051	0,067	14.01	0	3.09	4T10	3.14

✓ Espacement :

- En travée : $esp \leq \frac{100}{7} = 14.28cm$.

On prend : esp=14cm

- Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25cm

✓ Armature de répartition :

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37cm^2/ml \leq A_r \leq 2.75cm^2/ml$

Le choix est de 6T8=3.02cm² avec S_t=15cm

- Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.78cm^2/ml \leq A_r \leq 1.57cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=2.51cm² avec S_t=30cm

g. Vérification :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

En travée : $A_s = 5.5cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3.14cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

✓ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})[1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{30.61 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 30.61 \times 10^3 - \frac{25.58 \times 10^6}{0,9 \times 144} = -166.76\text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,21\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

✓ **Vérification des contraintes du béton :**

- **Position de l'axe neutre :**

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

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=22.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 20.05 = 10.02\text{kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 20.05 = 17.04\text{KN.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Vérification des contraintes

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17.04	5.5	4.12	11049.62	6.35	Vérifiée
Appui	10.02	3.14	3.24	6999.83	5.48	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{410} = 0,039 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,5}{100 \times 14.4} = 0,0038 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,039 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [1].$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=3.9m < 5m.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i=32164,20\text{MPa} ; E_v=10818,86\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier

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)
17.04	5.5	0.00382	215.15	5.497	2.19	0.318	37512.53	15027.85	24296.71

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0.59cm \\ f_v = 1.09cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.5cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

Les résultats de Calcul de la flèche de

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,5cm < \bar{f} = 0,82cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.7 : Récapitulatif de la vérification des flèche

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	Δf (cm)	Observation
0.41	1.09	0.59	0.82	Vérifiée

h. Schéma de ferrailage

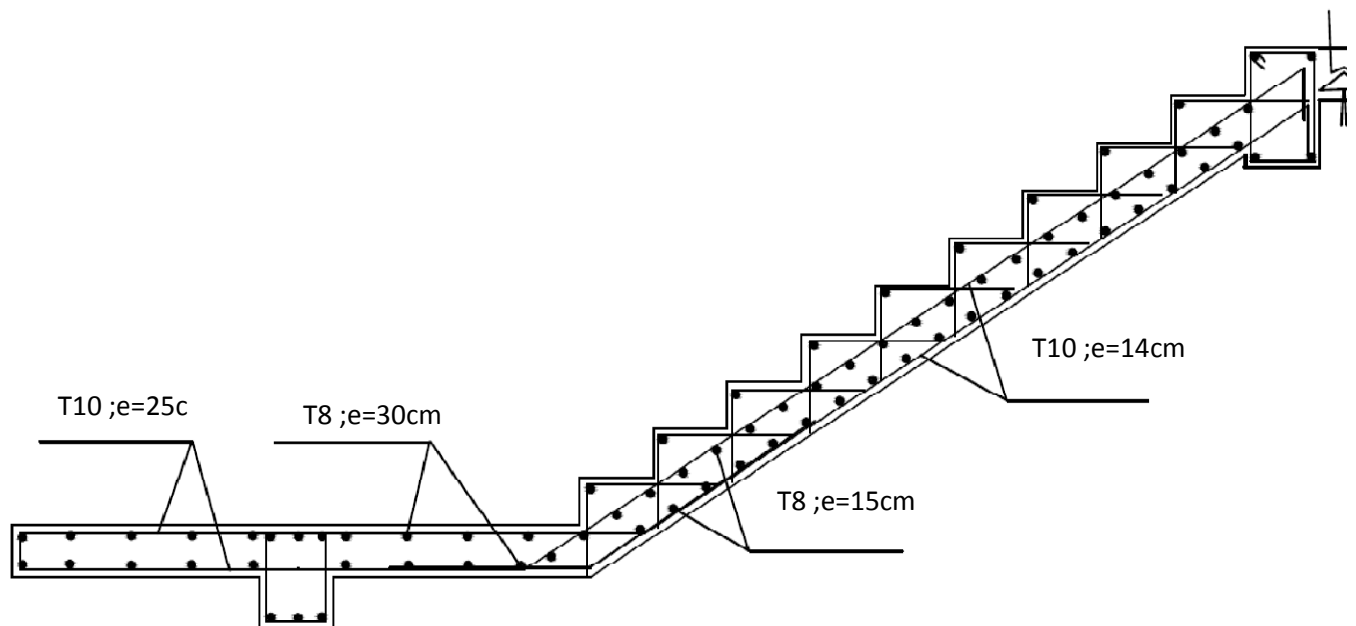


Figure III.10 : Ferrailage de l'Escalier

2. escalier à 3 volées : représente la figure III.11.

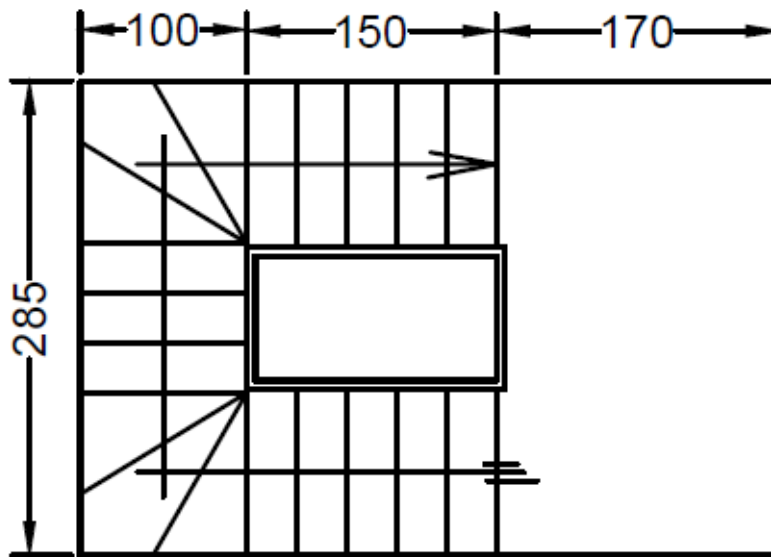


Figure III.11 : Vue en plan de l'escalier à 3 volées

2.1. volée N°1 :

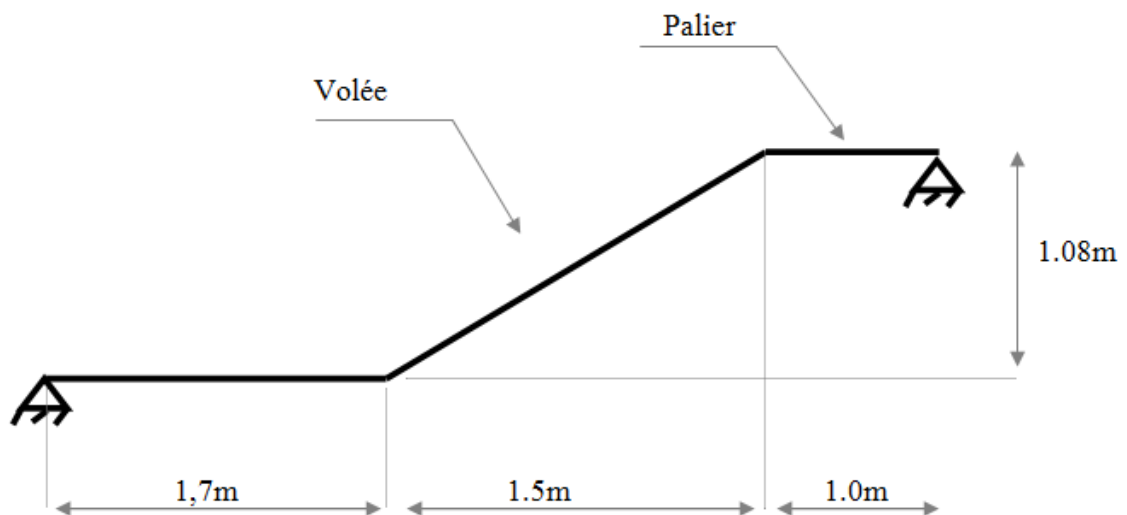


Figure III.12 : schéma statique de l'escalier étudié

D'après (4) on aura : $64n^2 - n - 430 + 216 = 0$

Solution :

$n_1 = 0,54 \dots \dots \dots$ refusée.

$n_2 = 6,17$

Alors on adopte :

- le nombre de contre marche $n = 6$
- le nombre des marches $n - 1 = 5$

$$h = \frac{H}{n} = 18cm \Rightarrow h = 18cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30cm \Rightarrow g = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"² :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 66cm \\ h = 18cm \\ g = 30cm \end{cases}$$

Alors l'équation de BLONDEL est vérifiée.

b. Détermination de l'épaisseur de la paille :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow 15,17 \leq e \leq 22,75cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1 + 1,7 = \sqrt{(1,5)^2 + (1,08)^2} + 1 + 1,7 = 4,55m$$

On prend donc l'épaisseur $e = 16cm$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paille. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paille :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,08}{1,5} = 0,72 \Rightarrow \alpha = 35,75^\circ$$

d. Evaluation des charges :

- **Palier :**

Tableau III.8 : Les charges de palier

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	0.16	4
béton décoratif	17	0.015	0,255
revêtement	22	0.02	0.44
enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Σ	/	/	4.85

✓ **Charges permanentes :**

$G = 4.85 \text{KN/m}^2$

✓ **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,50 \text{KN/m}^2$

- **Paillasse (volée) :**

Tableau III.9 : Les charges de la volée

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	$0.16/\cos 35.75$	4.93
marche	25	$0.18/2$	2.25
revêtement	22	0.02	0.44
mortier de pose	20	0.02	0.4
enduit de plâtre	10	0.015	0.15
garde de corps	/	/	0.6
Σ	/	/	8.77

✓ Charges permanentes:

$G = 8.77 \text{KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation :

$Q = 2,50 \text{KN/m}^2$

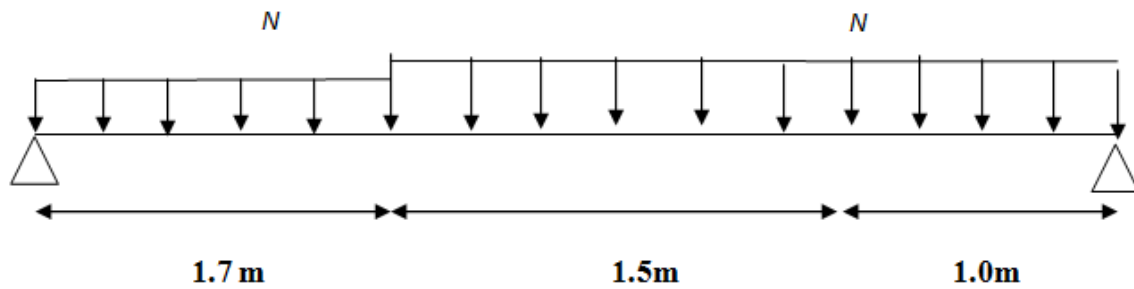


Figure III.13 : Schéma de chargement d'escalier

e. Combinaison des charges :

✓ Volée :

E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$N_u = 1,35 \times 8.77 + 1,5 \times 2.50 = 15.59 \text{KN/ml}$

E.L.S : $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = 8.77 + 2.5 = 11.27 \text{KN/ml}$.

✓ Palier :

E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$N_u = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 2.50 = 10.3 \text{KN/ml}$

E.L.S : $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = 4.85 + 2.5 = 7.35 \text{KN/ml}$.

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.10 : Calcul des sollicitations d'escalier

Combinaison	La volée	Le palier
E.L.U	15.59	10.3
E.L.S	11.27	7.35

f. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=16cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14.4cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

✓ **ELU**

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 30.66 = 15.33KN.m$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 30.66 = 26.06 KN.m$$

Tableau III.11 : Ferrailage de l'escalier

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_s^{choisit}$ [cm ²]	$A_s^{adopté}$ [cm ²]
Travée	26.06	0,0887	0,116	13.73	0	5.45	7 T10	5.5
appui	15.33	0.0522	0,067	14.01	0	3.14	5 T10	3.95

- Espacement :**

- En travée :** $esp \leq \frac{100}{7} = 14.28cm$.

On prend : esp=14cm

- Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20cm

- Armature de répartition :**

- En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37cm^2/ml \leq A_r \leq 2.75cm^2/ml$

Le choix est de 5T10=2.51cm² avec S_t=20cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2/ml \leq A_r \leq 1.97cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

g. Vérification :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73cm^2$$

En travée : $A_s = 5.5cm^2 > A_s^{\min} = 1.73cm^2$ *vérifiée*

Sur appui : $A_s = 3.95cm^2 > A_s^{\min} = 1.73cm^2$ *vérifiée*

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}[1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{30.92 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,21MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{i.vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 30.92.10^3 - \frac{26.06 \times 10^6}{0,9 \times 144} = -170.16KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,21MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

✓ **Vérification des contraintes du béton :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14.4\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 22.1 = 11.05 \text{Kn.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 22.1 = 18.78 \text{KN.m}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12 : Vérification des contraintes

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	18.78	5.5	4.12	11049.62	7.00	Vérifiée
Appui	11.05	3.95	3.58	8465.96	4.67	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{420} = 0,0381 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5.5}{100 \times 14.4} = 0,00382 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0381 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3.9m < 5m.$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,20 \text{Mpa} ; E_v = 10818,86 \text{Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.13 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} KNm	A_s cm²	δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
18.78	5.5	0.00382	237.12	5.49	2.2	0.013	37512.53	38514.9	40118.48

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.267cm \\ f_v = 0.76cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.49cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,49cm < \bar{f} = 0.84cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de Calcul de la flèche de défient cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III .14 : Récapitulatif de la vérification des flèches

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0.267	0.76	0.49	0.84	Vérifiée

2.2. Volée n°2 : elle sera étudiée comme un console encastré dans la poutre brisé

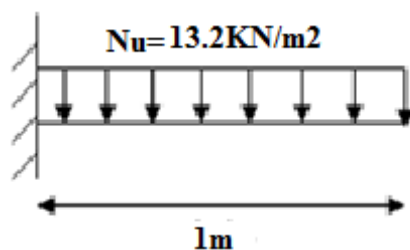


Figure III.14 : Schéma de chargement de la 2^{ème} volée

a. Les charges

$$G=8.77\text{KN/m}^2$$

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

b. Calcul des sollicitations

$$\text{ELU : } N_u = 1.35xG + 1.5xQ = 15.59\text{KN/m}^2$$

$$M_u = 7.79\text{KN.m}$$

$$V_u = 15.59\text{KN}$$

ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 11.27\text{KN/m}^2$$

$$M_s = 5.63\text{KN.m}$$

$$V_s = 11.27\text{KN}$$

c. Calcul du ferrailage

Tableau III .15 : section de ferrailage pour volée N°2

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s^{choisit} [cm ²]	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
console	7.79	0,026	0,0336	14.21	0	1.57	4T8	2.01

✓ **Les armatures transversales**

$$A_t = A/4 = 0.50 \text{ On choisit des 4HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 144 \times 2,1 / 400 = 1,73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

✓ **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

d. Vérification :

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15.59 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.11 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

▪ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$A=2.01 \text{ cm}^2, \quad Y=2.66 \text{ cm}, \quad I=4782.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = 3.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.66 < 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

✓ **Vérification de la flèche**

$$\bullet \quad \frac{h}{l} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b \times d} = 0.0014 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

e. schéma de ferrailage d'escalier :

• *Volée N° 1*

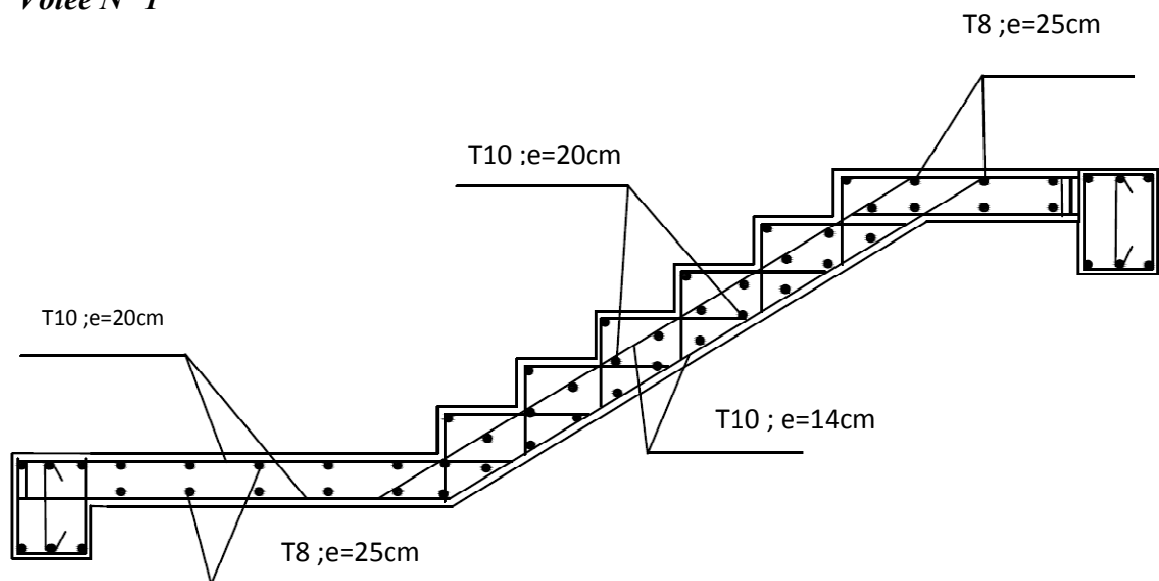


Figure III.15 : Ferrailage de volée 1

- Volée N°2

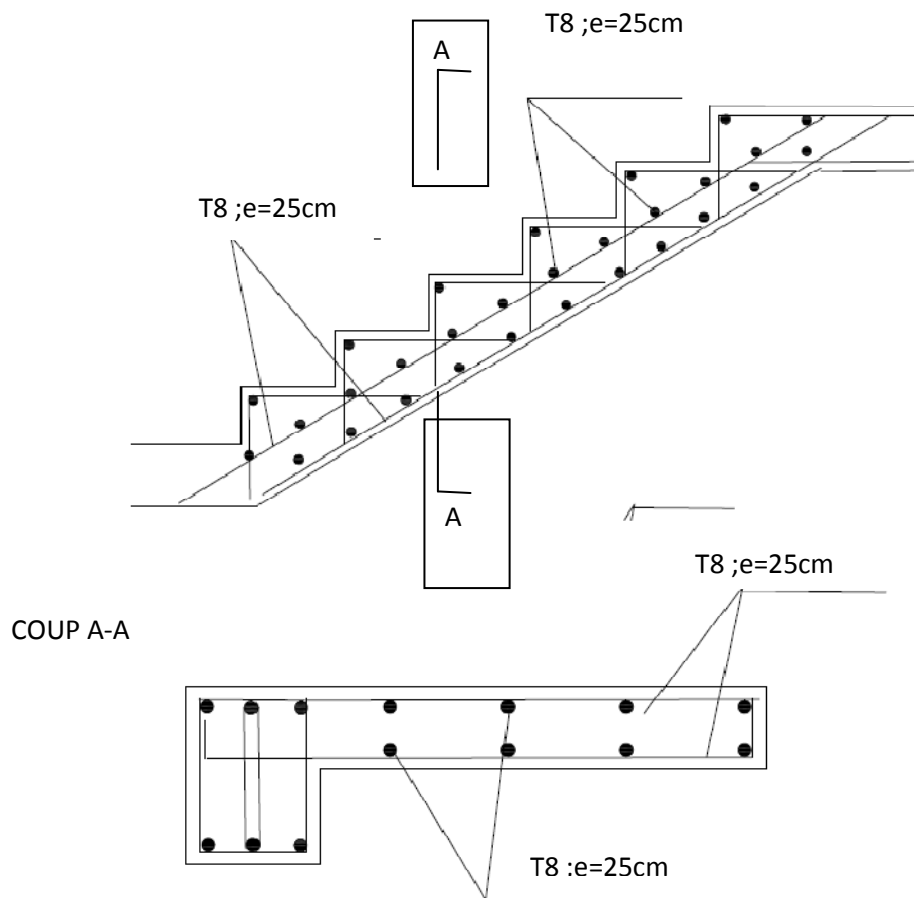


Figure III.16 : Ferrailage de volée 2 « console »

2.2. Etude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

a. Le pré dimensionnement

$$L = 0.98 + 0.98 + (\sqrt{1.2^2 + 0.9^2}) = 3.45\text{m}$$

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{345}{16} \leq h \leq \frac{3.45}{10}$$

$$23.00 \leq h \leq 345\text{cm}$$

On prend $h = 30\text{cm}$.

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

b. Vérification des conditions du RPA

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

c. Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre :

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{KN} / m$$

La charge transmise par l'escalier : c 'est la réaction d'appui

$$G = 8.77 \text{KN/m}$$

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

Les sollicitations

$$P_u = 1.35(G_0 + G) + 1.5 \times Q$$

$$P_u = 18.63 \text{KN/m}$$

d. Calcul des sollicitations➤ **En travée**

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 27.7 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 \rightarrow M_t = 23.56 \text{KN.m}$$

➤ **En appuis**

$$➤ M_a = 0.5 M_0 = 13.9 \text{MN.m}$$

e. Le ferrailage :

$h=30\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=27\text{cm}$; $f_{bc}=25\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

➤ **En travée :**

$$A_t = 2.61 \text{cm}^2$$

- **En appuis :**
- $A_a = 1.51\text{cm}^2$
- **Choix des armatures :**
- **En travée : 3T12** $A_s=3.39\text{cm}^2$
- **En appuis : 3T12** $A_s=3.39\text{cm}^2$

f. Vérification à E.L.S

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

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$$

- Acier

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{cases}$$

Tableau III.16 : Vérification à l'état limite de service dans les Nervures

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	σ_{bc} MPa	σ_{bc}^{add} MPa	σ_s (MPa)	σ_s^{add} (MPa)	Vérification
Etages courants	Travée	14.25	0	4.87	15	172.8	201.63	vérifier
	Appui	8.38	0	2.86		101.6		vérifier

g. Schéma de ferrailage

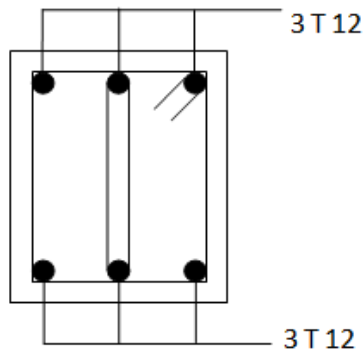


Figure III.17: Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.3 : Balcons :

III.3.1. Introduction :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console, soumise à :

- a. son poids propre
- b. la surcharge d'exploitation
- c. charge concentre a son extrémité

Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur .

III.3.2. Evaluation Des Charges:

Charge permanente : $G = 3.9\text{KN/m}^2$

Charge concentrée "F": (Poids du gardes corps). $f=0.6\text{KN/m}$

Effets du composant vertical de l'action sismique ... $f_v = 0.5 \times 0.25 \times (0.15 \times 2.07 \times 1)$

$$f_v = 0.905\text{KN}$$

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

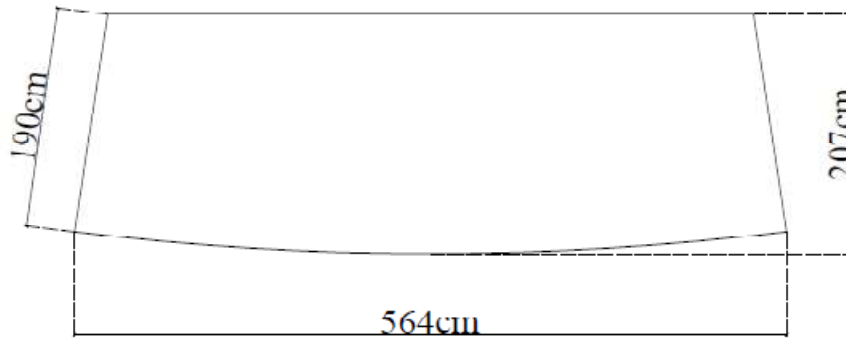


Figure III.18: Balcon sur trois appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.07}{564} = 0.36 < 0.4 \Leftrightarrow \text{La Dalle est portée sur un seul sens}$$

- ✓ Le balcon se calcule comme une console de dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre

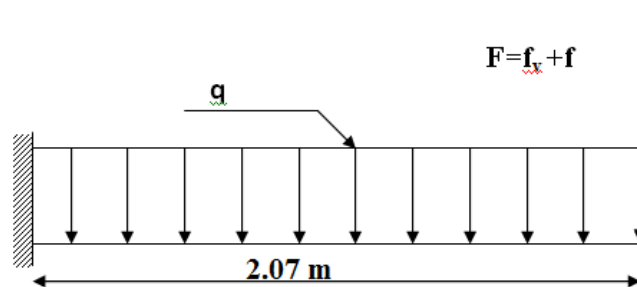


Figure III.19 : Schéma de chargement Du Balcon

III.3.3. Combinaison Des Charges:

Tableau.III.17 : Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(kN/ml)	10.52	6.4
F(kN)	0.9+0.905=1.805	0.6

III.3.4. Calcul Des Efforts Internes:

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau.III.18: Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	-26.27	-14.49
T (kN)	23.58	13.85

III.3.5. Calcul De Ferrailage:

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=14\text{cm}$; $d=12.6\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau.III.19: Ferrailage du balcon

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$	Esp(cm)
24.4	0,1168	Oui	0	0,155	11.815	6.389	6HA12	6.79	16

- **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.7\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.39\text{cm}^2$$

Le choix est de: **4HA10/ml**=3,14cm²/ml; avec: S_t=25cm

III.3.6. Vérifications:

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6.79\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,52\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23.58.10^3}{1000 \times 126} = 0,187\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

• **Vérification des contraintes:**

✓ Position de l'axe neutre "y":

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

✓ Moment d'inertie "I":

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.20: Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
14.49	6.79	4.15	9654.79	6.23	vérifié	190.23	vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \Leftrightarrow \frac{14}{207} = 0,0676 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 12,6} = 0,0054 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,0676 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{4E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{4E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{250} \end{cases} \quad L=2.07\text{m}$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10818,86 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.21 : Vérification de la flèche de l'escalier

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)
14.49	6.79	0.0054	169.4	3.89	1.56	0.36	26060.68	11942.48	18374.23

Donc :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0.41cm \\ f_v &= 0.78cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.37cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{207}{250} = 0.828m$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,37cm < \bar{f} = 0.828cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de Calcul de la flèche de défirent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.22 : Récapitulatif de la vérification des flèches

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0.41	0.78	0.37	0.828	Vérifiée

III.3.7. Schéma de ferrailage :

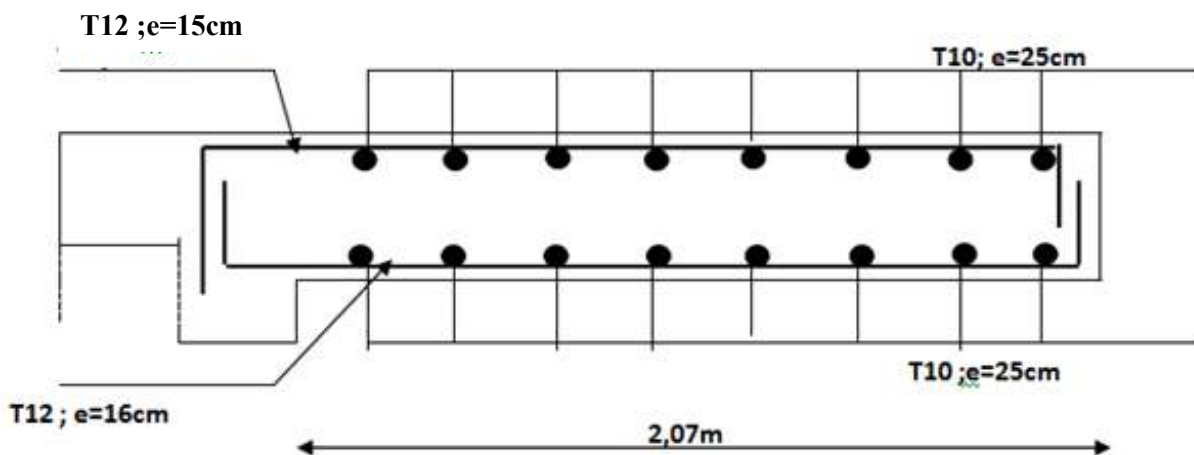


Figure III.20 : Ferrailage des balcons

III.4. Ferrailage du plancher nervure :

III.4.1. Mode de calcul de la section en T :

Le calcul de la section en T s'effectue selon que l'axe neutre est dans la table (solicitation faible) où dans la nervure (solicitation forte). On commence par recherche à quel cas correspond un problème donné, en considérant tout d'abord le cas limite où l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table.

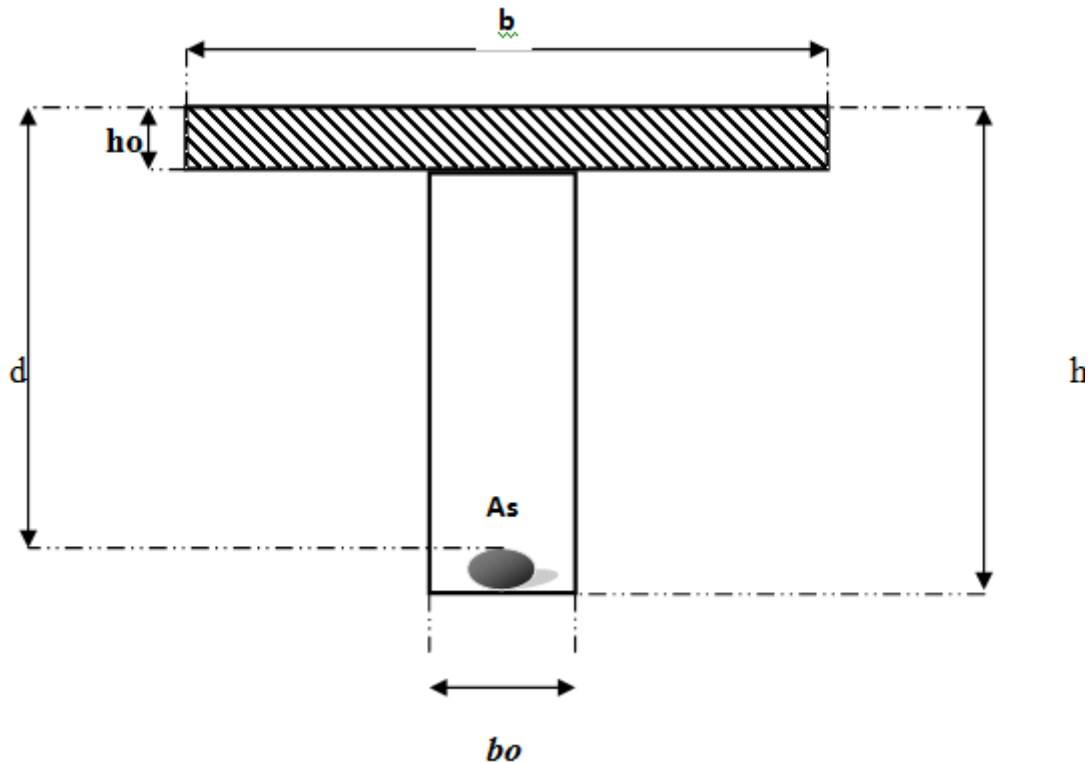


Figure III.21: Composition d'une nervure avec la couche de compression

Puis on calcule le moment capable de la table : $M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot (d - h_o/2)$

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre est dans la nervure.

III.4.2. Dimensionnement De La Poutrelle:

Nous avons opté la section de la nervure pour les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30\text{cm} \\ h_o = 14\text{cm} \\ b = 84\text{cm} \\ b_o = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

III.4.3. Evaluation des charges et surcharge :➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de plancher nervurée $5.13 \times 0.84 = 4.31 \text{ kN/m}$

➤ **Charge d'exploitation :**

Étage courant : $Q = 0.84 \times 2,5 = 2.1 \text{ kN/m}$

➤ **Sollicitation:**

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

On a : $L_{\max} = 4.57 \text{ m}$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 8.97 \text{ kN/ml}$

$q_s = G + Q = 6.41 \text{ kN/m}$

III.4.4. Choix De La Méthode De Calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutre isostatiques contient une seule travée, on utilise la méthode RDM :

$$-M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

- moment travée $M_t = 0.8 M_0$

- moment appuis $M_a = 0.3 M_0$

➤ **Calcul des moments:****1) ELU:**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.97 \cdot (4.57)^2}{8} = 23.42 \text{ kN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,3 M_0 = 7.02 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_t = 0.8 M_0 = 18.73 \text{ KNm}$$

2) ELS

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{6.41 \cdot (4.57)^2}{8} = 16.73 \text{ kN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,3 M_0 = 5.02 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée:**

$$M_t = 0.8 M_0 = 13.38 \text{ KN.m}$$

III.4.5.calcul de ferrailage

➤ **Ferraillages En Travée :**

Le calcul des sections en(Té) se effectué 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 nervure.

Nous avons :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

$$M_t = 840.140. (0,85.25/1,5).(0,9.300-140/2)$$

$$M_t = 333,3 \text{ kNm}$$

On a : $M_U < M_{tab}$ Alors l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de la largeur constante égale à la largeur de la table (b) donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh₀) en flexion simple .D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion on aura:

$$h_0 = 30\text{cm}; b = 84\text{cm}; b_0 = 20\text{cm}; d = 0,9h = 27\text{cm}; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}, f_{c28} = 25\text{MPa};$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

Tableau.III.23: *tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en travée*

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
18.73	0,022	Oui	0,028	26.69	348	2.01	0

Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.74\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}[2.74; 2.01] = 2.74\text{cm}^2$$

Choix : **2T14 ; As=3.08cm²**

➤ **Ferraillages sur appuis :**

On a: $M_{u\max}=7.02\text{kN.m} < M_{\text{tab}}=333.3 \text{ kN.m}$

l'axe neutre est dans la table de compression donc la section étudiée assimilée comme une section rectangulaire ($b_0 \cdot x_h$) en flexion simple.

Tableau.III.24: tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures sur appuis

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
7.02	0,034	oui	0,043	26.53	348	0.76	0

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.74\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2.74; 0.76\} \text{cm}^2 = 2.74 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T8+2T12 ; $A_s = 4.27\text{cm}^2$**

➤ **Espacement des barres dans la table :**

- **Appuis :** - Sens x-x : $esp = 15\text{cm} < \text{Min}(3h_0; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$
 - Sens y-y : $esp = \text{Min}(4h_0; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

T8 ; e = 20cm

III.4.6. Vérification

▪ **Vérification A l'Effort Tranchant :**

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

$$T_U \max = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{8.97 \times 4.57}{2} = 20.50\text{kN}$$

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = 0,38\text{MPa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

▪ **Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

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

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21MPa$$

- Acier

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.III.25: Vérification à l'état limite de service de la poutre en T

	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérification
Travée	Té	13.38	3.08	2.55	15	171.3	201.63	vérifier
Appuis	Té	5.02	4.27	0.84	15	46.8	201.63	vérifier

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ **Appuis intermédiaires :**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit Vérifiée que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Tableau IV.26: Vérification de section d'armatures

Sections (cm ²)	T _u (kN)	M _{au} (kNm)	$\frac{M_{au}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{au}}{0,9d}$ (kN)
84x30	20.5	7.02	28.88	<0

➤ Vérification des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales et de type rond lisse et nuance FeE24 (f_e=235MPa)

✓ Selon le BAEL91

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right) \end{cases}$$

✓ Selon le RPA99

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

Tableau III.27 : Armature transversale

Section (cm ²)	T _u kN	τ _u MPa	τ̄ _u MPa	BAEL91 St (cm)	RPA 99 St (cm)		St adopté (cm)		A _s ^{max} (cm ²)	Choix /As (cm ²)
					Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
84x20	20.5	0,38	3.33	24 .3	7.5	15	7	15	0.9	2T8= 1,01

➤ VERIFICATION DE LA FLECHE :

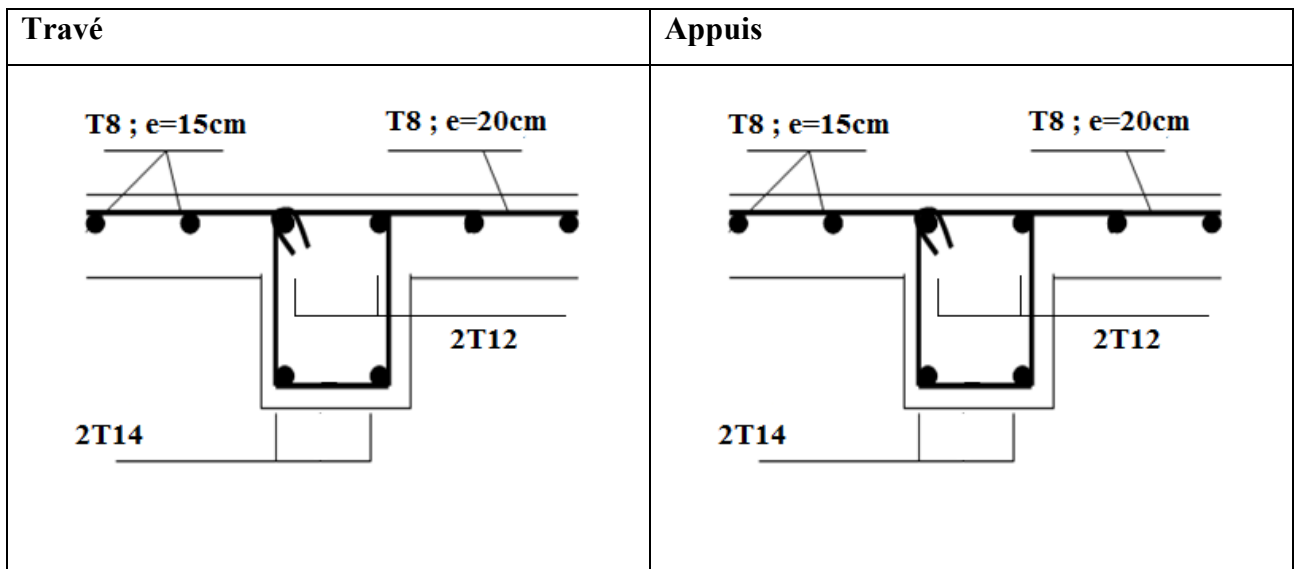
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{20M_0} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b.d} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,066 > 0,04 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,066 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,510^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

III.4.7. Schéma de ferrailage

Tableau III.28 : schéma de ferrailage des nervures



III.5. Plancher en dalle pleine :

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

Dans notre structure, les différentes dalles pleines reposent sur 04 appuis. pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

III.5.1. plancher dalle plein rectangulaire

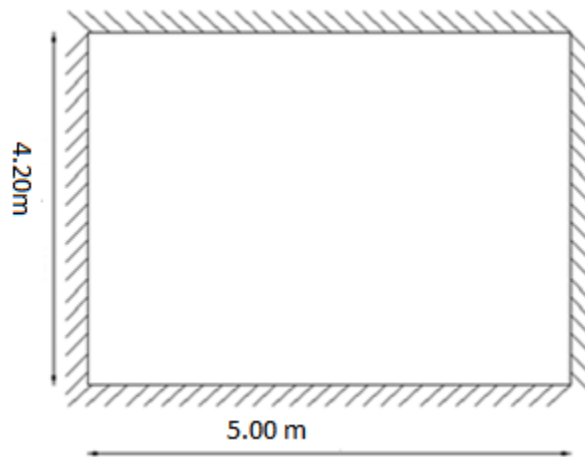


Figure.III.22 : schéma de dalle pleine

III.5.1.1. Evaluation des charges :

$$G=5.41\text{kN/m}^2, Q=2.5\text{kN/m}^2.$$

$$\text{ELU: } q_u=1,35G+1,5Q=11.05\text{kN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}}=G+Q=7.91\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{5} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.5.1.2. 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 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 [4].

$$\rho = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 10.08 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.73 \text{ Nm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8.56 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5.7 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{exx} = M_{exy} = 0,3 M_x = 3.02 \text{ kNm}$$

$$M_{intx} = M_{inty} = 0,5 M_x = 5.04 \text{ kNm}$$

III.5.1.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=0,9h=14.4\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29: Ferrailage de la dalle pleine

	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	8.56	0.029	0	0.037	14.19	1.73	4T10	3.14	25
	y-y	5.7	0.019	0	0.025	14.26	1.14	4T8	2.01	25
Appuis	ex	3.02	0.010	0	0.013	14.33	0.61	4T8	2.01	25
	int	5.04	0.017	0	0.021	14.28	1.04	4T8	2.01	25

- **Espacement :**

Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

• **Condition de non fragilité :**

$h=e=20cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,38cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,84 \end{cases}$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y : $A_y = 2.01cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Appuis :

- Appuis ex : $A_{ex} = 2.01cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- Appuis con : $A_{con} = 2.01cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{11.05 \times 4.2 \times 5.0}{2 \times 4.2 + 5} = 17.32 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 15.47 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 17.32 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17.32 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.5.1.4. Vérification

▪ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 8.18 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6.26 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 6.95 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 5.32 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{aex} = 0,3 M_x = 2.45 \text{ kNm} \\ M_{aint} = 0,5 M_y = 4.1 \text{ kNm} \end{cases}$$

✓ **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 III.30 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	6.95	3.14	3.24	6999.84	3.22	15	OK
	y-y	5.32	2.01	2.66	4782.87	2.96		
Appuis	ex	2.45	2.01	2.66	4782.87	1.36	15	OK
	int	4.1	2.01	2.66	4782.87	2.28		

✓ **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 : [1]

$$\left. \begin{array}{l} a) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ b) \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ c) \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,0381 < 0,0425 \dots\dots\dots non.v\u00e9rifier \\ 0,038 > 0,028 \dot{a} 0,037 \dots\dots\dots v\u00e9rifier \\ 4.25.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots v\u00e9rifier \end{cases}$$

Une condition n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e, donc le calcul de la fl\u00e8che est n\u00e9cessaire.

Les r\u00e9sultats sont r\u00e9capitul\u00e9s dans ce tableau :

Tableau III.31 : R\u00e9capitulatif du calcul de la fl\u00e8che

	M_{ser} kNm	A_s (cm²)	\u03b4	\u03c3_s (MPa)	\u03bb_i	\u03bb_v	\u03bc	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
x-x	6.95	3.14	0.0022	153.91	9.55	3.82	0.00	36062.55	39668.8	39668.8
y-y	5.32	2.01	0.0014	183.8	15.00	6.00	0.00	35368.28	38905.1	38905.1

Donc :

- **Sens xx :**

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.096cm \\ f_v = 0.28cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.19cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,19cm \langle \bar{f} = 0.84cm \dots\dots\dots v\u00e9rifi\u00e9e.$$

- **Sens yy :**

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.075cm \\ f_v = 0.22cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.14cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,14cm \langle \bar{f} = 1.00cm \dots\dots\dots v\u00e9rifi\u00e9e.$$

Les r\u00e9sultats de Calcul de la fl\u00e8che de d\u00e9fient cas sont r\u00e9capitul\u00e9s dans le tableau qui suit :

Tableau III.32 : R\u00e9capitulatif de la v\u00e9rification des fl\u00e8ches

	f_i (cm)	f_v (cm)	\u0394f (cm)	\u0394f (cm)	Observation
xx	0.096	0.285	0.19	0.84	V\u00e9rifi\u00e9e
yy	0.075	0.22	0.145	1.00	v\u00e9rifi\u00e9e

III.5.1.5. Schéma de ferrailage

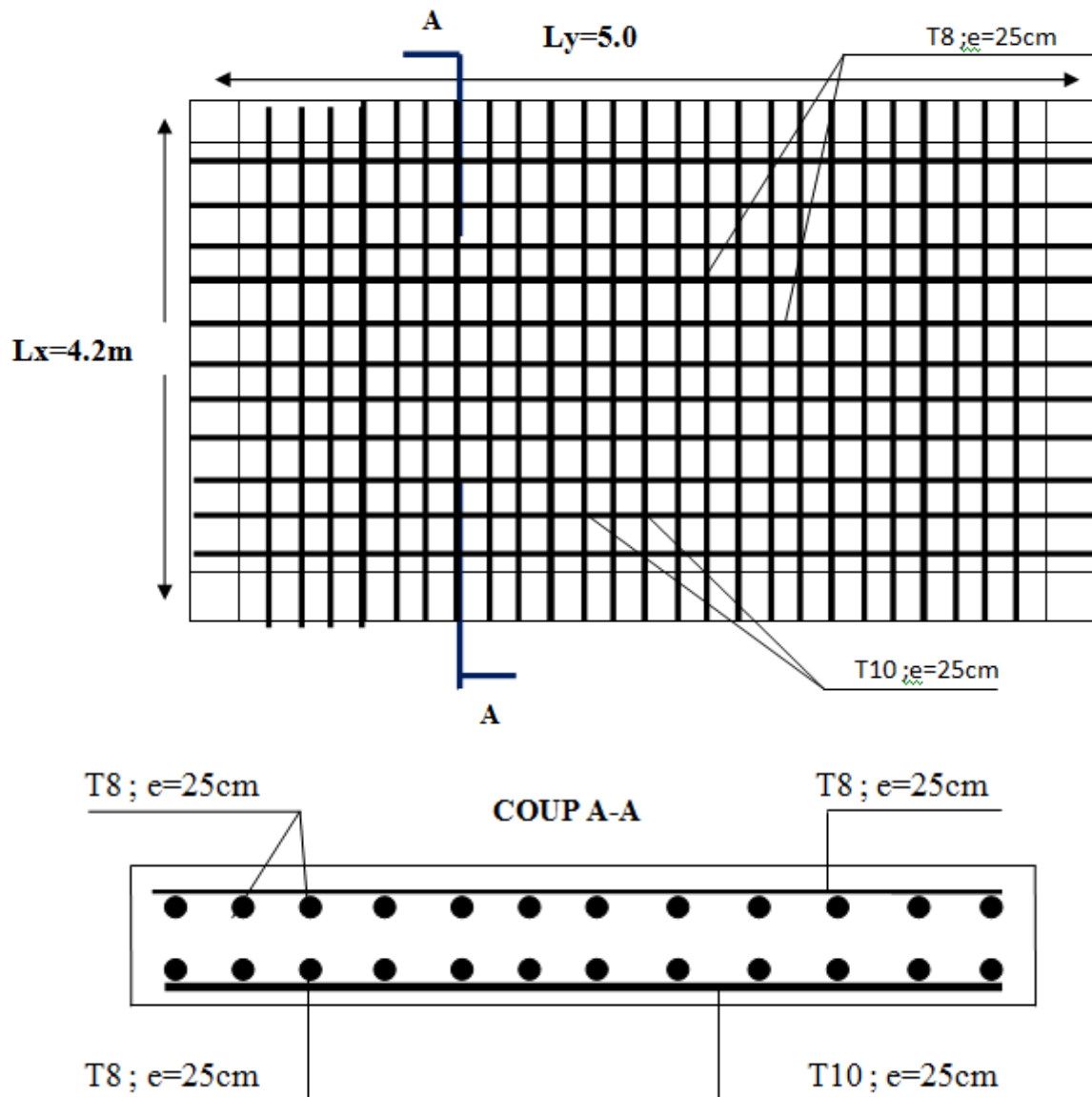


Figure III.23 : Ferrailage de la dalle pleine

III.5.2. Plancher dalle pleine trapézoïdale

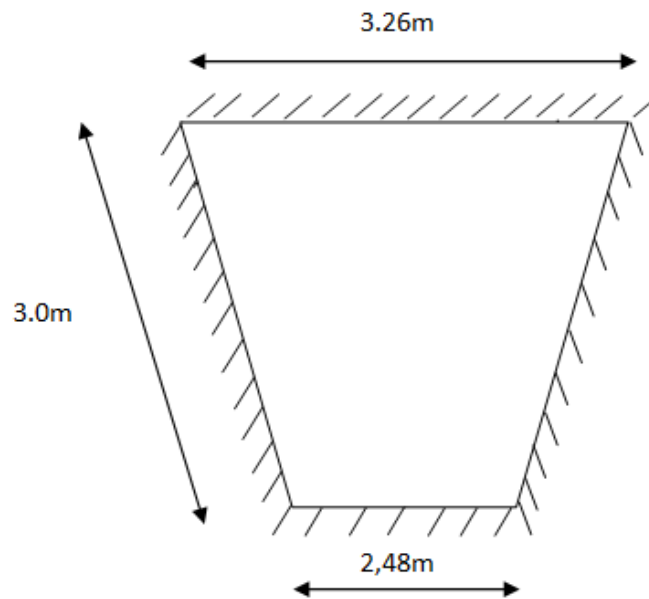


Figure III.24 : Dimensions de la dalle

III.5.2.1. Evaluation des charges :

$$G = 4.91 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.38 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = Q + Q = 7.41 \text{ kN/m}^2$$

On applique la théorie des lignes de rupture pour trouver le ferrailage de la dalle.

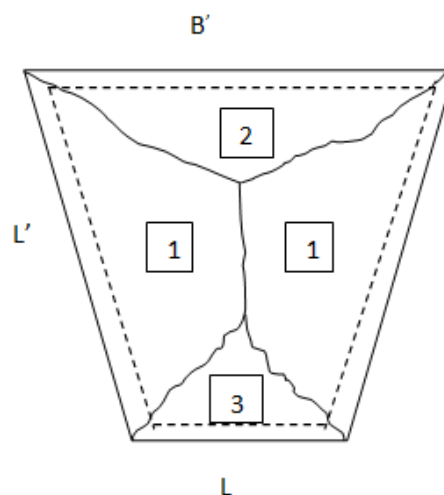


Figure III.25 : les lignes de rupture de la dalle

III.5.2.2. La théorie des lignes de ruptures :

$$\tau_{int} = \tau_{ext}$$

τ_{int} = travail des forces intérieures

τ_{ext} = travail des forces extérieures

$$\tau_{ext} = \sum p_i \cdot \delta_i$$

p_i : charge appliquée sur un élément de surface " ds "

δ_i : déplacement de l'élément " ds "

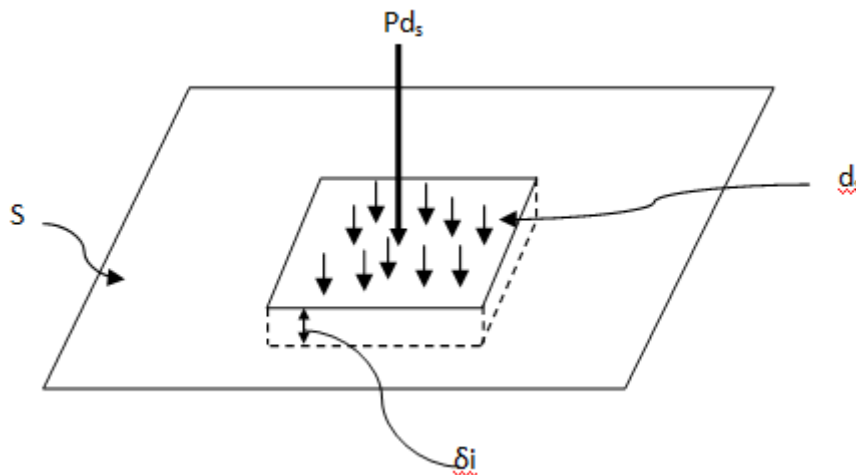


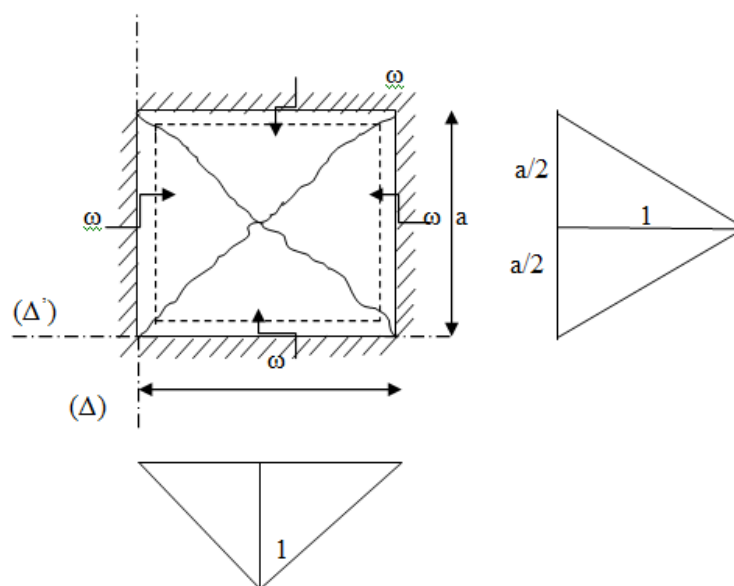
Figure III.26 : Travail de forces extérieures (τ_{ext})

$$\tau_{int} = m \cdot \omega \cdot a$$

m : le moment du au charge appliquée

ω : angle de rotation

a : projection de la "L.R" sur (Δ)



$$\text{tg } \omega = 1 / (a/2) = 2/a$$

Figure III.27 : travail des forces intérieures

III.5.2.3.Calcul des moments :

$$\tau_{int} = \tau_{ext}$$

$$\tau_{int} = 2 \times [m \cdot L' \cdot \omega_1] + m \cdot \omega_2 \cdot B' + m \cdot \omega_3 \cdot L + 2 [m' \cdot L' \cdot \omega_1] + m' \cdot \omega_2 \cdot B' + m' \cdot \omega_3 \cdot L$$

$$\tau_{int} = 4.32 \text{ m} + 2,25\text{m} + 1.736 \text{ m} + 4.32 \text{ m}' + 2.25 \text{ m}' + 1.736 \text{ m}'$$

$$\tau_{int} = 8.306 \text{ m} + 8.306 \text{ m}'$$

$$\tau_{int} = 8.306 (m+m')$$

On prend : $m' = 0,5 \text{ m}$ (moment à l'encastrement)

$$\text{Donc : } \tau_{int} = 8.306 (m+0,5m)$$

$$\tau_{int} = 12.46 \text{ m}$$

$$\tau_{ext} = \sum p_i \cdot S_i \cdot \delta_{Gi}$$

$$\tau_{ext} = p_i \times (2.245 \times 0.35 + 2.355 \times 1/3 + 1.77 \times 1/3) = 2.16 p_i$$

=> le mécanisme de réputer : $\tau_{int} = \tau_{ext}$

$$\Rightarrow 12.46\text{m} = 2.16 p_i \quad p_i = q_u = 10.38 \text{ kN/m}^2$$

- ELU : $M_u = \frac{2.16 \times 10.38}{12.46} = 1.8 \text{ KN.m}$
- ELS : $M_s = \frac{2.16 \times 7.41}{12.46} = 1.285 \text{ KN.m}$

• **Au niveau de l'encastrement**

$$M'_u = 0,5 M_u = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$M'_s = 0,5 M_s = 0.64 \text{ kN.m}$$

Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : Résultats des moments

	ELU	ELS
En travée	1.8	1.285
Sur appuis	0.9	0.64

III.5.2.4.Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 14) \text{ cm}^2$

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 12.6 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau III.34: Ferrailage de la dalle pleine

	M_u (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm) ²	choix	A_s adop (cm) ²
En travée	1.8	0,008	0	0,01	12.5	0,414	1,63	4T8	2,01
En appui	0.9	0,004	0	0,005	12.57	0,2	1,63	4T8	2,01

III.5.2.5. vérifications :

- vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{max} \leq \tau_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{max} \frac{T_u^{max}}{bxd}$$

$$T_U^{MAX} = \frac{q_u x L x L'}{2xL+L'} = \frac{10.38 x 2.87 x 3}{2x2.87+3} = 10.226 \text{ KN}$$

Avec : $L = \frac{2.48+3.26}{2} = 2.87$

$$\tau_u = \frac{10.22 x 10^3}{1000 x 126} = 0.081 < 1.25 \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

- vérification a l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{M_S}{I} Y$$

Tableau III.35 : vérification des contraintes à L'E.L.S

	M_{ser}^{max} [Kn.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	observation
Travée	1.285	2,01	2.47	698.255	0,45	15	vérifié
Appui	0.64	2,01	2.47	698.255	0,23		

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0016 < 0,005 \dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,046 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quant on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quant il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. Pour modéliser une structure.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué 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 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent 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.
- Chaque plancher est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds
- A tout les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2. 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 $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage **bureaux**. (mass source).
- 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).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

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 accélérogramme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

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 :

Zone III : {

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 8m

- 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.3.2. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas ou 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 repense 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14) [2]$$

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 répons

- 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 données 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \dots\dots\dots(4-13)[2]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

Sa/g

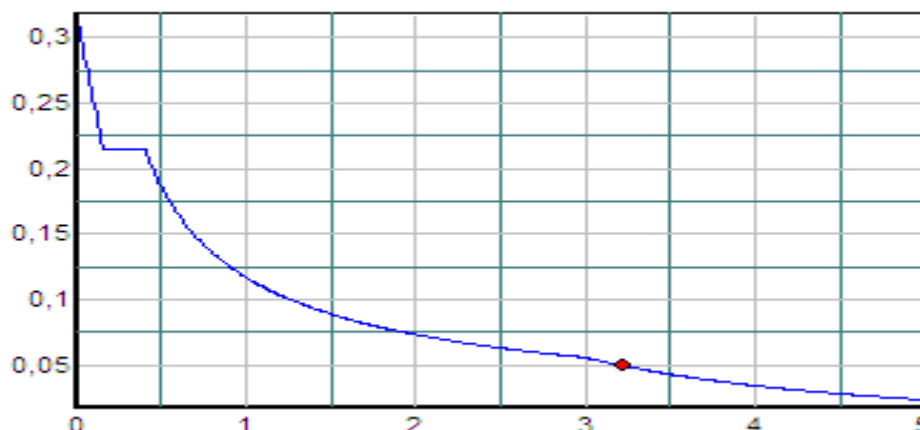


Figure IV.1 : Spectre de réponse

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, ($T_1 = 0,15\text{sec}$, $T_2 = 0,50\text{sec}$)

Q : Facteur de qualité.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par le "*RPA99 version 2003*" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2** } → **A=0.25**

*zone sismique : **III**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

Catégorie S_3 → site meuble } $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$

➤ **Estimation de 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 ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} , \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 33.4\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x=42.75 \text{ m} \\ D_y=39.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(33.4)^{3/4} = 0.69 \text{ sec} , \text{ dans les deux directions.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,4597 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,477 \text{ sec} \end{array} \right.$$

-sens (x-x) : $T_x = \min(0.69;0.4597) = 0.4597 \text{ sec}.$

-sens (y-y) : $T_y = \min(0,69;0.477) = 0.477 \text{ sec}.$

On calcul le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

- Or $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15s \quad (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s \quad (\text{site3}) \end{array} \right.$

Ce qui donne : $0 \leq (T_x \text{ et } T_y) \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$

- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$
- avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5(0,8819) = 2,2 \\ D_y = 2,5(0,8819) = 2,2 \end{array} \right.$$

- **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.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles avec interaction (**R=5**).

- **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** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1 : facteur de qualité

critère q	P _q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	0	-	-	0,05
2-Redondances en plan	-	0,05	0	-
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	0	0,10
Totale	0,25		0,25	

Sens x-x :

$$Q=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.+0.1)=1.25$$

Sens y-y :

$$Q=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0.1)=1.25$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0.25)(2.2)(1.25)}{5} w \rightarrow V^X = 0.1375 W \\ V_y = \frac{(0.25)(2.22)(1.25)}{5} w \rightarrow V^X = 0.1375 \end{array} \right.$$

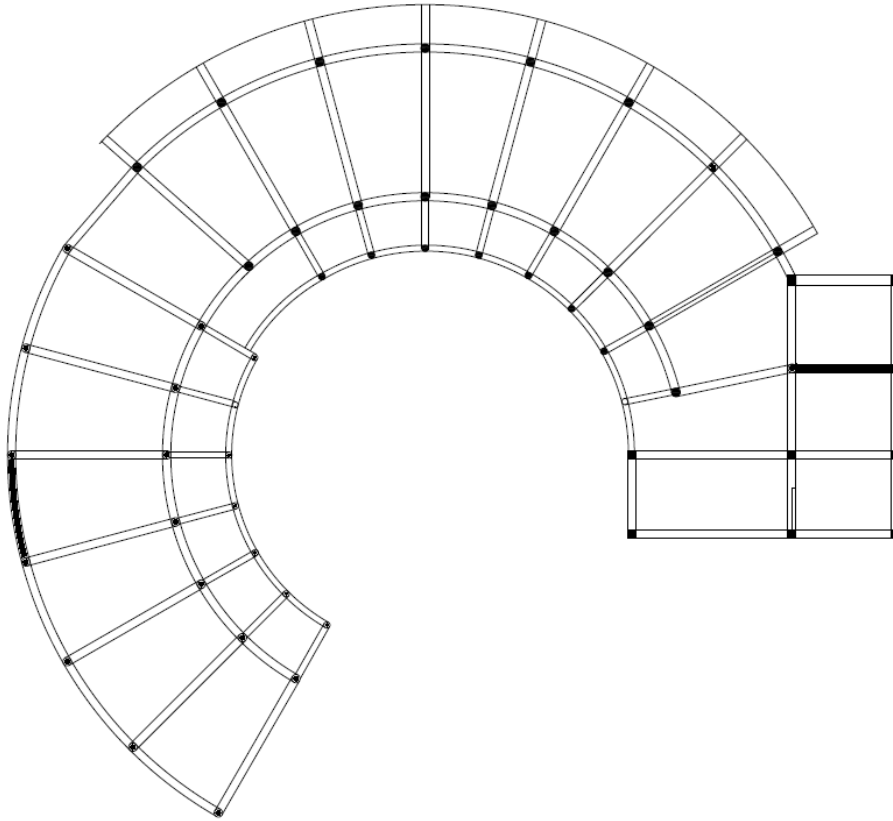
IV.4. Résultats de l'analyse sismique :**IV.4.1. Modèle initial :**

Figure IV.2 : *vue en plan du modèle initial*

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

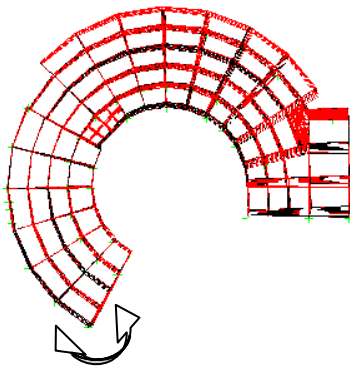
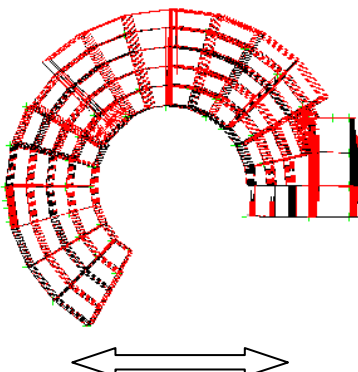
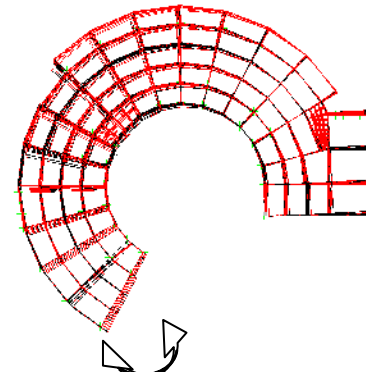
- Une période fondamentale : $T = 1,29$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.

Tableau IV.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,290218	0,00128	0,49514	0,00128	0,49514
2	1,00135	0,66041	0,01966	0,66169	0,5148
3	0,738175	0,0347	0,19254	0,69639	0,70733
4	0,480759	0,00006837	0,07658	0,69646	0,78391
5	0,387142	4,436E-07	0,03645	0,69646	0,82037
6	0,298106	0,16117	0,0000706	0,85763	0,82044
7	0,283959	0,00018	0,02549	0,8578	0,84593
8	0,198138	0,00063	0,01558	0,85843	0,86151
9	0,171139	1,582E-07	0,01497	0,85843	0,87648
10	0,154899	0,00000434	0,00194	0,85843	0,87842
11	0,142428	0,03978	0,02843	0,89821	0,90684
12	0,136556	0,02522	0,02638	0,92343	0,93323

- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de rotation

Tableau IV.3: les trois premiers modes

1 ^{er} mode : Rotation	2 ^{ème} mode : translation ses x-x	3 ^{ème} mode : Rotation
		

b. Constatations :

On a un mode de rotation au niveau de 1^{er} mode qu'il faut l'éviter par l'ajout des voiles de contreventements dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre nécessaires à et la position des voiles rajoutés

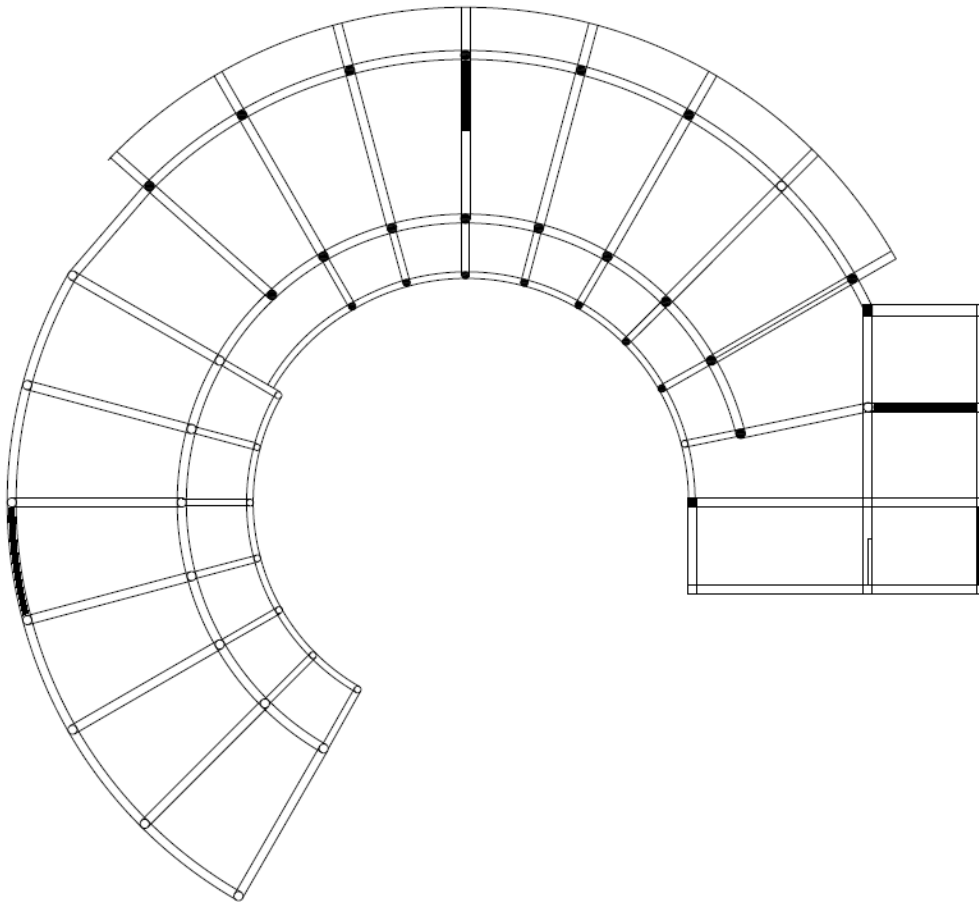
IV.4.2. 1^{er} modèle :

Figure IV.3 : vue en plan du 1^{er} modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,021$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode.

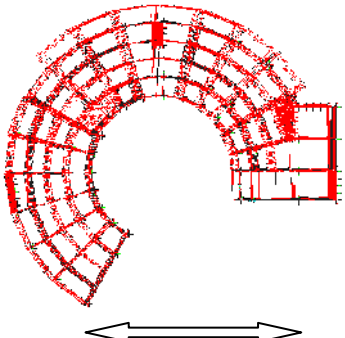
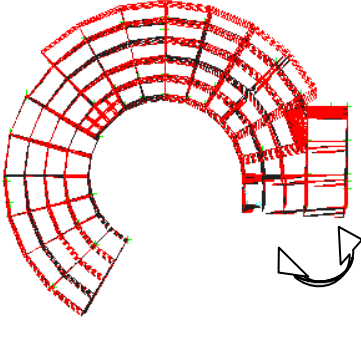
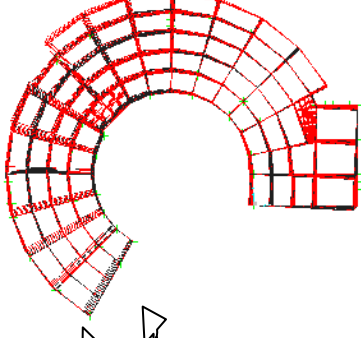
Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	1,021529	0,59188	0,01526	0,59188	0,01526
2	0,926181	0,0604	0,5155	0,65228	0,53076
3	0,697939	0,04785	0,14467	0,70014	0,67543
4	0,310294	0,1268	0,01065	0,82693	0,68608
5	0,273368	0,01495	0,1217	0,84188	0,80778
6	0,234062	0,01817	0,00987	0,86005	0,81764
7	0,145317	0,03586	0,01872	0,89591	0,83637
8	0,134481	0,02408	0,05557	0,91999	0,89194
9	0,117875	0,00000634	0,0000078	0,92	0,89195
10	0,117029	0,00000866	0,00000111	0,92001	0,89195
11	0,111237	0,00000030	0,00014	0,92001	0,89209
12	0,109385	0,00013	0,00042	0,92014	0,89251
13	0,108713	0,00434	0,01508	0,92447	0,90759

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x

- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

Tableau IV.5 : les trois premiers modes

1 ^{er} mode : translation sens x-x	2 ^{ème} mode : Rotation	3 ^{ème} mode : Rotation
		

b. Résultantes des forces sismiques :

$$W = 59543.43 \text{ KN}$$

$$V^x = V^y = 8187.22 \text{ KN}$$

$$0.8V^x = 0.8V^y = 6549.77 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = V_t^x = 3503.51 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 3403.41 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1.869 \\ r_y = 1.92 \end{array} \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

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 : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\text{Avec : } \delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

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)

Tableau IV.6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.

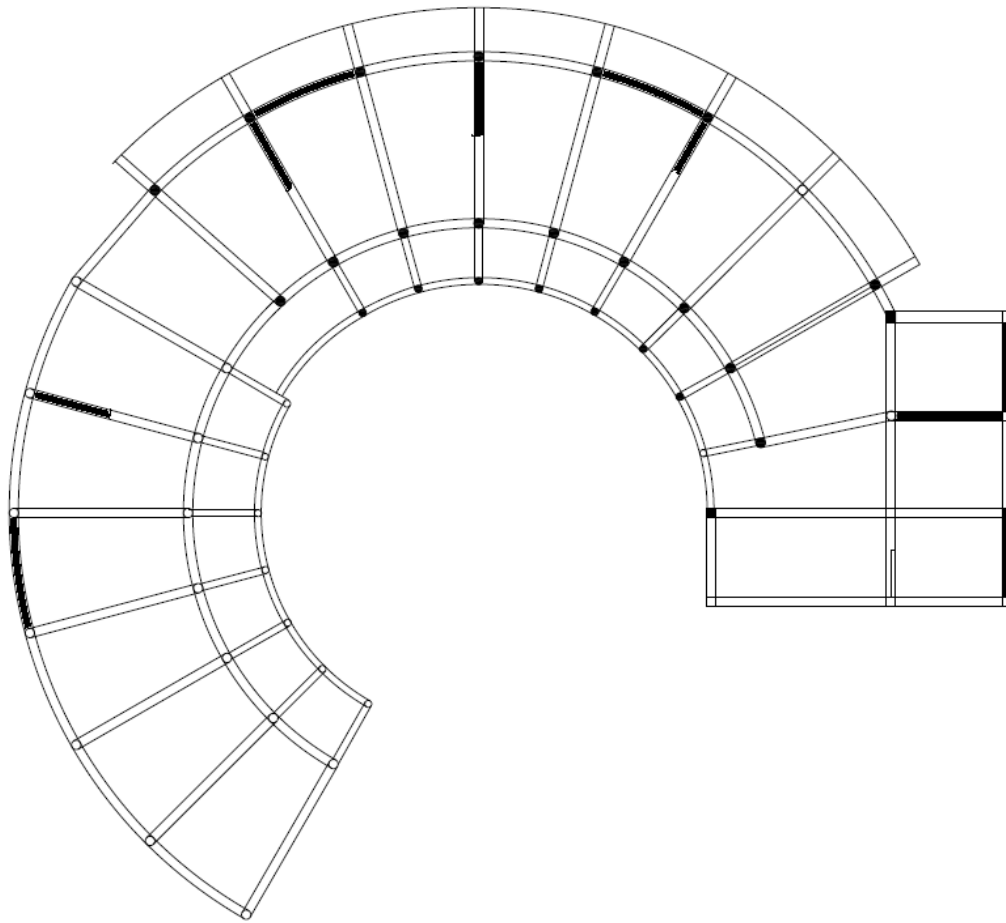
$Z(m)$	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
33,4	9.2503	9.9871	46,2515	49,9355	5,62	6,275	3,6	Non Vérifier
29,8	8.1263	8.7321	40,6315	43,6605	5,9555	6,509	3,6	Non Vérifier
26,2	6.9352	7.4303	34,676	37,1515	5,8675	6,6145	3,6	Non Vérifier
22,6	5.7617	6.1074	28,8085	30,537	6,026	6,674	3,6	Non Vérifier
19	4.5565	4.7726	22,7825	23,863	5,7415	6,371	3,6	Non Vérifier
15,4	3.4082	3.4984	17,041	17,492	5,523	5,9585	3,6	Non Vérifier
11,8	2.3036	2.3067	11,518	11,5335	5,714	5,951	4,2	Non Vérifier
7,6	1.1608	1.1165	5,804	5,5825	4,126	4,021	4	Non Vérifier
3,6	0.3356	0.3123	1,678	1,5615	1,678	1,5615	3,6	Non Vérifier

d. Constatation :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés

IV.4.3. 2^{ème} modèle :Figure IV.4 : vue en plan du 2^{ème} modèlea. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle:

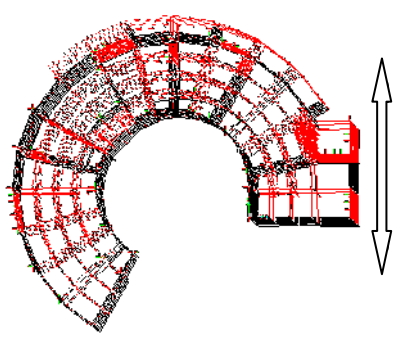
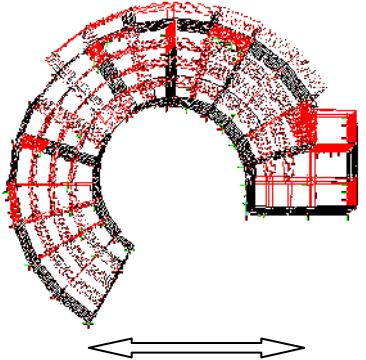
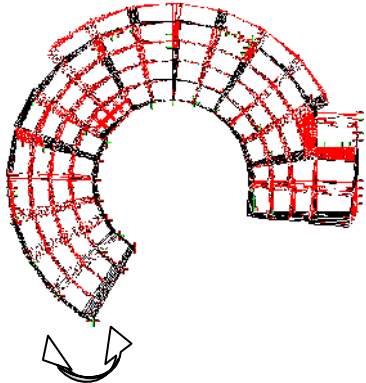
L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.73$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 24^{ème} mode.

Tableau IV.7 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,730245	0,33368	0,33812	0,33368	0,33812
2	0,693862	0,33773	0,33022	0,67141	0,66835
3	0,560111	0,00113	0,00021	0,67255	0,66855
4	0,196182	0,05815	0,10359	0,7307	0,77215
5	0,181208	0,12553	0,06295	0,85623	0,8351
6	0,136934	0,00214	0,00755	0,85837	0,84265
7	0,108787	0,00000483	0,00001273	0,85838	0,84266
8	0,108011	0,00000610	0,00007786	0,85838	0,84274
9	0,101464	0,0007	0,00096	0,85908	0,8437
10	0,099478	0,00322	0,00924	0,8623	0,85294
11	0,099139	0,00623	0,03556	0,86853	0,88851
12	0,095714	0,00021	0,00027	0,86874	0,88878
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
24	0,083354	0,00000136	0,0000263	0,91749	0,90001

Tableau IV.8 : les trois premiers modes

1 ^{er} mode : translation couplée	2 ^{ème} mode: translation couplée	3 ^{ème} mode : Rotation
		

b. Résultantes des forces sismiques :

$$W = 63398.71 \text{ KN}$$

$$V^x = V^y = 8717.32 \text{ KN}$$

$$0.8V^x = 0.8V^y = 6973.86 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = V_t^x = 5037.48 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 5003.36 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1.384 \\ r_y = 1.39 \end{array} \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

▪ **Déplacements inter étages de modèle 2**

Tableau IV.9 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 2

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
33,4	3,8434	4,1551	19,217	20,7755	2,458	2,731	3,6	Vérifier
29,8	3,3518	3,6089	16,759	18,0445	2,2505	2,81	3,6	vérifier
26,2	2,9017	3,0469	14,5085	15,2345	2,557	2,7535	3,6	vérifier
22,6	2,3903	2,4962	11,9515	12,481	2,57	2,7425	3,6	vérifier
19	1,8763	1,9477	9,3815	9,7385	2,4465	2,604	3,6	vérifier
15,4	0,1387	1,4269	6,935	7,1345	2,2965	2,4195	3,6	vérifier
11,8	0,9277	0,943	4,6385	4,715	2,3215	2,4095	4,2	vérifier
7,6	0,4634	0,4611	2,317	2,3055	1,6215	1,6365	4	vérifier
3,6	0,1391	0,1338	0,6955	0,669	0,6955	0,669	3,6	vérifier

d. 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.

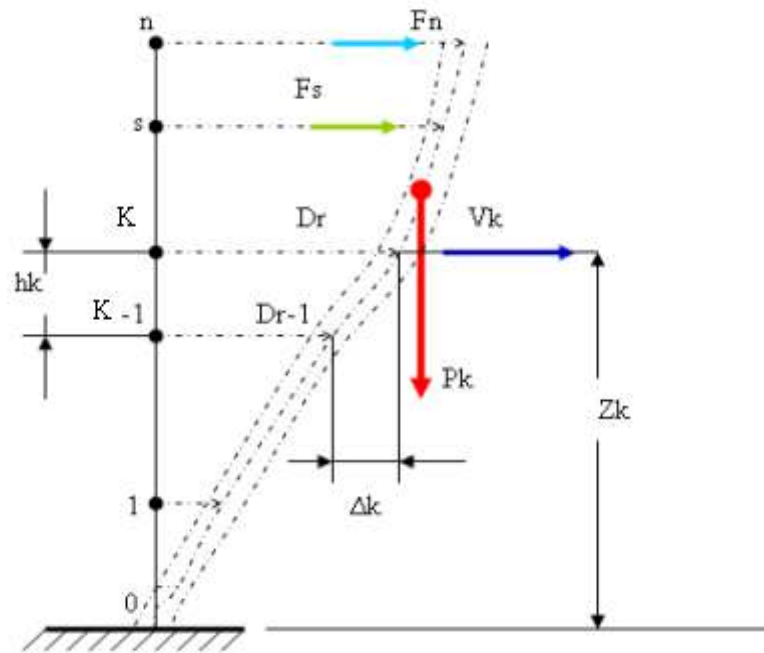


Figure IV.5. Evaluation des effets du second ordre.

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

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.

- Sens x :

Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.

Niveaux (m)	$P_k(kN)$	$\Delta_K(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	vérif
33.4	5692.62	0.02458	1331.91	3.6	0,0291	<0,1 ok
29.8	10863.29	0.02	2687.96	3.6	0,0224	<0,1 ok
26.2	18349.43	0.0255	3602.56	3.6	0,0360	<0,1 ok
22.6	25426.66	0.0257	4528.156	3.6	0,0401	<0,1 ok
19	32897.88	0.02446	5344.49	3.6	0,0416	<0,1 ok
15,4	40356.53	0.0229	5988.33	3.6	0,0428	<0,1 ok
11,8	48101.05	0.0232	6528.43	4.2	0,0406	<0,1 ok
7,6	55951.79	0.0162	6904.81	4	0,0328	<0,1 ok
3,6	63398.71	0.0069	7048.76	3.6	0,0171	<0,1 ok

- Sens yy

Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y

Niveaux (m)	$P_k(kN)$	$\Delta_K(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	vérif
30,6	5692.62	0,0355	1350.59	3.6	0,031	<0,1 ok
27,2	10863.29	0,0355	2457.28	3.6	0,0345	<0,1 ok
23,8	18349.43	0,031	3588.8	3.6	0,0391	<0,1 ok
20,4	25426.66	0,03075	4550.51	3.6	0,0425	<0,1 ok
17	32897.88	0,02885	5347.68	3.6	0,0444	<0,1 ok
13,60	40356.53	0,0269	5972.09	3.6	0,0454	<0,1 ok
10,2	48101.05	0,02631	6525.02	4.2	0,0423	<0,1 ok
6,8	55951.79	0,01794	6869.27	4	0,0334	<0,1 ok
3,4	63398.71	0,00725	6991.65	3.6	0,018	<0,1 ok

e. Vérification de l'effort normal réduit [2] :

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Où

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton « G+Q+E ».

B_c :est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} est la résistance caractéristique du béton. ($f_{c28}=25$ MPa)

1. Poteau circulaire :

Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2

Etage	D (cm)	N_d (KN)	v	vérification
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	35	587,059	0,24	Vérifier
	35	141,014	0,058	Vérifier
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40	1142,591	0,36	Non vérifier
	35	296,003	0,12	Vérifier
2 ^{ème} 3 ^{ème}	50	1735,758	0,35	Non vérifier
	35	461,922	0,19	Vérifier
RDC, 1er	55	2352,57	0,39	Non vérifier
	35	620,058	0,26	Vérifier
Entre sole	60	2552,091	0,36	Non vérifier
	35	687,917	0,28	Vérifier

2. Poteau carré :

Tableau IV.13: *vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2*

Etage	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	vérification
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x30	-377,401	-0,17	vérifier
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	35x35	-793,771	-0,26	vérifier
2 ^{ème} 3 ^{ème}	40x40	-1234,657	-0,31	Non vérifier
RDC, 1 ^{er}	45x45	-1719,604	-0,34	Non vérifier
Entre sole	50x50	-1973,184	-0,32	Non vérifier

Remarque :

Pour les valeurs de ν qui dépassent la valeur admissible, il faut donc augmenter les sections des poteaux.

1. Poteau circulaire :

Tableau IV .14 : *Redimensionnement des Poteaux circulaires*

Etage	Poteaux	D (cm)
7 ^{ème}	Central+périphérique extérieur	40
	Périphérique intérieur	35
6 ^{ème} ;5 ^{ème}	Central+périphérique extérieur	45
	Périphérique intérieur	35
4 ^{ème} ; 3 ^{ème}	Central+périphérique extérieur	55
	Périphérique intérieur	35
2 ^{ème} ; 1 ^{er}	Central+périphérique extérieur	65
	Périphérique intérieur	40
Entresol -RDC	Central+périphérique extérieur	70
	Périphérique intérieur	40

2. Poteau carré :

Tableau IV.15: Redimensionnement des Poteaux carrés

Etage	Poteaux
7 ^{ème}	35x35
6 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45x45
4 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50x50
2 ^{ème} ; 1 ^{er}	55x55
Entresol -RDC	60x60

IV.4.4. 3^{ème} modèle :

Le modèle 03 est le modèle 02 dont on a changé les sections des poteaux.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.67$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 20^{ème} mode.

Tableau IV.16: Période et facteurs de participation massique du modèle 3

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,670282	0,3256	0,3481	0,3256	0,3481
2	0,637567	0,3473	0,3213	0,6729	0,6693
3	0,516268	0,0028	0,0009548	0,6757	0,6703
4	0,184275	0,0508	0,1081	0,7265	0,7784
5	0,171307	0,1315	0,0552	0,858	0,8335
6	0,129315	0,0017	0,0095	0,8597	0,843
7	0,09571	0,0078	0,0421	0,8675	0,8851
8	0,095015	4,429E-07	0,0000269	0,8675	0,8852
9	0,094838	0,0011	0,0054	0,8686	0,8905
10	0,093066	0,00009689	0,00001881	0,8687	0,8906
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
20	0,080194	0,0037	0,000896	0,9207	0,9005

b. Résultantes des forces sismiques :

$$W = 66504.64 \text{KN}$$

$$V^X = V^Y = 9144.38 \text{KN}$$

$$0.8V^X = 0.8V^Y = 7315.59 \text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = V_i^x = 5463.122 \text{KN} \\ F2 = V_i^y = 5380.578 \text{KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1.34 \\ r_y = 1.36 \end{array} \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter étages du modèle 3

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
33,4	3,2063	3,5591	16,0315	17,7955	2,08	2,28	3,6	Vérifier
29,8	2,7897	3,1032	13,9485	15,516	2,02	2,34	3,6	vérifier
26,2	2,386	2,636	11,93	13,18	2,035	2,34	3,6	vérifier
22,6	1,979	2,1673	9,895	10,8365	2,034	2,32	3,6	vérifier
19	1,5721	1,7035	7,8605	8,5175	2,02	2,26	3,6	vérifier
15,4	1,1687	1,2513	5,8435	6,2565	1,88	2,08	3,6	vérifier
11,8	0,7934	0,8356	3,967	4,178	1,96	2,11	4,2	vérifier
7,6	0,4021	0,4134	2,0105	2,067	1,38	1,45	4	vérifier
3,6	0,1255	0,1241	0,6275	0,6205	0,63	0,62	3,6	vérifier

d. Justification de l'effort normal réduit :

1. Poteaux circulaires :

Tableau IV.18: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 3

Etage	D (cm)	N_d (KN)	ν	vérification
7 ^{ème}	40	331,838	0,105	Vérifier
	35	53,815	0,022	Vérifier
6 ^{ème} , 5 ^{ème}	45	902,105	0,227	Vérifier
	35	194,675	0,08	Vérifier
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	1511,418	0,2	Vérifier
	35	351,311	0,14	Vérifier
2 ^{ème} , 1 ^{er}	65	2158,615	0,26	Vérifier
	35	519,949	0,22	Vérifier
Entresol ; RDC	70	2699,373	0,28	Vérifier
	40	684,774	0,22	Vérifier

2. Poteau carré :

Tableau IV.19: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 3

Etage	Bc (cm ²)	N_d (KN)	ν	vérification
7 ^{ème}	35x35	229,641	0,07	vérifier
6 ^{ème} , 5 ^{ème}	45x45	646,169	0,13	vérifier
4 ^{ème} 3 ^{ème}	50x50	1070,679	0,17	vérifier
2 ^{ème} , 1 ^{er}	55x55	1557,184	0,21	vérifier
RDC; Entre sol	60x60	2096,269	0,23	vérifier

e. Vérification des conditions du facteur de comportement R

- Dans nos précédant calcul en a pris $R=5$, donc selon le RPA il faut justifier que :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les charges horizontale sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relative ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

e. 1. Justification des voiles sous charges verticales [2]

- On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base avec le logiciel **SAP2000**
- La portance des voiles

$$= \frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{16683.39}{65885.67} \times 100 = 25.32\% > 20\%$$

Il faut changer le facteur de comportement : $\rightarrow R=3,5$

IV.4.5. Modèle final :

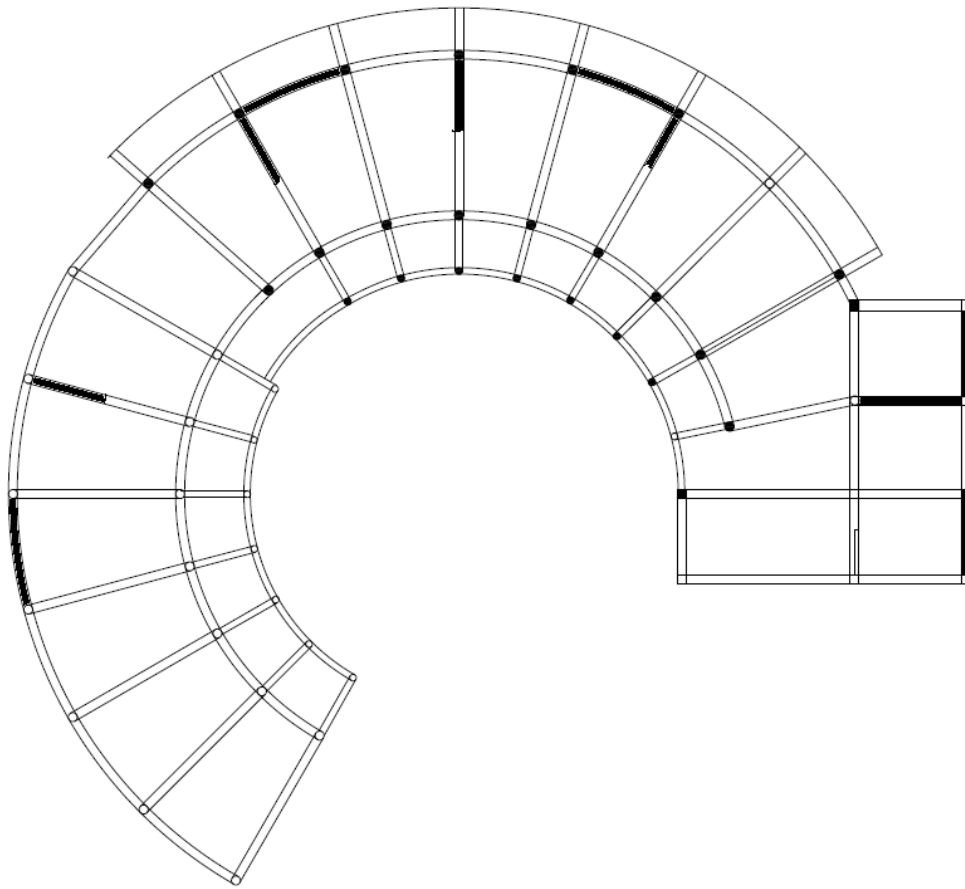


Figure IV.6 : *vue en plan du modèle final*

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final:

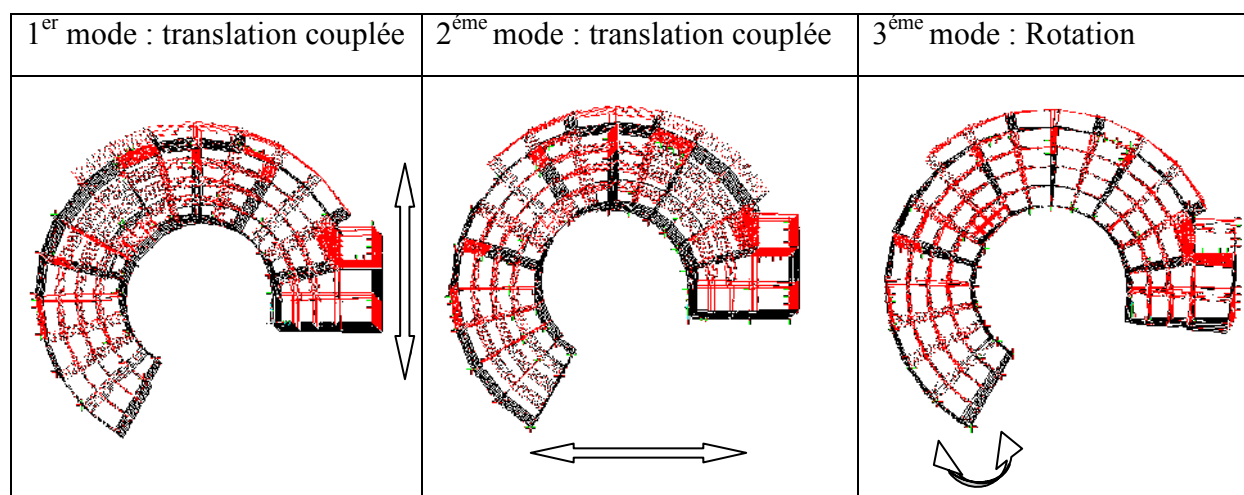
L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.6698$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 20^{ème} mode.

Tableau IV.20: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,66989	0,324	0,34925	0,32451	0,34925
2	0,637217	0,34	0,32016	0,67281	0,6694
3	0,51605	0,0029	0,00094	0,6758	0,67034
4	0,184332	0,05083	0,10806	0,72663	0,7784
5	0,171352	0,13145	0,05525	0,85808	0,83365
6	0,129336	0,00169	0,00948	0,85977	0,84312
7	0,095721	0,00783	0,04223	0,86761	0,88535
8	0,095015	4,092E-07	0,00002633	0,86761	0,88537
9	0,094839	0,00103	0,00524	0,86864	0,89062
10	0,093066	0,00009685	0,00001869	0,86874	0,89064
11	0,08649	0,00016	0,00000146	0,8689	0,89064
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
20	0,080195	0,00364	0,00089	0,90172	0,90644

Tableau IV.21 : les trois premiers modes



b. Résultantes des forces sismiques

$$W = 66504.64 \text{ KN}$$

$$V^X = V^Y = 13061.51 \text{ KN}$$

$$0.8V^X = 0.8V^Y = 10449.21 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = V_t^x = 7727.68 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 7652.17 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1.35 \\ r_y = 1.36 \end{array} \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

- **Déplacements inter étages de modèle final**

Tableau IV.22 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final.

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
33,4	4,6345	5,0731	16,22075	17,75585	2,108	2,27	3,6	Vérifier
29,8	4,0322	4,4233	14,1127	15,48155	2,089	2,33	3,6	vérifier
26,2	3,4352	3,7572	12,0232	13,1502	2,05	2,33	3,6	vérifier
22,6	2,8494	3,0892	9,9729	10,8122	2,049	2,31	3,6	vérifier
19	2,2638	2,4284	7,9233	8,4994	2,03	2,25	3,6	vérifier
15,4	1,6836	1,7842	5,8926	6,2447	1,89	2,073	3,6	vérifier
11,8	1,1436	1,1918	4,0026	4,1713	1,973	2,10	4,2	vérifier
7,6	0,5799	0,5896	2,02965	2,0636	1,39	1,444	4	vérifier
3,6	0,1809	0,1769	0,63315	0,61915	0,63	0,619	3,6	vérifier

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “RPA99 version 2003”

d. Justification de l'effort normal réduit [2]:

1. Poteaux circulaires :

Tableau IV.23: *vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final*

Etage	D (cm)	N_d (KN)	ν	vérification
7 ^{ème}	40	346.77	0,11	Vérifier
	35	55.46	0,023	Vérifier
6 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45	956.44	0,240	Vérifier
	35	215.64	0,089	Vérifier
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	1613.6	0,272	Vérifier
	35	399.44	0,166	Vérifier
2 ^{ème} , 1 ^{er}	65	2309.86	0,278	Vérifier
	35	598.12	0,248	Vérifier
Entre sole ; RDC	70	2881.7	0,299	Vérifier
	40	786.04	0,250	Vérifier

2. Poteau carré :

Tableau IV.24: *vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final*

Etage	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	vérification
7 ^{ème}	35x35	112.27	0,036	vérifier
6 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45x45	687.44	0,136	vérifier
4 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50x50	1176.808	0,188	vérifier
2 ^{ème} , 1 ^{er}	55x55	1694.3	0,224	vérifier
RDC; Entre sole	60x60	2228.76	0,24764	vérifier

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 ($=0.8*V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8*V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre on considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- 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.

Dans notre cas on a choisit un facteur $R=3.5$ vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(25.32%).

Ferrailage des éléments résistant

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

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 les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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 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	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable →ELU : $1,35G+1,5Q$
 →ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$
 $0,8G±E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr})
- 2- effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min}, M_{corr})
- 3- le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr})

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:
 - * $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 3\%$ Zone courante (Z.C).
 - * $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ 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 résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

a. poteaux circulaires :

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

$(N^{max}, M^{corr}) :$

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{max} ; M^{corr}$)

Niveaux	D[cm]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s^{min} [cm ²]	$A_{s\ min} RPA$
RDC;	70	3180.29	31.27	SEC	0	0	34,61
Entre.S	40	631.4	2.42	SEC	0	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	2527.35	12.96	SEC	0	0	29,85
	35	474.66	4.45	SEC	0	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	1780.03	14.84	SEC	0	0	21,37
	35	335.46	4.86	SEC	0	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	1080.95	14.32	SEC	0	0	14,31
	35	202.17	5.45	SEC	0	0	8,65
7 ^{ème}	40	409.94	16.86	SEC	0	0	11,304
	35	68.07	6.69	SEC	0	0	8,65

$(M^{max}, N^{cor}) :$

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{max} ; N^{corr}$)

Niveaux	D[cm]	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min} RPA$
RDC;	70	117.36	1619.59	SEC	0	0	34,61
Entre sol	40	6.96	476.44	SEC	0	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	117.51	1051.31	SEC	0	0	29,85
	35	7.25	337.94	SEC	0	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	106.82	515.98	SPC	0.2	0	21,37
	35	9.78	33.8	SPC	0.88	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	86.89	284.74	SPC	7.96	0	14,31
	35	10.72	107.81	SEC	0	0	8,65
7 ^{ème}	40	71.57	232.2	SPC	9.21	0	11,304
	35	11.48	62.69	SPC	0.39	0	8,65

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

(N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	D [cm]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC; Entre sol	70	2881.7	124.15	SEC	0	0	34,61
	40	786.04	22.31	SEC	0	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	2309.86	126.41	SEC	0	0	29,85
	35	598.42	29.11	SEC	0	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	1613.6	113.78	SEC	0	0	21,37
	35	399.47	40.54	SEC	0	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	956.44	88.18	SEC	0	0	14,31
	35	215.64	39.16	SPC	1.78	0	8,65
7 ^{ème}	40	346.77	82.78	SPC	6.29	0	11,304
	35	55.46	39.49	SPC	5.73	0	8,65

(M^{max}, N^{cor}) :

Tableau V.5 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{max}; N^{corr}$)

Niveaux	D [cm]	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC; Entre sol	70	230.24	1851.62	SEC	0	0	34,61
	40	38.09	439.24	SEC	0	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	327.03	1319.96	SPC	2.77	0	29,85
	35	45.08	283.22	SPC	1.5	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	284.29	800.4	SPC	16.76	0	21,37
	35	50.17	183.81	SPC	4.83	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	182.25	423.29	SPC	18.94	0	14,31
	35	59.36	46.126	SPC	9.95	0	8,65
7 ^{ème}	40	130.56	215.71	SPC	20.71	0	11,304

- Combinaison : **0,8G+E** :

(N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	D [cm]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC; Entre sol	70	1932.71	133.15	SEC	0	0	34,61
	40	636.45	21.93	SEC	0	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	1547.23	123.39	SEC	0	0	29,85
	35	485.81	28.39	SEC	0	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	1078.94	110.89	SEC	0	0	21,37
	35	320.69	39.54	SEC	0	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	639.9	84.51	SEC	0	0	14,31
	35	169.47	37.4	SPC	2.53	0	8,65
7 ^{ème}	40	243.74	76.53	SPC	7.34	0	11,304
	35	42.26	33.38	SPC	4.86	0	8,65

(M^{max}, N^{cor}) :

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{max}; N^{corr}$)

Niveaux	D [cm]	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC; Entre sol	70	213.36	1352.86	SEC	0	0	34,61
	40	37.88	362.83	SEC	0	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	316.58	1038.97	SPC	7.44	0	29,85
	35	45.13	230.15	SPC	2.7	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	275.9	629.38	SPC	20.93	0	21,37
	35	50.36	99.96	SPC	6.83	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	173.46	321.64	SPC	21.6	0	14,31
	35	59.62	36.54	SPC	10.23	0	8,65
7 ^{ème}	40	125.43	177.1	SPC	20.28	0	11,304
	35	48.79	35.3	SPC	8.07	0	8,65

$(N^{\min}, M^{\text{cor}})$:

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})

Niveaux	D [cm]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC;	70	-252.58	170.82	SPC	21.09	0	34,61
Entre sol	40	-106.38	8.71	SPC	3.91	0	11,30
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	-241.44	193.49	SPC	24.61	0	29,85
	35	-80.6	21.89	SPC	5.77	0	8,65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	-167.16	206.55	SPC	29.32	0	21,37
	35	-48.94	33.27	SPC	7.1	0	8,65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	-181.105	154.55	SPC	29.22	0	14,31
	35	-18.36	36.75	SPC	7.01	0	8,65
7 ^{ème}	40	-66.31	116.39	SPC	23.65	0	11,304
	35	-13.38	38.025	SPC	7.14	0	8,65

b. Poteaux carrés :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC ; entre sol	2589.86	26.21	60x60	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	1905.36	55.43	55x55	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	1298.41	54.49	50x50	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	741.04	49.24	45x45	SEC	0	0	18,23
7 ^{ème}	103.25	53.20	35x35	SPC	4.11	0	11,025

$(M^{max}, N^{cor}) :$

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{max} ; N^{corr}$)

Niveaux	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC ;entre sol	102.52	1510.83	60x60	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} ;2 ^{ème}	102.55	1086.46	55x55	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} ;4 ^{ème}	99.04	685.25	50x50	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} ;6 ^{ème}	100.64	298.68	45x45	SPC	3.52	0	18,23
7 ^{ème}	58.04	88.37	35x35	SPC	4.91	0	11,025

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E :**

$(N^{max}, M^{cor}) :$

Tableau V.11 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC ;entre sol	2228.76	132.36	60x60	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} ;2 ^{ème}	1694.3	137.98	55x55	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} ;4 ^{ème}	1176.81	149.63	50x50	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} ;6 ^{ème}	687.44	131.77	45x45	SEC	0.15	0	18,23
7 ^{ème}	112.27	94.31	35x35	SPC	6.7	0	11,025

$(M^{max}, N^{cor}) :$

Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{max} ; N^{corr}$)

Niveaux	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC ;entre sol	183.72	1510.84	60x60	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} ;2 ^{ème}	231.03	1404.21	55x55	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} ;4 ^{ème}	226.52	908.12	50x50	SPC	2.68	0	22,5
5 ^{ème} ;6 ^{ème}	205.13	433.52	45x45	SPC	8.74	0	18,23
7 ^{ème}	94.3	112.27	35x35	SPC	7.11	0	11,025

- Combinaison : **0,8G+E** :

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.13 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC ;entre so	1535.04	139.18	60x60	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} ;2 ^{ème}	1192.21	116.71	55x55	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} ;4 ^{ème}	841.48	127.21	50x50	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} ;6 ^{ème}	508.26	128.88	45x45	SPC	1.99	0	18,23
7 ^{ème}	92.79	82.1	35x35	SPC	5.9	0	11,025

$(M^{\max}, N^{\text{cor}})$:

Tableau V.14 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(M^{\max} ; N^{\text{corr}})$

Niveaux	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC ;entre sol	156.03	1262.17	60x60	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	211.8	991.74	55x55	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	208.83	656.26	50x50	SPC	4.29	0	22,5
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	190.86	333.28	45x45	SPC	8.65	0	18,23
7 ^{ème}	82.1	92.79	35x35	SPC	5.69	0	11,025

$(N^{\text{min}}, M^{\text{cor}})$:

Tableau V.15 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(N^{\text{min}} ; M^{\text{corr}})$

Niveaux	N^{min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC ;entre so	64.52	94.81	60x60	SPC	3.16	0	32,4
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	29.55	146.32	55x55	SPC	7.12	0	27,23
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	27.22	153.67	50x50	SPC	8.51	0	22,5
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	19.2	184.96	45x45	SPC	11.47	0	18,23
7 ^{ème}	11.2	96.12	35x35	SPC	7.92	0	11,025

V.2.4. choix des armatures :

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par les combinaisons (G+Q±E et 0,8G±E)

Tableau V.16 : Choix des armatures des poteaux circulaires

Niveaux	D (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Entre S RDC	70	21.09	34,6185	153,86	230,79	12T20	37,70
	40	3.91	11,304	50,24	75,36	8T16	16.08
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	24.61	29,849625	132,665	198,9975	12T20	37.7
	35	5.77	8,654625	38,465	57,6975	8T14	12.32
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	29.32	21,371625	94,985	142,4775	10T20	31.42
	35	7.1	8,654625	38,465	57,6975	8T14	12.32
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	29.22	14,306625	63,585	95,3775	10T20	31.42
	35	10.23	8,654625	38,465	57,6975	8T14	12.32
7 ^{ème}	40	23.65	11,304	50,24	75,36	8T20	25.13
	35	8.07	8,654625	38,465	57,6975	6T14	9.24

Tableau. V.17 : Choix des armatures des poteaux carrés

Niveaux	section (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Entre S, RDC	60x60	3.55	32,4	144	216	12T20	37.7
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	55x55	6.77	27,225	121	181,5	4T20+8T16	28.65
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	50x50	8.03	22,5	100	150	4T20+8T16	28.65
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45x45	11.31	18,225	81	121,5	12T20	37.7
7 ^{ème}	35x35	7.78	11,025	49	73,5	4T20+8T16	28.65

V.2.5. vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

● **Acier:** → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

→ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

→ 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. Poteau circulaire :

(N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser}) :

Tableau V.18 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaires

Niveaux	D (cm)	N_{ser} (kNm)	M_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
, entre s RDC	70	2287.5	22.41	SEC	84.95	201.63	5.78	15	OK
	40	459.69	1.7	SEC	49.4	201.63	3.3	15	OK
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	1816.6	9.83	SEC	74.15	201.63	5.01	15	OK
	35	345.56	3.24	SEC	53.23	201.63	3.64	15	OK
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	1297.8	11.06	SEC	75.05	201.63	5.1	15	OK
	35	244.34	3.57	SEC	40.71	201.63	2.81	15	OK
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	778.37	10.61	SEC	67.34	201.63	4.66	15	OK
	35	147.97	3.97	SEC	29.00	201.63	2.04	15	OK
7 ^{ème}	40	297.62	12.63	SEC	45.04	201.63	3.3	15	OK
	35	49.97	4.88	SPC	19.62	201.63	1.51	15	OK

(N_{cor}^{ser} ; M_{max}^{ser}) :

Tableau V.19 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaire

Niveaux	D (cm)	M_{ser} (kN)	N_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
entr sol	70	84.42	1175.1	SEC	65.68	201.63	4.8	15	OK
RDC,	40	5.54	390.2	SEC	48.29	201.63	3.31	15	ok
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	84.52	763.37	SPC	60.92	201.63	4.64	15	OK
	35	5.3	246.14	SEC	45.1	201.63	3.15	15	ok
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	76.74	375.96	SPC	75.94	201.63	6.19	15	OK
	35	7.05	24.5	SPC	26.98	201.63	2.18	15	ok
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} ,	45	63.59	208.74	SPC	115.92	240	7.08	15	OK
	35	7.71	78.61	SPC	31.26	201.63	2.34	15	OK
7 ^{ème}	40	51.86	170.134	SPC	138.68	201.63	9.21	15	OK
	35	9.43	45.86	SPC	36.15	201.63	2.98	15	OK

b. Poteau carré :

(N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser}) :

Tableau V.20 : Vérification des contraintes pour les poteaux carré

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser} (kNm)	M_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC;entre sol	60x60	1874.13	19.00	SEC	76.0	201.63	5.15	15	OK
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	55x55	1379.59	40.18	SEC	76.8	201.63	5.34	15	OK
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	50x50	938.31	39.5	SEC	68.5	201.63	4.87	15	OK
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45x45	539.01	35.68	SEC	54.4	201.63	3.97	15	OK
7 ^{ème}	35x35	155.46	20.67	SPC	40.8	201.63	3.11	15	OK

(N_{ser}^{cor} ; M_{ser}^{max}) :

Tableau V.21 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kN)	N _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC;entre sol	60x60	73.8	1096.89	SEC	62	201.63	4.46	15	OK
1 ^{er} ,2 ^{ème}	55x55	73.8	789.07	SEC	61.8	201.63	4.61	15	OK
3 ^{ème} ,4 ^{ème}	50x50	71.33	498.43	SEC	75.3	201.63	5.58	15	OK
5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45x45	72.69	218.62	SPC	85.2	201.63	5.49	15	OK
7 ^{ème}	35x35	38.79	75.89	SPC	102	201.63	5.14	15	OK

V.2.6. vérification de l’effort tranchant :

V.2.6.1. vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré

$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux circulaire

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

R : Rayon de la section du poteau .

d: Hauteur utile de la section du poteau.(d=h-c)

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifie 99 [1] :

τ̄_u = Min (0,13 f_{c28}, 5MPa)Fissuration peu nuisible.

τ̄_u = 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 :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC, entr sol	70	52.65	0,30	4	0,04	1,00	2,5	OK
	40	3.28	0,058	7	0.075	1.875	2.5	OK
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	54.48	0,36	4.52	0,04	1,00	2,5	OK
	35	4.016	0,093	8.4	0.075	1.875	2.5	OK
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	47.97	0,45	4.58	0,04	1,00	2,5	OK
	35	4.85	0,11	7.2	0.075	1.875	2.5	OK
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} .	45	57.1	0,8	5.6	0,075	1,875	2,5	OK
	35	6.56	0,16	7.2	0.075	1.875	2.5	OK
7 ^{ème}	40	44.57	0,79	6.3	0,075	1,875	2,5	OK
	35	7.65	0,17	10.28	0.075	1.875	2.5	OK

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Niveaux	Section n (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification n
entre sol, RDC	60x60	51.48	0,16	4,66	0,04	1,00	2,5	OK
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	55x55	57.16	0.21	5.43	0,075	1,875	2,5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50x50	37.16	0.16	5.04	0,075	1,875	2,5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	59.16	0,325	5.6	0,075	1,875	2,5	OK
7 ^{ème}	35x35	30.37	0.375	7.2	0.075	1.875	2.5	OK

V.2.6.2. ferraillage 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]**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_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 :

$$S_t \leq 10 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{MPa}$ (FeE40).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux

a. Poteaux circulaires :

Tableau V.24 : *Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau circulaire*

Niveaux	D (cm)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, entre sol	70	12T20	20	10	20
	40	8T16	16	10	16
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	12T20	20	10	20
	35	8T14	14	10	14
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	10T20	20	10	20
	35	8T14	14	10	14
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ,	45	10T20	20	10	20
	35	8T14	14	10	14
7 ^{ème}	40	8T20	20	10	20
	35	6T14	14	10	14

b. Poteaux carrée :

Tableau V.25 : *Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré*

Niveaux	section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60x60	12T20	20	10	20
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	20	10	16
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50x50	4T20+8T16	16	10	16
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	12T20	16	10	20
7 ^{ème}	35X35	4T20+8T16	16	10	16

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

Tableau V.26: Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires

Niveaux	D (cm)	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)
RDC,	70	2.8	4	3.75	52.65	N	10	0.71	6T8	3.08
						C	20	1.41	6T8	3.08
entre sol	40	2.8	7	2.5	3.28	N	10	0.05	4T8	2.01
						C	16	0.08	4T8	2.01
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	65	2.94	4.52	3.75	54.48	N	10	0.79	6T8	3.08
						C	20	1.57	6T8	3.08
	35	2.94	8.4	2.5	4.016	N	10	0.07	4T8	2.01
						C	14	0.1	4T8	2.01
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	55	2.52	4.58	3.75	47.97	N	10	0.82	4T8	2.01
						C	20	1.64	4T8	2.01
	35	2.52	7.2	2.5	4.85	N	10	0.09	4T8	2.01
						C	14	0.12	4T8	2.01
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	45	2.52	5.6	2.5	57.1	N	10	0.79	4T8	2.01
						C	20	1.59	4T8	2.01
	35	2.52	7.2	2.5	6.56	N	10	0.12	4T8	2.01
						C	14	0.16	4T8	2.01
7 ^{ème}	40	2.52	6.3	2.5	44.57	N	10	0.7	4T8	2.01
						C	20	1.39	4T8	2.01
	35	2.52	7.2	2.5	7.65	N	10	0.8	4T8	2.01
						C	14	1.11	4T8	2.01

Tableau V.27 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

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)
RDC, Entre Sol	60x60	2,8	4.66	3.75	51.48	N	10	0.8	6T8	2.51
						C	16	1.29	6T8	2.51
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	55x55	2,94	5.34	2,5	57.16	N	10	0.65	6T8	2.51
						C	16	1.04	6T8	2.51
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	50x50	2,52	5.04	2,5	37.16	N	10	0.46	6T8	2.51
						C	16	0.74	6T8	2.51
5 ^{ème} . 6 ^{ème}	45x45	2,52	5.6	2,5	59.16	N	10	0.82	6T8	2.51
						C	20	1.64	6T8	2.51
7 ^{ème}	35x35	2.52	7.2	2.5	30.37	N	10	0.54	4T8	2.01
						C	16	0.87	4T8	2.01

V.2.6.3 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø_l en zone III.

Pour :

T25.....L_r=125cm

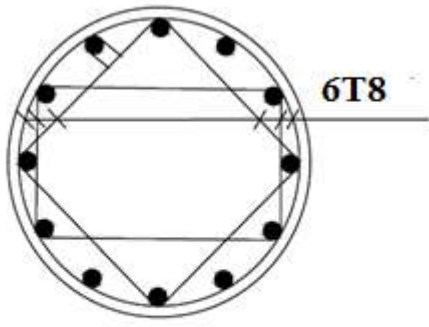
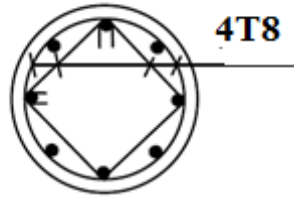
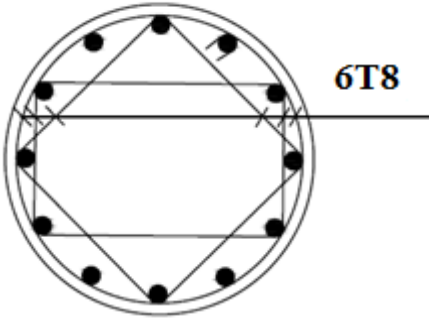
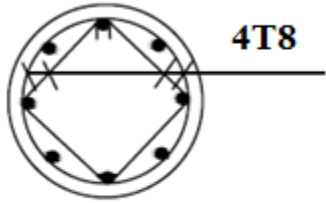
T20.....L_r=100cm

T16.....L_r=80cm

T14.....L_r=70cm

V.2.7. Schéma de ferraillage des poteaux :

Tableau V.28 : Schéma de ferraillage des poteaux circulaires

niveaux	D=70cm	D=40cm
Entre sol RDC	 <p>6T8</p> <p>12T20</p>	 <p>4T8</p> <p>8T16</p>
	D=65cm	D=35cm
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	 <p>6T8</p> <p>12T20</p>	 <p>4T8</p> <p>8T14</p>

	D=55cm	D=35cm
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} e	<p>10T20</p> <p>4T8</p>	<p>8T14</p> <p>4T8</p>
	D=45cm	D=35cm
5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	<p>10T20</p> <p>4T8</p>	<p>8T14</p> <p>4T8</p>
	D=40cm	D=35cm
7 ^{ème}	<p>8T20</p> <p>4T8</p>	<p>6T14</p> <p>4 T8</p>

Tableau V.29 : Schéma de ferrailage des poteaux carrés

	axb = 60x60		axb = 55x55
Entresol RDC		1 ^{er} ; 2 ^{ème}	
	axb = 50x50		axb = 45x45
3 ^{ème} ;4 ^{ème}		5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	
	axb = 35x35		
7 ^{ème}			

V.3. Ferraillage 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.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU: $1,35G+1,5Q$

→ ELS: $G+Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle → $G+Q+E$

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° .

V.3.3. Calcul de ferraillage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **SAP2000** .

On dispose 5 types de poutres :

- Poutres principales 40x60
- Poutres principales 30x40
- Poutres secondaires 30x30
- Poutres palière 30x30
- Nervures

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.30: Ferrailage des poutres (situation durable)

Niveaux	Section(cm ²)	Position	M ^{max} (Kn.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Entre sole ;RDC	30x30	Travée	8,5247	0.9	0	4.5
		Appui	-17,8363	1.96	0	
	30x40	Travée	23,5808	1.93	0	6
		Appui	-45,2693	3.78	0	
	40x60	Travée	120,8093	6.26	0	12
		Appui	-208,62	11.11	0	
1 ^{er} ,2 ^{ème} ,	30x30	Travée	8,4774	0.9	0	4.5
		Appui	-21,0091	2.28	0	
	30x40	Travée	23,6767	1.93	0	6
		Appui	-58,8619	4.99	0	
	40x60	Travée	126,1475	7.00	0	12
		Appui	-216,663	12.44	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x30	Travée	8,1832	0.87	0	4.5
		Appui	-22,7715	2.47	0	
	30x40	Travée	23,8021	1.95	0	6
		Appui	-65,2084	5.57	0	
	40x60	Travée	137,3434	7.65	0	12
		Appui	-215,100	12.34	0	
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x30	Travée	7,5787	0.8	0	4.5
		Appui	-20,5892	2.23	0	
	30x40	Travée	26,4956	2.17	0	6
		Appui	-69,4637	5.96	0	
	40x60	Travée	145,1038	8.11	0	12
		Appui	-195,543	11.14	0	
7 ^{ème} (Terrasse)	30x30	Travée	15,1562	1.62	0	4.5
		Appui	-29,6305	3.26	0	
	30x40	Travée	38,3991	3.19	0	6
		Appui	-79,0174	6.86	0	
	40x60	Travée	200,0223	11.41	0	12
		Appui	-210,178	12.04	0	

b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.31 : Ferrailage des poutres (situation accidentelle)

Niveaux	Section(cm ²)	Position	M ^{max} (kN .m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Entre sole ;RDC	30x30	Travée	33,4975	3.16	0	4.5
		Appui	-52,0139	5.02	0	
	30x40	Travée	99,758	7.41	0	6
		Appui	-123,349	9.33	0	
	40x60	Travée	135,9145	6.48	0	12
		Appui	-322,20	16.04	0	
1 ^{er} ,2 ^{ème}	30x30	Travée	46,993	4.5	0	4.5
		Appui	-65,9894	6.48	0	
	30x40	Travée	150,848	11.67	0	6
		Appui	-174,226	13.76	0	
	40x60	Travée	159.25	7.63	0	12
		Appui	-397.92	20.21	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x30	Travée	46,5734	4.46	0	4.5
		Appui	-64,972	6.37	0	
	30x40	Travée	163,6589	12.8	0	6
		Appui	-186,726	14.92	0	
	40x60	Travée	162,5146	7.79	0	12
		Appui	-367,955	18.54	0	
5 ^{ème} ,6 ^{ème}	30x30	Travée	35,1374	3.32	0	4.5
		Appui	-53,9544	5.22	0	
	30x40	Travée	161,2283	12.58	0	6
		Appui	-183,992	14.66	0	
	40x60	Travée	250,334	12.25	0	12
		Appui	-493,267	25.74	0	
7 ^{ème} (Terrasse)	30x30	Travée	72,8586	7.22	0	4.5
		Appui	-90,9493	17.67	0	
	30x40	Travée	132,388	10.08	0	6
		Appui	-154,951	12.03	0	
	40x60	Travée	175,4651	8.44	0	12
		Appui	-250,669	12.26	0	

c. Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau V.32: Ferraillage des poutres (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Entre sole ;RDC	30x30	Travée	37,7115	3.57	0	4.5
		Appui	-45,072	4.31	0	
	30x40	Travée	105,6413	7.88	0	6
		Appui	-116,904	8.8	0	
	40x60	Travée	245,9991	12.02	0	12
		Appui	-358,510	18.02	0	
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x30	Travée	51,2264	4.94	0	4.5
		Appui	-59,3144	5.77	0	
	30x40	Travée	156,5611	12.17	0	6
		Appui	-167,666	13.16	0	
	40x60	Travée	326,722	16.29	0	12
		Appui	-444,8	22.89	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x30	Travée	50,7472	4.89	0	4.5
		Appui	-58,5757	5.7	0	
	30x40	Travée	169,277	13.31	0	6
		Appui	-180,152	14.3	0	
	40x60	Travée	353,2949	17.48	0	12
		Appui	-483,232	25.14	0	
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x30	Travée	37,8066	3.58	0	4.5
		Appui	-46,9854	4.5	0	
	30x40	Travée	166,8194	13.08	0	6
		Appui	-177,455	14.05	0	
	40x60	Travée	317,9913	15.82	0	12
		Appui	-443,726	22.83	0	
7 ^{ème} (Terrasse)	30x30	Travée	74,8081	7.43	0	4.5
		Appui	-88,9998	9.03	0	
	30x40	Travée	135,9018	10.38	0	6
		Appui	-150,757	11.66	0	
	40x60	Travée	176,7429	8.5	0	12
		Appui	-324,888	16.19	0	

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.33 : Choix des armatures pour les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm ²)	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_{SRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Entre sole ;RDC	30x30	Travée	36	54	4.5	3.57	5T12	5.65
		Appui				5.02	5T14	7.7
	30x40	Travée	48	72	6	7.88	4T14+2T12	8.42
		Appui				9.33	2T16+4T14	10.18
	40x60	Travée	96	144	12	12.02	8T14	12.32
		Appui				18.02	4T20+4T14	18.73
1 ^{er} ,2 ^{ème} 3 ^{ème} ,4 ^{ème}	30x30	Travée	36	54	4.5	4.95	5T12	5.65
		Appui				6.48	5T14	7.7
	30x40	Travée	48	72	6	13.31	3T20+3T14	14.04
		Appui				14.92	3T20+3T16	15.45
	40x60	Travée	96	144	12	17.48	6T20	18.85
		Appui				25.14	4T25+4T16	27.68
5 ^{ème} ,6 ^{ème}	30x30	Travée	36	54	4.5	3.58	3T14	4.52
		Appui				5.22	6T12	6.79
	30x40	Travée	48	72	6	13.08	4T16+4T14	14.2
		Appui				14.66	6T16+2T14	15.14
	40x60	Travée	96	144	12	15.82	6T20	18.85
		Appui				25.74	4T25+4T16	27.68
7 ^{ème} Terrasse	30x30	Travée	36	54	4.5	7.43	3T14+3T12	8.01
		Appui				9.03	6T14	9.24
	30x40	Travée	48	72	6	10.38	3T16+3T14	10.65
		Appui				12.03	6T16	12.06
	40x60	Travée	96	144	12	8.44	8T14	12.32
		Appui				16.19	2T20+6T16	18.34

• **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=60 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0.6 = 1.8 \text{ cm}^2$$

On prend : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

V.3.5. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$

Tableau V.34 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x30	5.65	0,97	Vérifiée
30x40	8.01	1,30	Vérifiée
40x60	12.02	2.61	Vérifiée

V.3.6. Vérification vis a vis de l'E.L.S :

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**

➤ $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

▪ **Acier**

➤ Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

➤ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

➤ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V.35 : Vérification des poutres (30X30) à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Entre sole; RDC	Travée	5,9679	1.65	15	43.7	201.63	Oui
	Appui	-17,96	4.66		109.1		
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	5,9337	1.69	15	44.3	201.63	Oui
	Appui	-17,98	4.64		100.2		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	5,2834	1.63	15	48.7	201.63	Oui
	Appui	-14,62	3.94		92.1		
7 ^{ème}	Travée	11,03	2.73	15	58.1	201.63	Oui
	Appui	-23,55	5.58		108.4		

Tableau.36: Vérification des poutres (30X40) à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Entre sole ;RDC	Travée	16,46	2.59	15	65.2	201.63	Oui
	Appui	-31,74	4.62		100.3		
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	16,700	2.19	15	38.1	201.63	Oui
	Appui	-46,01	5.92		98.3		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	18,613	2.45	15	43.0	201.63	
	Appui	-51,82	6.71		112.8		
7 ^{ème}	Travée	27,602	3.96	15	83.6	201.63	Oui
	Appui	-56,59	7.83		152.5		

Tableau V.37 : Vérification des poutres (40X60) à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Entre sole ;RDC	Travée	86,88	4.98	15	147.1	201.63	Oui
	Appui	-150,1	7.48		171		
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	98,67	4.9	15	111.7	201.63	Oui
	Appui	-155,8	6.9		132		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	100,21	4.99	15	113.5	201.63	Oui
	Appui	-139,5	6.07		103.9		
7 ^{ème}	Travée	146,61	8.41	15	248.2	201.63	non
	Appui	-152,1	7.63		176.7		

Remarque : les poutres qui ne vérifient pas la condition des contraintes sont celles des poutres de 7^{ème} étage

Tableau V.38 : Correction des Contraintes dans les Poutres à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
7 ^{ème}	40x60	Travée	8T16=16.08	7.68	15	192.9	201.06	Ok
		Appui	8T16+16.08	7.63		176.7		

V.3.7 Vérification de la flèche [1]

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

Tel que : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0.652\text{cm}$ ($L = 3.26(5\text{m})$)

$$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.022\text{cm} \quad (L = 5.22\text{m})$$

$$\bar{f}_3 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.25\text{cm} \quad (L = 7.5\text{m})$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.39 : Vérification de la Flèche des Poutres

Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
30x30	11.03	8.01	0.008	58.1	0.3	0.12	0.069	84801.6
30x40	27,602	10.65	0.0098	80.00	2.12	0.85	0.30	200896
40x60	146,61	16.08	0.0074	180.5	2.8	1.14	0.526	728683.2

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
95212.69	93590.7	0.37	1.12	0.76	6.52	OK
135076.77	176168.37	1.7	3.86	2.2	10.22	OK
326364.62	506541.66	7.85	15.05	7.2	12.20	OK

V.3.8. 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 maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Entre sole ;RDC	30x30	23.22	0,3	2,5	OK
	30x40	43.93	0,41	2,5	OK
	40x60	172.16	0,8	2,5	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x30	23.69	0,29	2,5	OK
	30x40	42.49	0,39	2,5	OK
	40x60	173.03	0,80	2,5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x30	23.86	0,29	2,5	OK
	30x40	47.76	0,44	2,5	OK
	40x60	172.17	0,79	2,5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x30	24.02	0,29	2,5	OK
	30x40	47.69	0,44	2,5	OK
	40x60	171.47	0,79	2,5	OK
7 ^{ème}	30x30	29.99	0,37	2,5	OK
	30x40	56.28	0,52	2,5	OK
	40x60	169.97	0,78	2,5	OK

b. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.41: Calcul des armatures transversales

Sens	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			
30x30	29.99	0.37	24	7.5	15	7.5	15	1.35	4T8	2.01
30x40	56.28	0.52	40	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01
40x60	169.97	0.78	40	15	30	15	20	2.4	4T8	2.01

• **ferraillage de la poutre palière :**

a. Calcul du Ferraillage :

Le ferraillage des nervures a été fait par le logiciel **SOCOTEC** sous les différentes combinaisons afin d’obtenir le ferraillage le plus défavorable.

• **Situation durable : 1.35G+1.5Q :**

Tableau V.42: Ferraillage des nervures

Niveaux	Position	M ^{max} (kNm)	A _s [cm ²]	A _s ['] [cm ²]	A _{s min} RPA
Etages courants	Travée	38,2865	4.28	0	7.48
	Appuis	-97,2347	12.59	0	7.48

- Situation accidentelle : 0.8G+ E :

Tableau V.43 : Ferrailage des nervures

Niveaux	Position	M ^{max} (kNm)	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]	A _{smin} RPA
Etages courants	Travée	33,058	3.11	0	7.48
	Appuis	-91,9516	9.37	0	7.48

- Situation accidentelle : G+Q+E :

Tableau V.44 : Ferrailage des nervures

Niveaux	Position	M ^{max} (kNm)	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]	A _{smin} RPA
Etages courants	Travée	43,1777	4.12	0	7.48
	Appuis	-119,2627	12.7	0	7.48

b. Choix Des Armatures :

Tableau V.45 : Choix des armatures des nervures

Niveaux	Position	A _s ^{max} (ZN) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etages courants	Travée	59.84	89.76	4.5	4.12	3T16	6.03
	Appuis				12.7	3T20+3T1 6	15.45

c. Condition De Non Fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.46 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(choisi)}^{(min)}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
POUTRE 30x30	13.44	0.97	Vérifiée

d. Vérification à E.L.S :

Tableau V.47 : Vérification à l'état limite de service dans les Nervures

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{add} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s^{add} (MPa)	Vérification
Etages courants	Travée	27,6993	0	7.51	15	190.6	201.63	vérifier
	Appui	-70,182	0	14.4		199.8		vérifier

e. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour des fissurations préjudiciable il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.48 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Niveaux	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
Etages Courants	105.55	1.3	2.5	OK

f. Ferrailage Transversal :

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de RPA99ver 03 et celles du BAEL91.

▪ D'après RPA99ver.03 :

- La quantité d'armature transversal est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

➤ Zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing \right)$

➤ Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2}$

▪ D'après BAEL 91 :

✦ $S_t \leq \min (0,9d , 40\text{cm})$

✦ $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} , \frac{b}{10} , \Phi_1 \right\}$

b : longueur de la section

S : Espacement entre les armatures transversales

Φ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

h : Hauteur de la section

La section A_t d'un cours d'armatures d'âme, de limite élastique

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{avec : } b_0 = b$$

Ce qui donne pour l'écartement minimal des armatures transversales:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.49 : Calcul des Armatures Transversales pour les nervures

Niveaux	T_u kN	τ_u MPa	BAEL 91 S_t cm	Φ_1 mm	RPA99		S_t^{adp}		A_t^{min} (cm^2)	Choi x	A_t^{adop}
					S_t cm ZN	S_t cm ZC	ZN cm	ZC cm			
Étages Courants	105.55	1.3	27	16	7.5	15	7.5	15	1.35	2T10	1.57

V. 3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\Phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\Phi=20\text{mm} \dots \dots \dots L_r=100\text{cm}$
- b. $\Phi=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$
- c. $\Phi=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$
- d. $\Phi=12\text{mm} \dots \dots \dots L_r=60\text{cm}$

V.3.10. 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 : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

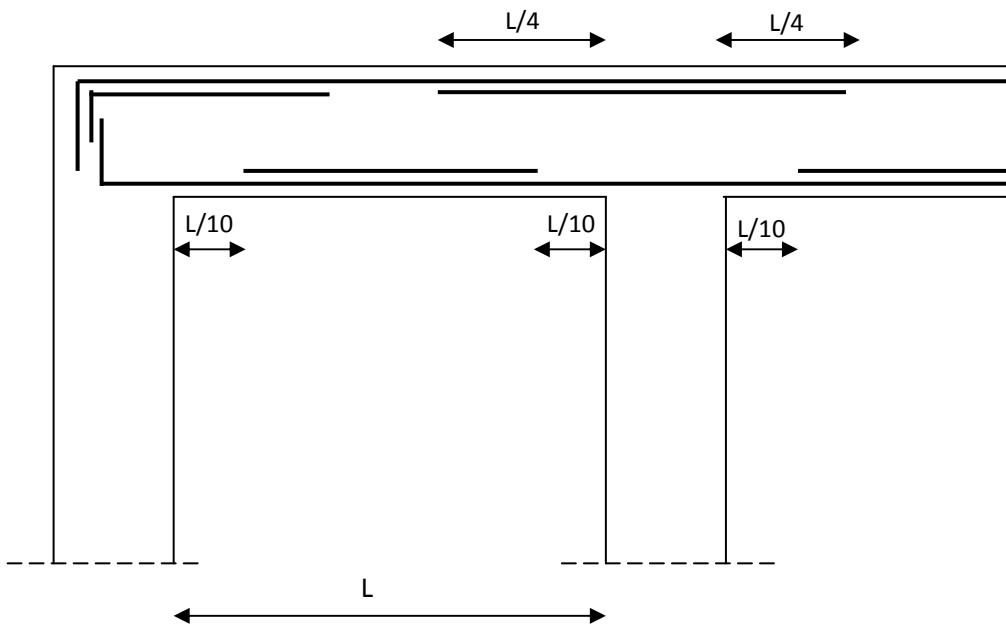


Figure V.1: Arrêt Des Barres

V.4 . Schema de firrillage des poutres :

V.4.1.Poutres 30x30 :

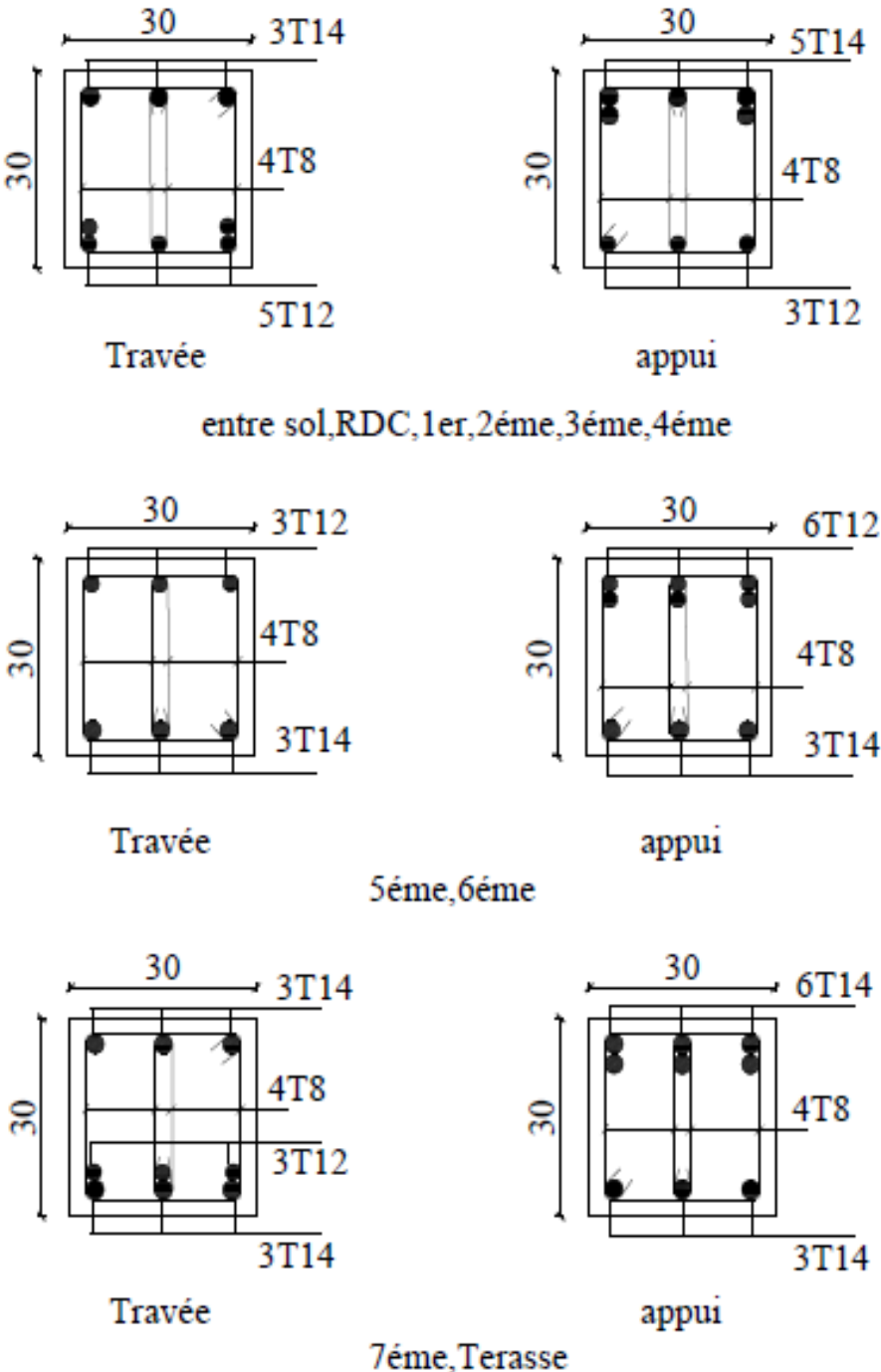


Figure V.2 : Ferraillage Des Poutres 30x30cm

V.4.2.Poutres 30x40 :

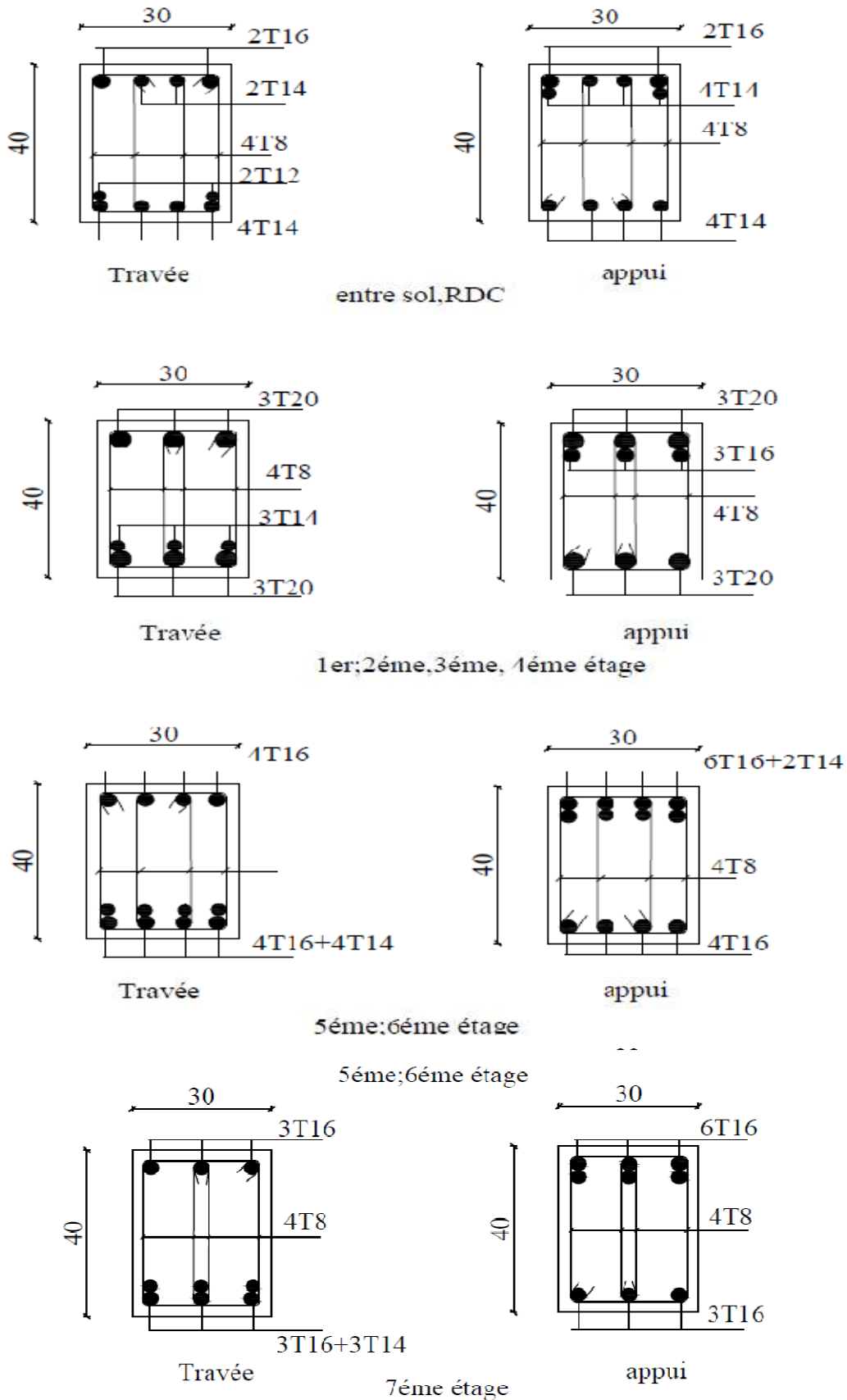


Figure V.3 : Ferrailage Des Poutres 30x40cm

V.4.3.Poutres 40x60 :

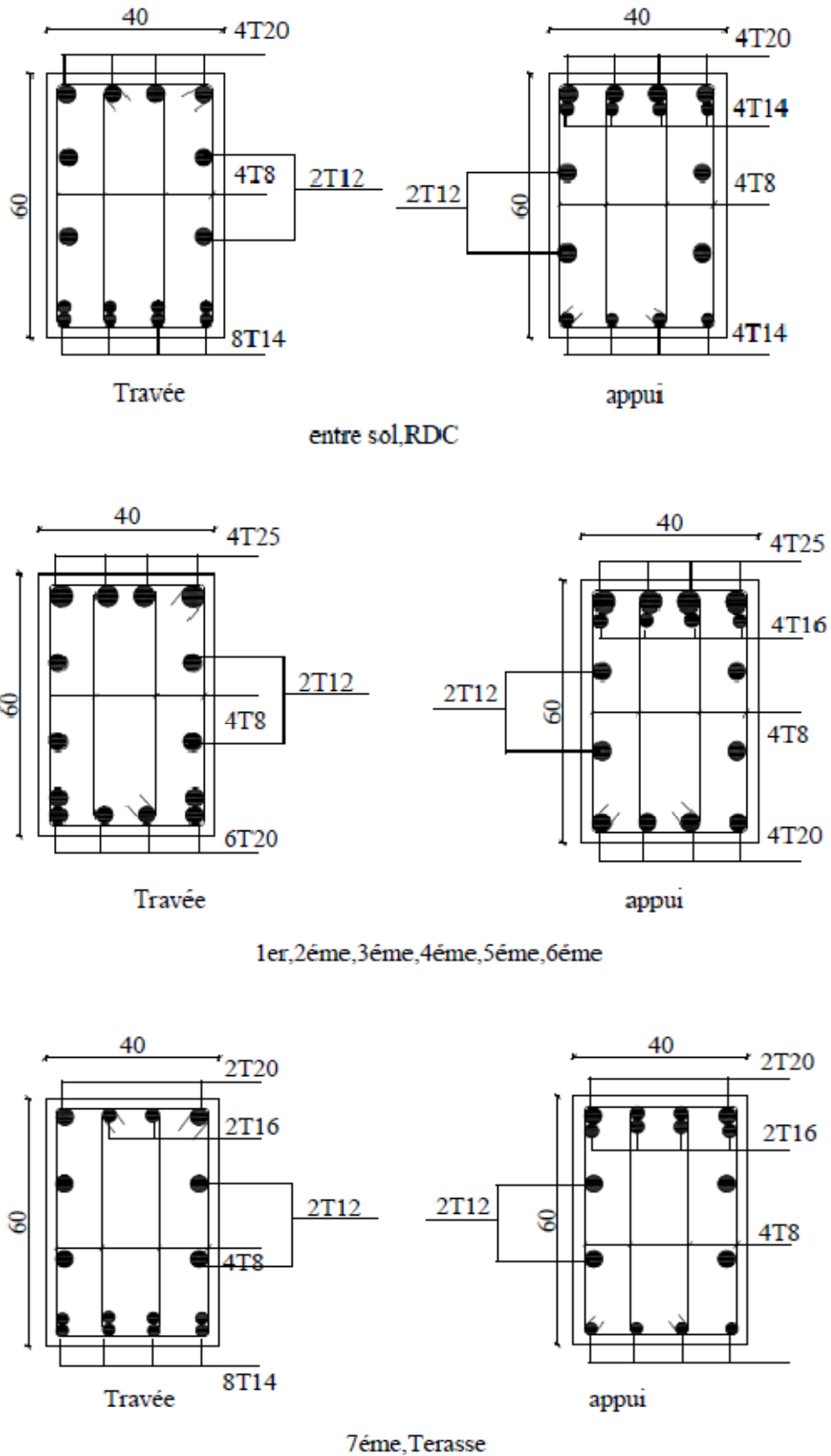


Figure V.4: Ferraillage Des Poutres 40x60cm

V.4. Ferraillage Des Nervures :

Dans notre projet il existe un seule type de nervure sur tous les étages de notre structure
Le calcul des nervures est associé à des poutres en Té.

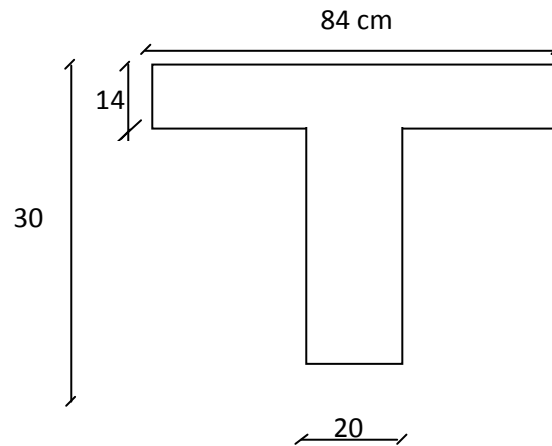


Figure V.5: Dimensions de la Poutre en Té

V.4.1 Calcul du Ferraillage :

Le ferraillage des nervures a été fait par le logiciel **SOCOTEC** sous les différentes combinaisons afin d’obtenir le ferraillage le plus défavorable.

- **Situation durable : 1.35G+1.5Q :**

Tableau V.50 : Ferraillage des nervures

Niveaux	Position	M^{max} (kNm)	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
Etages courants+ terrasse	Travée	18,9873	2.01	0	7.48
	Appuis	-41,2079	4.41	0	7.48

- **Situation accidentelle : 0.8G+ E :**

Tableau V.51: Ferraillage des nervures

Niveaux	Position	M^{max} (kNm)	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
Etages courants+ terrasse	Travée	21,5196	1.97	0	7.48
	Appuis	-43,0478	3.98	0	7.48

- Situation accidentelle : G+Q+E :

Tableau V.52: Ferrailage des nervures

Niveaux	Position	M ^{max} (kNm)	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]	A _{smin} RPA
Etages courants+ terrasse	Travée	15,4332	1.41	0	7.48
	Appuis	-52,8805	4.91	0	7.48

a. Choix Des Armatures :

Tableau V.53 : Choix des armatures des nervures

Niveaux	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etages courants+ terrasse	Travée	59.84	89.76	7.48	2.01	3T14+3T12	8.01
	Appuis				4.91	6T10+3T12	9.11

b. Condition De Non Fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.54 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
POUTRE EN T	9.11	2.73	Vérifiée

V.4.2.Vérification à E.L.S

Tableau V.55 : Vérification à l'état limite de service dans les Nervures

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérification
Etages courants	Travée	13,7733	0	1.79	15	70.1	201.63	vérifier
	Appui	-29,9497	0	3.6		132.3		vérifier

V.4.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour des fissurations préjudiciable il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.56 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Niveaux	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
Etages Courants + Terrasse	35,271	0,15	2.5	OK

V.4.4.Ferraillage Transversal :

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de RPA99ver 03 et celles du BAEL91.

▪ D'après RPA99ver.03 :

- La quantité d'armature transversal est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

➤ Zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing_l \right)$

➤ Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2}$

▪ **D'après BAEL 91 :**

✦ $S_t \leq \min (0,9d , 40\text{cm})$

✦ $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} , \frac{b}{10} , \Phi_1 \right\}$

b : longueur de la section

S : Espacement entre les armatures transversales

Φ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

h : Hauteur de la section

La section A_t d'un cours d'armatures d'âme, de limite élastique

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{avec : } b_0 = b$$

Ce qui donne pour l'écartement minimal des armatures transversales:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.57 : Calcul des Armatures Transversales pour les nervures

Niveaux	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL9 1 S_t (cm)	Φ_1	RPA99		S_t^{adp}		A_t^{min} (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
					S_t (cm)	S_t (cm)	ZN(c	ZC			
					ZN	ZC	m)	(cm)			
Etages Courants+ Terrasse	35,27	0,14	24	12	7.5	15	7.5	15	0.9	3T8	1.51

V.4.5. Recouvrement Des Armatures Longitudinales

$L_r = 50\varnothing$ (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- e. $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$
- f. $\varnothing=12\text{mm}$ $L_r=60\text{cm}$

Schéma de ferrailage des Nervures

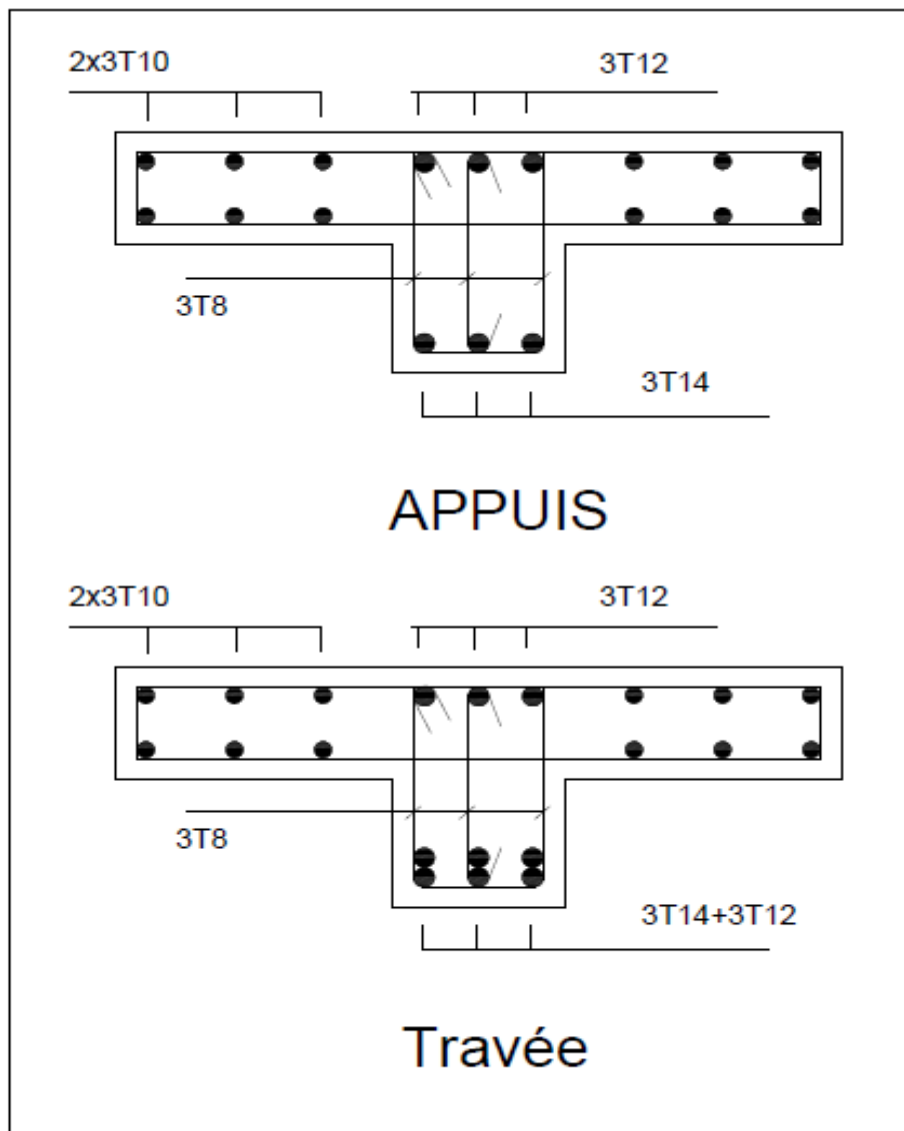


Figure V.6 : Ferrailage De La Nervure

V.5. Ferraillage des voiles :

V.5.1 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 ferraillage 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 : Ferraillage des voiles :

Le ferraillage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

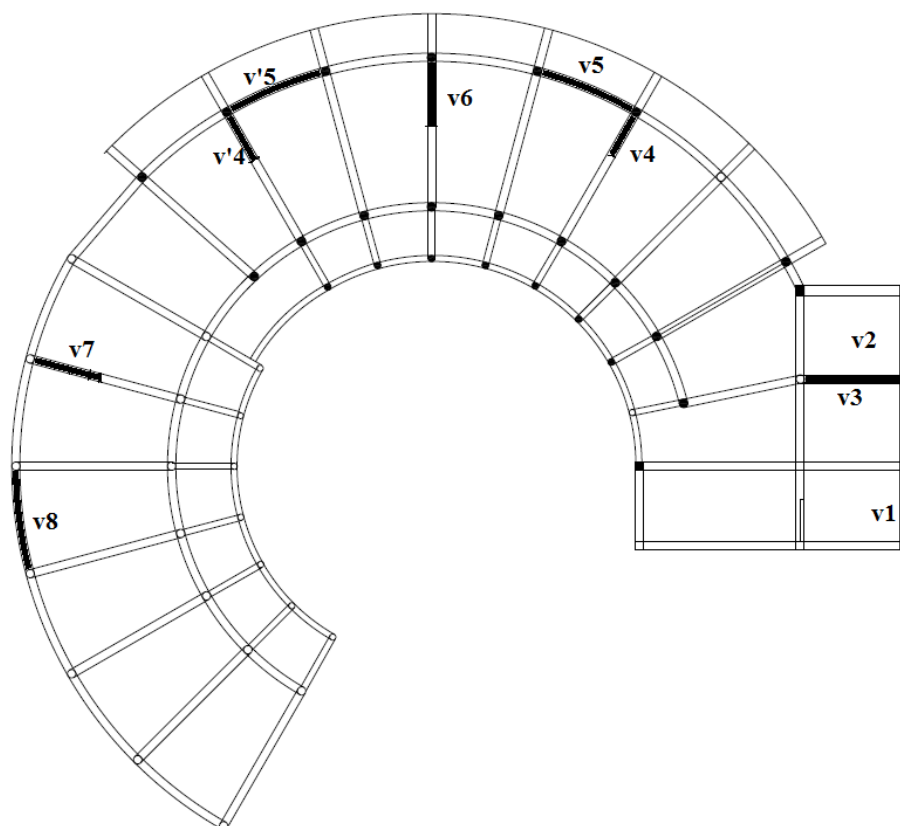


Figure V.7 : Disposition des voiles dans la structure

➤ **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

• **Introduction**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure5.3.2** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge Verticale N et une charge horizontale V en tête.

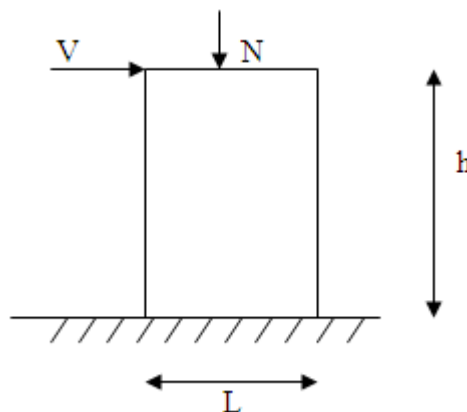


Figure V.8 : section rectangulaire, soumise à la flexion composée

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.

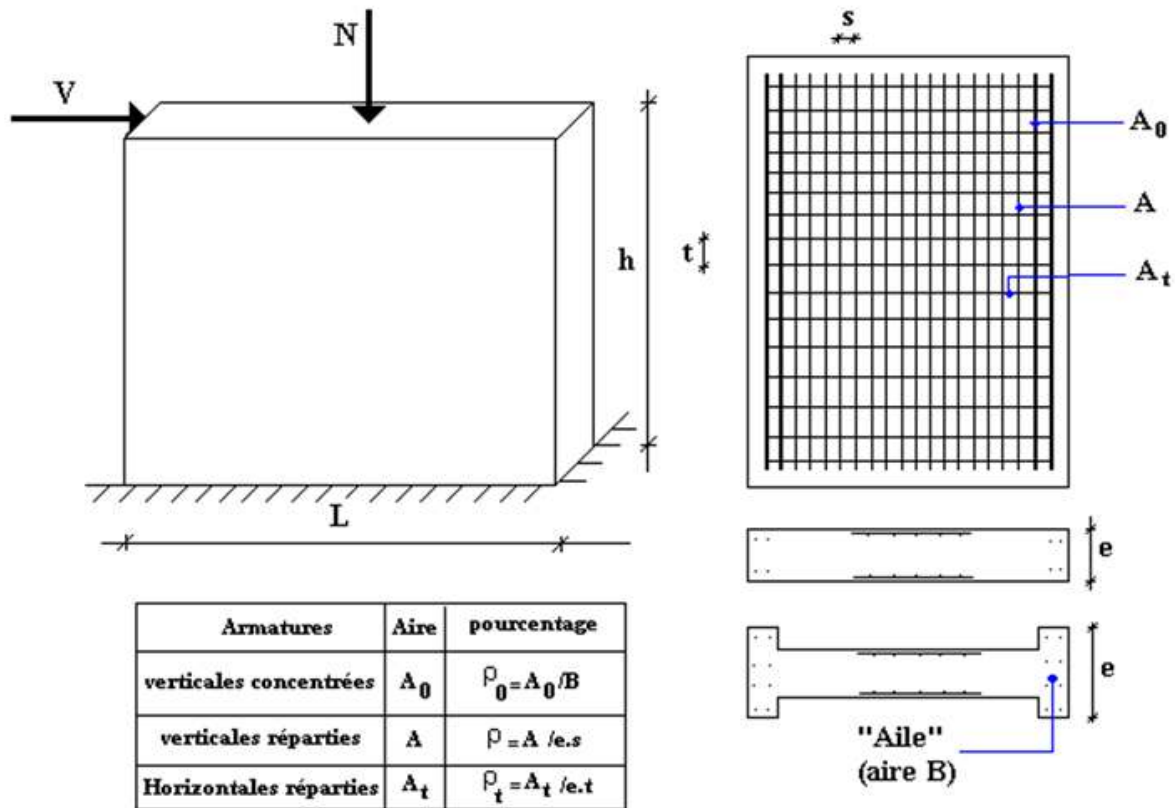


Figure V.9 : Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91 :**

• **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'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

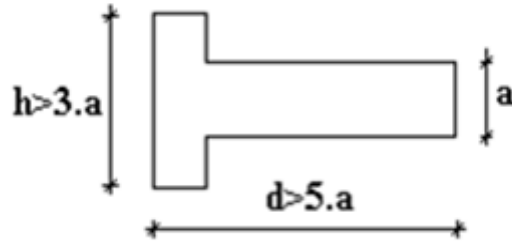


Figure V.10 : définition de l'élément mur

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.

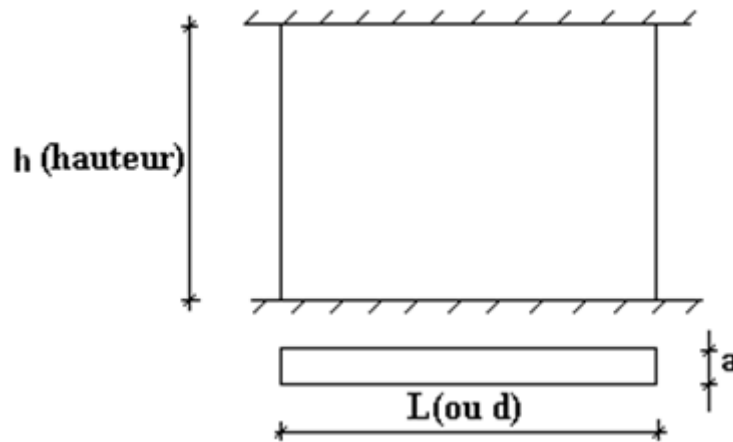


Figure V.11 : Mur encastré

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.58 : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté 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'élançement 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 $\gamma_s = 1$)

Nota :

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.

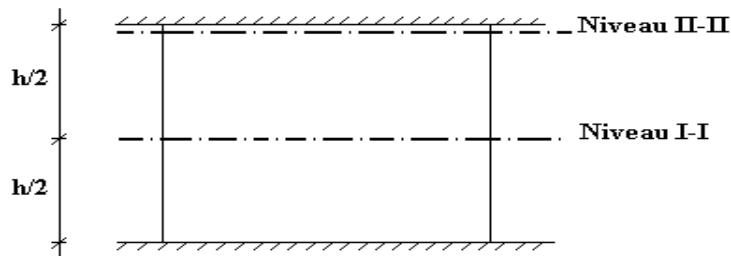
Tableau V.59 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles 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 appellerons 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 : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on 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.60 : *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	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = 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 $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

Tableau V.61 : Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espace $\leq 15 \phi_l$	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 simplifiée basée sur les contraintes:(calcul des aciers verticaux) :**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

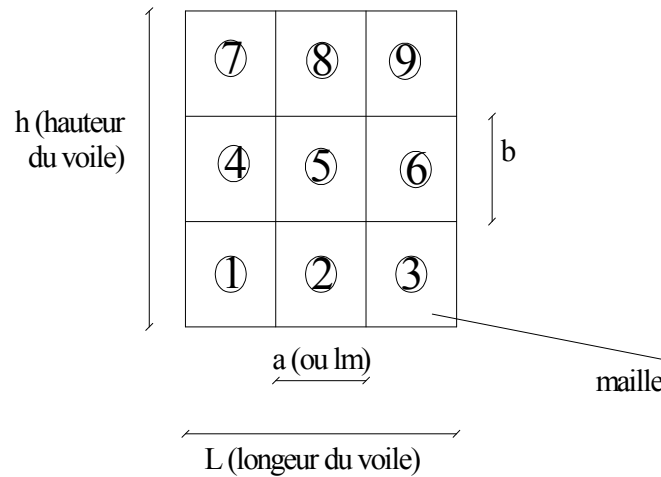


Figure V.12 : Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **SAP2000**

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

Tableau V.62 : 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.

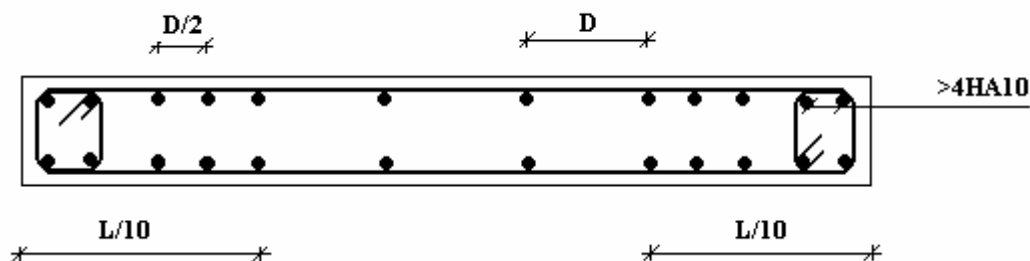


Figure V.13 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

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.

V.5.3. Exemple de calcul (V₁) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3.8m$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.6 \text{ m (hauteur de entre sole)}$$

• **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3.6 d'où la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 3.6 - 0.4 = 3.2\text{m}$ (0.40m : hauteur de la poutre)

Tableau V.63 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3.2 \times 0,85 = 2.72$	$0,8 \times 3.2 = 2.72$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 47.11$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 44.34$
Coefficient α		0,494	0,643
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M ²	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,2 - 0,02) \cdot 1 = 0.18$	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,2 - 0,02) \cdot 1 = 0.18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,494 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10.75 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,643}{1 \times 0,2} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14.197 \text{ MPa}$

• **Remarque:**

$\sigma_{ba} = 14.197 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,2) (0,95) \text{ m}^2$

$A_s = 1.9 \text{ cm}^2$

• **Armatures de traction :**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$L \frac{i=L}{4} = 0.95\text{m}$

Avec : L : longueur de voile

$L = 3.8\text{m}$

Tableau. V.64: Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

maille(ou élément de voile)	1		2		3		4	
Dimensions (m ²) (a*l) = S _j	0.19		0.19		0.19		0.19	
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	4.4		1.4		0.85		3.1	
de traction F _t (MN) = σ _j S _j	0.83		0.266		0.16		0.59	
Section d'acier (cm ²) A _s = $\frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	20.75		6.65		4.03		14.7	
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,2 % S _{béton}	1.9 2.85		1.9 2.85		1.9 2.85		1.9 2.85	
choix	2x3T16	2x3T14	2x4T12	2x4T12	2x3T14	2x3T16		
A _v adopté	21.3		9.05		9.05		21.3	
S _i : espacement (cm)	10	20	20	20	20	20	10	

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [2] :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,8(200)(950)}{400} 1,4 = 13.16 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 13.16 \text{ cm}^2$$

- Aciers horizontaux :

$$A_{hl} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,8) (200) (200)}{(0,8) (400) (0,8)} = 3,93 .cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (35,22) = 23,48 .cm^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) .a.l = \frac{0,15}{100} (20)(95) = 2,85 .cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 23,48 .cm^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 8T14 = 24,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{90}{7} = 128,57 .mm$$

On prend : $S_t = 128,57 \text{ mm} < S_{t\min} = 200 \text{ mm}$... vérifié

- Voile V1 : e=20cm ; L=5m

Tableau V.65 : Calcul des armatures du voile (V1)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm ²)
Entre,Sol - RDC	1	0.95	0.19	4.4	0.83	20.9	2x3T16	10	21.3
							2x3T14	20	
	2	0.95	0.19	1.4	0.266	6.65	2x4T12	20	9.05
	4	0.95	0.19	4.4	0.83	20.9	2x3T14	20	24.12
							2x3T16	10	
1 ^{er} - 3 ^{ème}		0.95	0.19	2.1	0.4	10.1	2x3T12	10	13.57
							2x3T12	20	
2	0.95	0.19	0.6	0.11	2.85	2x4T8	20	4.02	
									3
	4	0.95	0.19	1.1	0.4	10.1	2x3T12	20	13.57
							2x3T16	10	
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.95	0.19	0.6	0.21	5.22	2x3T10	10	9.42
							2x3T10	20	
	2	0.95	0.19	0.2	0.034	0.95	2x4T8	20	4.02
	4	0.95	0.19	0.6	0.21	5.22	2x3T10	20	9.42
							2x3T10	10	

- Voile V2 : e=20cm ; L=4.25m

Tableau V.66 : Calcul des armatures du voile (V2)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{vadopté}$ (cm ²)
Entr,S - RDC	1	1.06	0.212	7.9	1.58	39.5	2x4T20	10	43.98
							2x3T20	20	
	2	1.06	0.212	5.6	1.12	28	2x5T20	20	31.42
							2x5T20	20	
4	1.06	0.212	7.9	1.58	39.5	2x3T20	20	43.98	
						2x4T20	10		
1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	1.06	0.212	5.1	1.02	25.5	2x4T16	10	28.86
							2x3T16	20	
	2	1.06	0.212	3.9	0.78	19.5	2x5T16	20	20.11
							2x5T16	20	
4	1.06	0.212	5.1	1.02	25.5	2x3T16	20	28.86	
						2x4T16	10		
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1.06	0.212	1.3	0.27	6.89	2x4T10	10	10.99
							2x3T10	20	
	2	1.06	0.212	1.04	0.22	5.51	2x5T10	20	7.85
							2x5T10	20	
4	1.06	0.212	1.3	0.27	6.89	2x3T10	20	10.99	
						2x4T10	10		

- Voile V3 : e=20cm ; L=5m

Tableau V.67 : Calcul des armatures du voile (V3)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{Vadopté}$ (cm ²)
Entr,S - RDC	1	1.00	0.2	8.6	1.72	43	2x4T20	10	43.98
							2x3T20	20	
	2	1.00	0.2	6.2	1.24	31	2x5T20	20	31.42
	3	1.00	0.2	2.5	0.5	12.5	2x5T14	20	15.39
	4	1.00	0.2	6.2	1.24	31	2x5T20	20	31.42
1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	1.00	0.2	5.2	1.04	26	2x4T16	10	28.14
							2x3T16	20	
	2	1.00	0.2	3.0	0.6	15.1	2x5T14	20	15.39
	3	1.00	0.2	1.5	0.3	7.5	2x5T12	20	11.31
	4	1.00	0.2	3.0	0.64	15	2x5T14	20	15.39
2x3T14							20		
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1.00	0.2	1.4	0.28	7	2x4T10	10	9.3
							2x3T8	20	
	2	1.00	0.2	0.9	0.18	4.5	2x5T8	20	5.03
	3	1.00	0.2	0.4	0.08	2	2x5T8	20	5.03
	4	1.00	0.2	0.9	0.18	4.5	2x5T8	20	5.03
2x3T8							20		
5	1.00	0.2	1.4	0.28	7	2x3T8	20	9.3	
						2x4T10	10		

- Voile V4 ; V'4:e=20cm ; L=2.5m

Tableau V.68 : Calcul des armatures du voile (V4 ; V'4)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{vadopté}$ (cm ²)
Entr,S - RDC	1	0.83	0.16	6.8	1.12	28.22	2x3T20	7.5	34.93
							2x4T16	15	
	2	0.83	0.16	4.8	0.79	19.8	2x5T16	15	20.11
	3	0.83	0.16	6.8	1.12	28.22	2x4T16	15	34.93
							2x3T20	7.5	
	1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	0.83	0.16	3.2	0.51	12.8	2x3T12	7.5
2x4T12								15	
2		0.83	0.16	2.4	0.4	9.96	2x5T12	15	11.31
3		0.83	0.16	3.2	0.51	12.8	2x4T12	15	15.84
							2x3T12	7.5	
4 ^{ème} - 7 ^{ème}		1	0.83	0.16	2.5	0.4	10.3	2x3T10	7.5
	2x4T10							15	
	2	0.83	0.16	1.5	0.249	6.22	2x5T10	15	7.85
	3	0.83	0.16	2.5	0.4	10.3	2x4T12	15	11.00
							2x3T10	7.5	

- Voile V5 ; V'5 :
e=20cm ; L=5.14m

Tableau V.69 : Calcul des armatures du voile (V5 ; V'5)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{vadopté}$ (cm ²)	
Entr,S - RDC	1	0.91	0.18	6.2	1.12	28.21	2x4T16	7.5	28.4	
							2x4T14	15		
	2	0.91	0.18	2.8	0.5	12.74	2x6T12	15	13.57	
										3
	4	0.91	0.18	6.2	1.12	28.21	2x4T14	15	28.4	
							2x4T16	7.5		
	1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	0.91	0.18	4.3	0.78	19.56	2x4T14	7.5	21.37
								2x4T12	15	
2		0.91	0.18	1.44	0.26	6.55	2x6T10	15	11.31	
										3
4		0.91	0.18	4.3	0.78	19.56	2x4T12	15	21.31	
							2x4T14	7.5		
4 ^{ème} - 7 ^{ème}		1	0.91	0.18	1.66	0.3	7.55	2x4T10	7.5	12.57
								2x4T10	15	
	2	0.91	0.18	1.3	0.23	5.91	2x6T10	15	9.42	
										3
	4	0.91	0.18	1.66	0.3	7.55	2x4T10	15	12.57	
							2x4T10	7.5		

- Voile V6:e=20cm ; L=2,75m

Tableau V.70 : Calcul des armatures du voile (V6)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	
Entr,S - RDC	1	0.69	0.138	4.5	0.62	15.52	2x3T14	7.5	16.04	
							2x3T12	15		
	2	0.69	0.138	1.1	0.15	3.8	2x4T10	15	6.26	
							2x4T10	15		
	4	0.69	0.138	4.5	4.5	0.62	2x3T12	15	16.04	
							2x3T14	7.5		
	1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	0.69	0.138	2.5	2.5	8.62	2x3T12	7.5	11.5
								2x3T10	15	
2		0.69	0.138	1.2	1.2	4.14	2x4T10	15	6.26	
							2x4T10	15		
4		0.69	0.138	2.5	2.5	8.62	2x3T10	15	11.5	
							2x3T12	7.5		
4 ^{ème} - 7 ^{ème}		1	0.69	0.138	2.9	0.4	10.0	2x3T12	7.5	13.57
								2x3T12	15	
	2	0.69	0.138	2.4	0.33	8.28	2x4T12	15	9.05	
							2x4T12	15		
	4	0.69	0.138	2.9	0.33	8.28	2x3T12	15	13.57	
							2x3T12	7.5		

- Voile V7 : e=20cm ; L=3.55 m

Tableau V.71 : Calcul des armatures du voile (V7)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{vadopté}$ (cm ²)	
Entr,S - RDC	1	0.89	0.178	5.4	0.96	24.03	2x5T16	7.5	29.35	
							2x3T14	15		
	2	0.89	0.178	2.3	0.41	10.23	2x5T12	15	11.31	
							2x5T12	15		
	4	0.89	0.178	5.4	0.96	24.03	2x3T14	15	29.35	
							2x5T16	7.5		
	1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	0.89	0.178	2.5	0.44	11.12	2x5T12	7.5	18.1
								2x3T12	15	
2		0.89	0.178	1.3	0.23	5.78	2x5T12	15	11.31	
							2x5T12	15		
4		0.89	0.178	2.5	0.44	11.12	2x5T12	15	18.1	
							2x3T12	7.5		
4 ^{ème} - 7 ^{ème}		1	0.89	0.178	2.6	0.46	11.57	2x5T12	7.5	18.1
								2x3T12	15	
	2	0.89	0.178	2.1	0.37	9.34	2x5T12	15	11.31	
							2x5T12	15		
	4	0.89	0.178	2.6	0.46	11.57	2x3T12	15	18.1	
							2x5T12	7.5		

Voile V8 : e=20cm ; L=5.22

Tableau V.72: Calcul des armatures du voile (V9)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	St	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)
Entr,S - RDC	1	1.04	0.208	7.9	1.64	41.08	2x8T16	7.5	44.23
							2x3T16	15	
	2	1.04	0.208	3.9	0.81	20.28	2x7T14	15	21.55
	3	1.04	0.208	0.9	0.18	4.68	2x5T10	20	7.85
	4	1.04	0.208	3.9	0.81	20.28	2x7T14	15	21.55
	5	1.04	0.208	7.9	1.64	41.08	2x3T16	15	44.23
2x8T16							7.5		
1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	1.04	0.208	4.5	0.93	23.4	2x8T12	7.5	24.89
							2x3T12	15	
	2	1.04	0.208	2.3	0.47	11.96	2x7T12	15	15.83
	3	1.04	0.208	0.29	0.06	1.5	2x5T10	20	7.85
	4	1.04	0.208	2.3	0.47	11.96	2x7T12	15	15.83
	5	1.04	0.208	4.5	0.93	23.4	2x3T12	15	24.89
2x8T12							7.5		
4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	1.04	0.208	2.9	0.6	15.08	2x8T10	7.5	17.28
							2x3T10	15	
	2	1.04	0.208	1.02	0.21	5.3	2x7T8	15	7.04
	3	1.04	0.208	0.7	0.14	3.64	2x5T8	20	5.03
	4	1.04	0.208	1.02	0.21	5.3	2x7T8	15	7.04
	5	1.04	0.208	2.9	0.6	15.08	2x3T10	15	17.71
2x8T10							7.5		

Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maile)

Tableau V.73 : Calcul des aciers de couture des voiles

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1 $L_i=0.95$	Entre sol,RDC	1.8	13.16	2 x 5T14	20	15.39
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.3	9.5	2 x 5T12	20	11.31
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	0.7	5.12	2 x 5T10	20	7.85
V2 $L_i=1.06$	Entre sol,RDC	2.8	22.85	2 x 7T16	15	28.15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.6	21.22	2 x 7T14	15	21.55
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.5	12.2	2 x 7T12	15	15.83
V3 $L_i=1.0$	Entre sol,RDC	3.1	23.87	2 x 6T16	15	24.13
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.5	20.8	2 x 6T16	15	24.13
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.7	13.09	2 x 6T12	15	13.57
V4;V'4 $L_i=0.83$	Entre sol,RDC	1.7	10.86	2 x 5T12	15	11.31
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.7	10.86	2 x 5T12	15	11.31
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.5	9.58	2 x 5T12	15	11.31
V5;V'5 $L_i=1.03$	Entre sol,RDC	3.0	23.79	2 x 6T16	15	24.13
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.7	22.9	2 x 6T16	15	24.13
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.8	14.27	2 x 6T14	15	18.47
V6, $L_i=0.69$	Entre sol,RDC	1.8	9.56	2 x 4T12	15	12.32
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.5	7.9	2 x 4T12	15	9.05
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.5	7.9	2 x 4T12	15	9.05
V7 $L_i=0.89$	Entre sol,RDC	2.3	15.76	2 x 5T16	15	20.11
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.5	10.27	2 x 5T12	15	11.31
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.2	8.22	2 x 5T12	15	11.31
V8 $L_i=1.04$	Entre sol,RDC	3.4	27.02	2 x 7T16	15	28.15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.5	20.02	2 x 7T16	15	24.13
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	1.9	15.21	2 x 7T14	15	18.47

• Aciers horizontaux :

Tableau V.74 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	Entre s RDC	1.8	3.93	13.93	2.85	13.93	2 x 6T14	18.47	15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.3	2.84	6.73	2.85	6.73	2 x 6T10	9.42	15
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	0.7	1.5	3.48	2.85	3.48	2 x 4T10	6.28	20
V2	Entre s RDC	2.8	4.6	29.32	3.18	29.32	2 x 8T16	32.17	10
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.6	4.2	18.76	3.18	18.76	2 x 7T14	21.55	10
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.5	2.4	7.32	3.18	7.32	2 x 5T10	7.85	15
V3	Entre s RDC	3.1	5.08	29.32	3.0	29.32	2 x 8T16	32.17	10
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.5	4.1	18.76	3.0	18.76	2 x 7T14	21.55	10
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.7	2.78	6.2	3.0	6.2	2 x 5T10	7.85	15
V4; V'4	Entre s RDC	1.7	2.78	23.27	2.49	23.27	2 x 6T16	24.13	15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.7	2.78	10.56	2.49	10.56	2 x 6T12	13.57	15
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.5	2.46	7.33	2.49	7.33	2 x 5T10	7.85	15
V5; V'5	Entre s RDC	3.0	4.9	25.4	3.09	25.4	2 x 7T16	28.15	15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.7	4.42	14.42	3.09	14.42	2 x 5T14	15.39	15
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.8	2.9	4.82	3.09	4.82	2 x 5T10	7.85	15
V6,	Entre s RDC	1.8	2.9	10.33	2.07	10.33	2 x 5T12	11.31	15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.5	2.4	5.74	2.07	5.74	2 x 5T10	7.84	15
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.5	2.4	6.66	2.07	6.66	2 x 5T10	7.84	15
V7	Entre s RDC	2.3	3.77	16.02	2.67	16.02	2 x 6T14	18.47	15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	1.5	2.46	7.41	2.67	7.41	2 x 6T10	9.42	15
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	1.2	1.96	7.71	2.67	7.71	2 x 6T10	9.42	15
V8	Entre s RDC	3.4	5.57	27.38	3.12	27.38	2 x 7T16	28.15	15
	1 ^{er} -3 ^{ème}	2.5	4.1	15.6	3.12	15.6	2 x 6T14	18.47	15
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	1.9	3.11	10.05	3.12	10.05	2 x 6T12	13.57	15

Schémas de ferrailages des voiles :

- **Voile V1 (entre sol ; RDC) :**

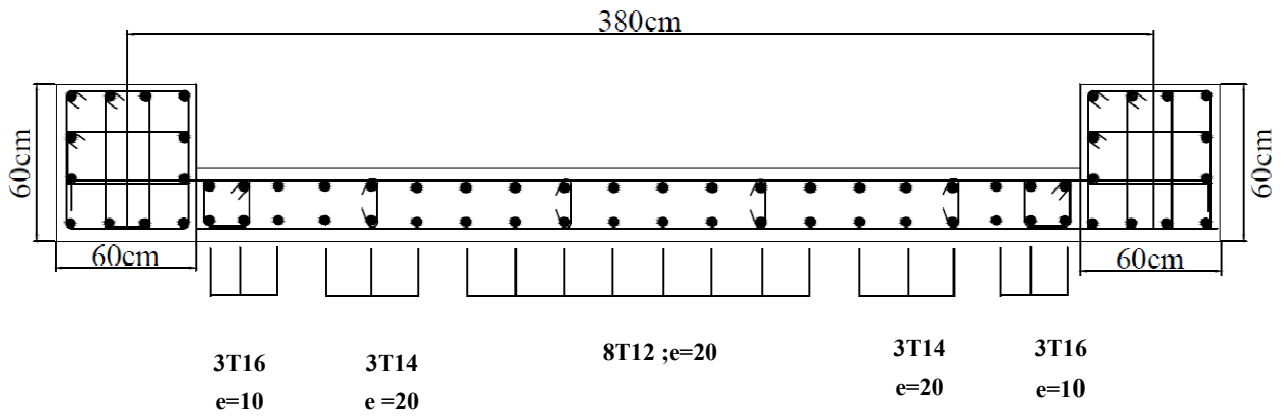


Figure V.14 : Ferrailage Voile V1(entre sol ; RDC)

- **Voile V1 (1^{er} ; 3^{ème}) :**

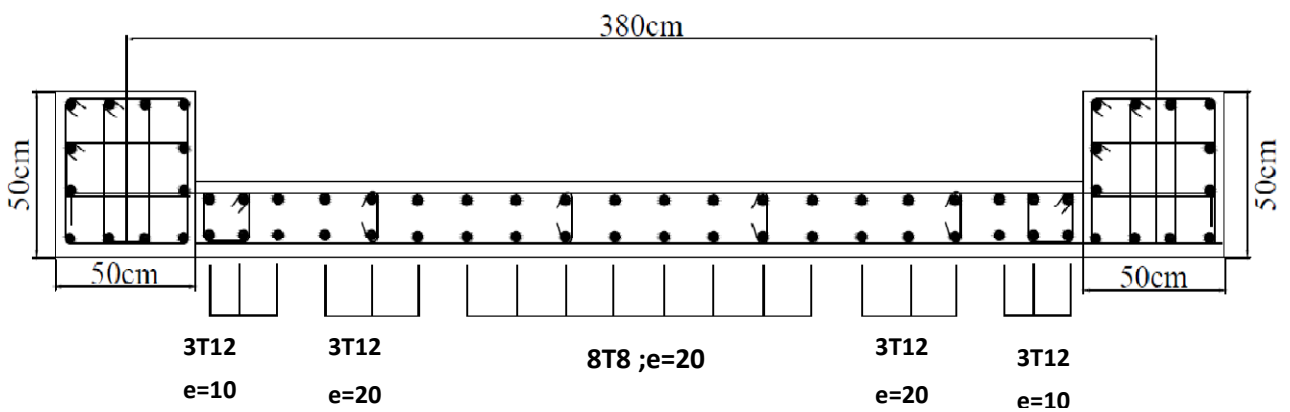


Figure V.15 : Ferrailage Voile V1(1^{er} ; 3^{ème})

- **Voile V1 (4^{ème} ; 7^{ème}) :**

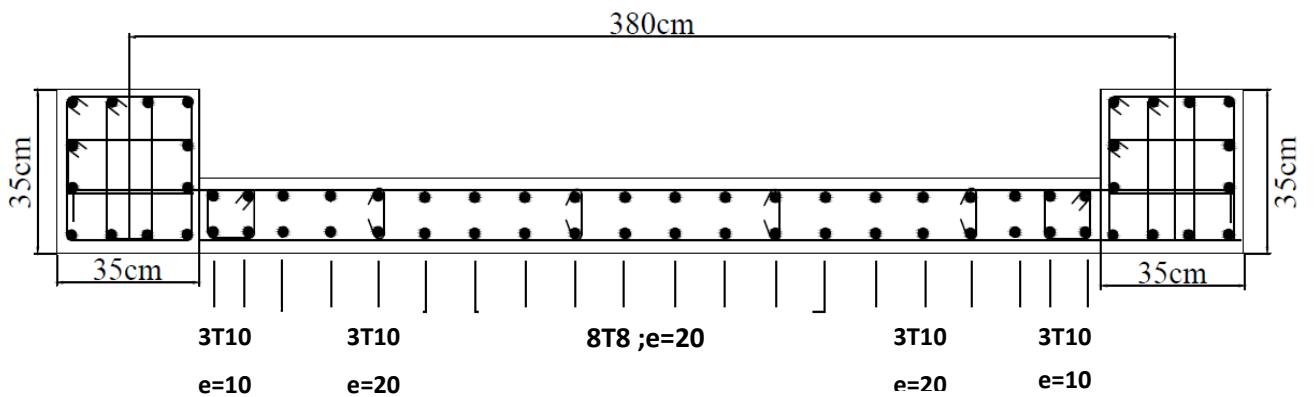


Figure V.16 : Ferrailage Voile V1 (4^{ème} ; 7^{ème})

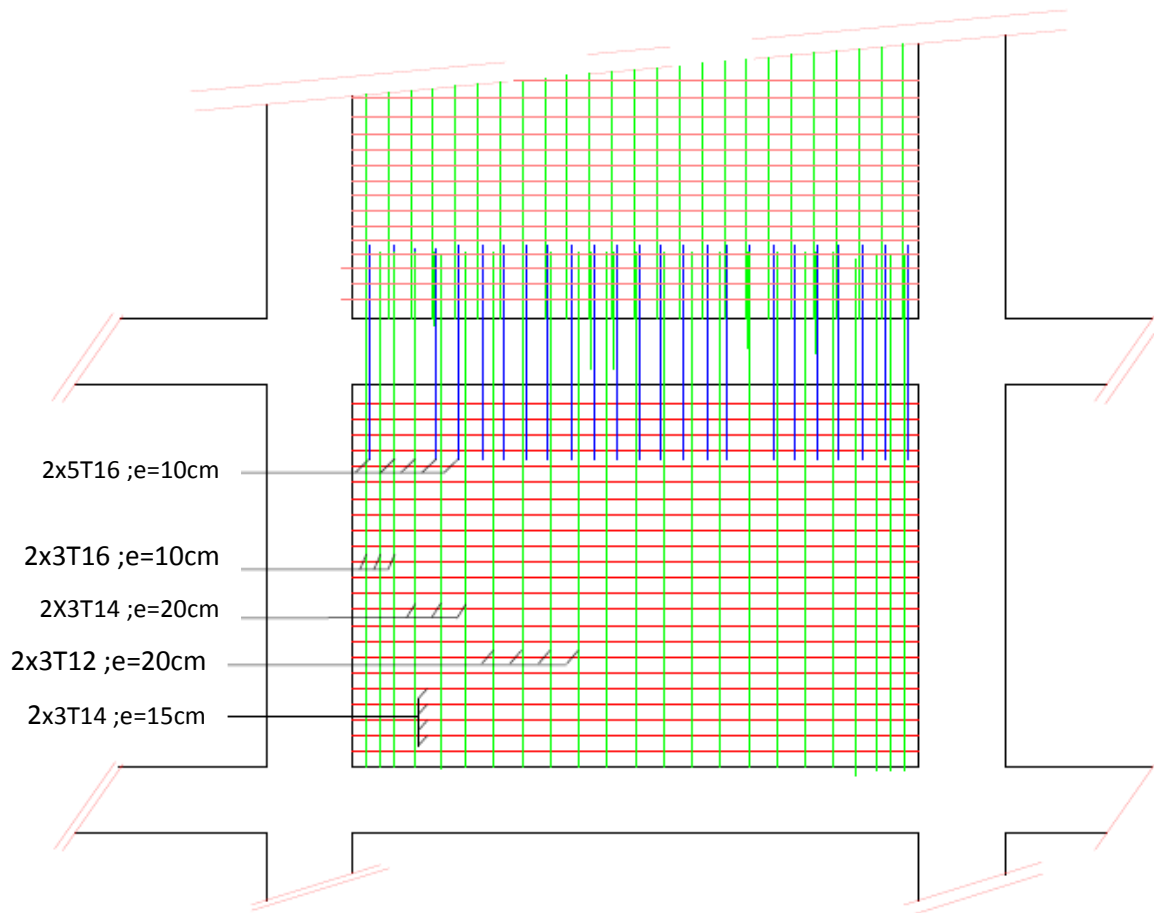


Figure V.17: Détail De Ferrailage Voile V1(entre sol ; RDC) en élévation.

- Voile V5 ; V'5 (entre sol ; RDC) :

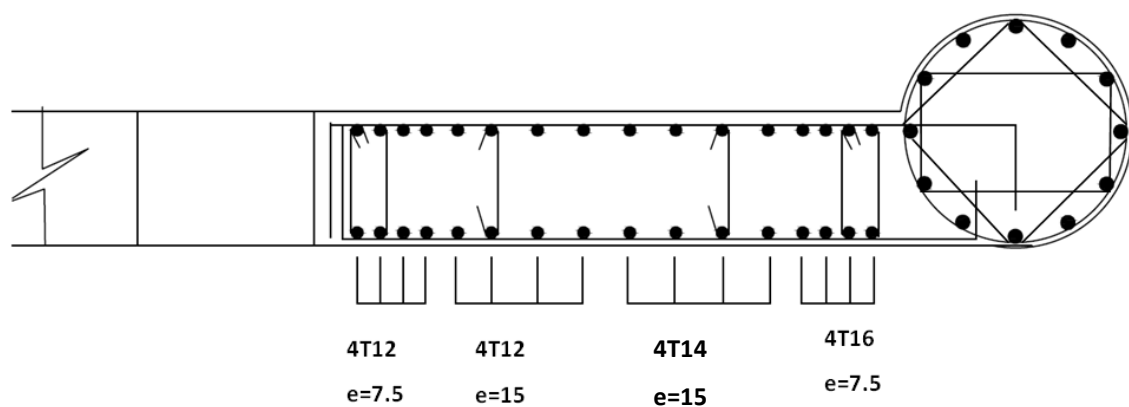


Figure V.18 : Ferrailage Voile V5 ; V'5 (entre sol ; RDC)

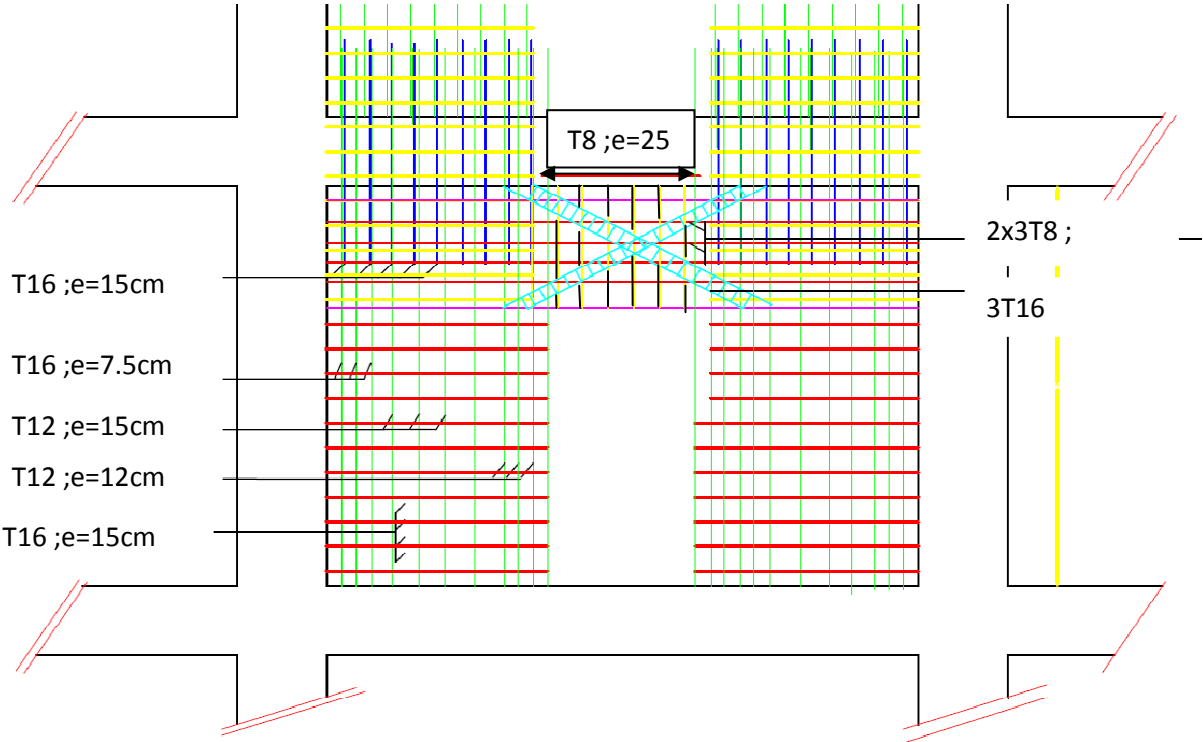


Figure V.19 : Détail De Ferraillage Voile V5 ; V'5 en élévation(entre sol ; RDC)

V.6. Ferraillage des linteaux :

➤ Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V. Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

➤ La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

➤ Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.6.1 Premier Cas $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espace entre les cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts $(\lambda_g \leq 1)$

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

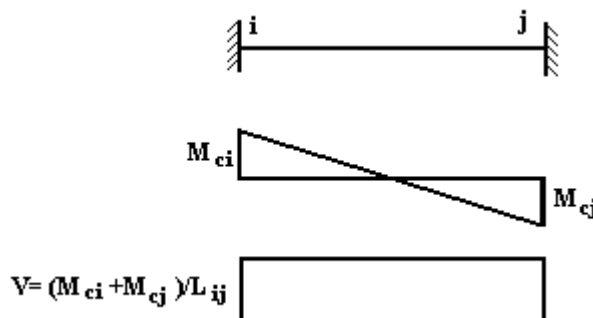
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments "résistants ultimes" des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



V.6.2. Deuxième Cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$
 (voir figure)

Et :
$$V = V_u^{cal}$$
 (sans majoration) $\left(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$

V.6.3. Ferrailage Minimal :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_1 et A'_1 :

$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 b h$ (0,15%) (avec A_1 lit inférieur et A'_1 lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$S_t \leq \frac{h}{4}$ (Espacement des cadres)

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Exemple de calcul :

Linteau type 1 :

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,1\text{m}$$

$$l = 1,5\text{m}$$

$$b = 0,20\text{m}$$

On lit sur le **SAP 2000** : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 5,4\text{MPa}$

Les calculs :

- $\tau_b = 5,4\text{MPa}$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5\text{MPa}$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\text{➤ } A_l = A'_l \geq 0,0015(0,20)(1,1)10^4 = 3,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2\text{HA}16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_c \geq (0,002)(20)(110) = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \quad (\text{soit 3 barres /nappe})$$

$$\text{➤ } 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b * S = (0,0025)(20)(27,5) = 1,37 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 27,50 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_t = 7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 25 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$\text{➤ } A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{110 - 2(3)}{150} = 0,69 \Rightarrow \alpha = 34,60^\circ$$

$$A_D = \frac{(5,4)(20)(110)}{(2)(400) \sin(34,60)} = 26,15 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 8HA16 = 32.17 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3,30 \text{ cm}^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{110}{4} + 50(1,6) = 107.5$
 $\Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Tableau V.75 : Ferrailage des linteaux

Types	h(m)	l(m)	b(m)	τ_b^{SAP} (MPa)	$\tau_b = 1,4\tau_b^{SAP}$ (MPa)	$\tau_b > 0,06f_{c28}$	$\tau_b > 0,025f_{c28}$	$A_l = A'_l$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
Type 01	1,1	1,5	0,2	5.4	7.56	Oui	Oui	3,30	4,40	1,37	26.15
Type 02	1,1	1,5	0,2	6.5	9,1	Oui	Oui	3.3	4.4	1,37	31.47

Choix des armatures :

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2 \\ A_c = 2 \times 3T10 = 4,71 \text{ cm}^2 \\ A_t = 7T8 = 3,52 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 25 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 8T16 = 32.17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Type 02 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 3T14 = 4,02 \text{ cm}^2 \\ A_c = 6T12 = 4.71 \text{ cm}^2 \\ A_t = 7T8 = 3,52 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 25 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 8T16 = 32.17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ferrailage des linteaux :

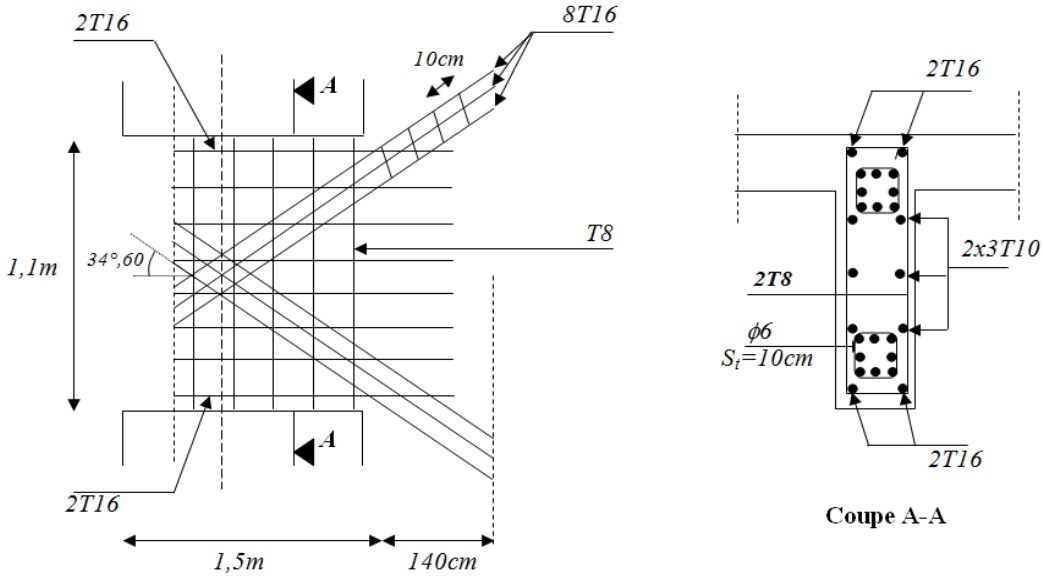


Figure V.20 : Ferrailage des linteaux

Calcul 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 la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations.
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI.2. Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, 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.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.4. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.5. Calcule des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

VI.5.1. semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2287,31 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{2287,31}{200} \Rightarrow S = 11,43 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{11,43} = 3,38 \text{ m} \Rightarrow B = 3,5 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 2,5 \text{ m} < 1,5xB = 5,25 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifié}$

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2. Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travaille sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\text{alors : } B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	4042,78	20,21	12,75	1,58	2
2	4087,99	20,43	12,75	1,60	2
3	3234,71	16,17	8,25	1,963	2
4	3794,36	18,97	9,7	1,95	2
5	4296,09	21,48	9,7	2,21	2,5
6	2838,26	14,19	9,7	1,46	2
7	3036,28	15,18	9,7	1,56	2
8	2980,87	14,90	9,7	1,53	2
9	2988,06	14,943	9,7	1,54	2
10	2979,62	14,89	9,7	1,53	2
11	3907,79	19,53	7,2	2,71	3
12	3679,11	18,39	10,5	1,75	2
13	2579,474	12,89	10,5	1,22	1,5
14	2445,01	12,22	10,5	1,16	1,5
15	2585,35	12,92	10,5	1,23	1,5
16	3149,51	15,74	10,5	1,49	1,5
17	3074,62	15,37	10,5	1,46	1,5
18	1965,47	9,82	10,5	0,935	1

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min} = 2,5 \text{ m} < 2 \times B = 5 \text{ m}$ non vérifié

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.5.3. Radier générale:**VI.5.3.1.Introduction :**

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.5.3.2.Surface nécessaire :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et des deux sous-sols.

Tableau VI.2: Efforts normaux appliqués sur le radier

N_{ser} structures (kN)
78828.95

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{78828,9}{200} = 394,144 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage = 693,82 > S_{nec}.
- Débord de 50cm pour chaque coté.
- La section totale du radier est de : S_{rad} = 741,88m²

VI.5.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

1.1. Condition forfaitaire: [7]

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max}: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 7,75m \Rightarrow h_1 \geq 38,75cm$$

$$\Rightarrow h = 40cm$$

1.2. Condition de cisaillement: [1]

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u = 108729,9KN$$

$$L = 7,75m \quad ; \quad b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})} = 25.2cm$$

$$\Rightarrow h_2 \Rightarrow 30cm$$

1.3.Conclusion:

$h \geq \text{Max}(h_1; h_2;)$

on prend : $h=40cm$

2. Dimensionnement des nervures :

2.1.Condition de coffrage (largeur de la nervure)[7] :

$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{775}{10} = 77.5cm \Rightarrow$ Soit $b=90cm$

2.2.Hauteur des nervures:

- **Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a : $L_{max}=7.75m$

$\Rightarrow 51.67cm < h_N < 77.5 \Rightarrow$ Soit $h = 70cm$

- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{Kb}} \dots \dots \dots (2)$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur "a" non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur

totale de la semelle égale à : $\frac{\pi}{2} L_e + a$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

- **Application numérique:**

On veut que: $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$ or:

$a = 70\text{cm}$ (largeur du poteau) ; $l_{\text{entre axe}} = 77.5\text{m}$; $b=6.4\text{m}$; $E=20000\text{ MPa}$

Tableau VI.3 : choix la hauteur des nervures

H nervures (m)	1.1	2.2	2.6
$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	0.0998	0.7986	1.32
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.36	3.97	4.522
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	4.41	6.94	7.80

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq 7.75\text{m}$$

Avec :

E : Module d'élasticité (E=20000 MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{kg/cm}^3$

On opte : $h_2 = 2.60\text{ m}$

D'où : $h_N \geq \max(h_1 ; h_2) \rightarrow h_N = 260\text{ cm}$

- **Le choix final :**

Epaisseur de la dalle du radier $h_R = 40\text{cm}$

Les dimensions de la nervure: $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 2.60\text{m} \\ b = 90\text{cm} \end{array} \right.$

VI.5.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI.4: caractéristiques géométriques

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
0.9	4.76	73165.48	120878.37

VI.5.3.5. Vérification de la stabilité du radier [2] :

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivant soit vérifiée :

$$e = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4} \quad \text{Art.10.1.5.P81 RPA 99 ver2003.}$$

e : l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur de bâtiment

M_r : moment renversement due aux forces sismiques

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP2000**.

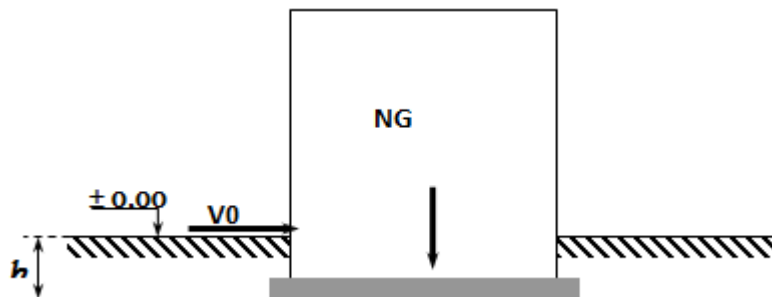


Figure VI.1. Schéma statique du bâtiment

- **Sens xx :**

$$M_0=233704.89\text{kNm}; V_0=13061.51 \text{ kN}; h=3.00\text{m}$$

$$M_{rx}=233704.89 +(13061.51 \times 3) \Rightarrow M_{rx}=272889.42\text{kNm}$$

$$N_{ser} = N_{ser} (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$$

$$N_{ser}=78828.95+26857.18=105686.13 \text{ KN}$$

$$e_x = \frac{272889.42}{105686.13} = 2.58 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} Nr=105686, 13\text{KN} \\ Mrx=272889.42\text{kN.m} \end{cases}$$

$$e_x \leq \frac{B}{4} = 9,92\text{m}$$

- **Sens yy:**

$$M_0=234377.82\text{kNm}; V_0=13061.51 \text{ KN}$$

$$M_{ry}=272889.42\text{KN}$$

$$N_{ser}=105686.13 \text{ KN}$$

$$e_y = \frac{272889.42}{105686.13} = 2.58 \text{ m}$$

$$e_x ; e_y \leq \frac{B}{4} = 9,92\text{m}$$

- **Conclusion:**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VI.5.3.6. Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre:

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_{ser} = N_{ser} (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$$

$$N_{ser}=78828.95+26857.18=105686,13 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{105686,13}{741,88} = 142,45\text{kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 142.45 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

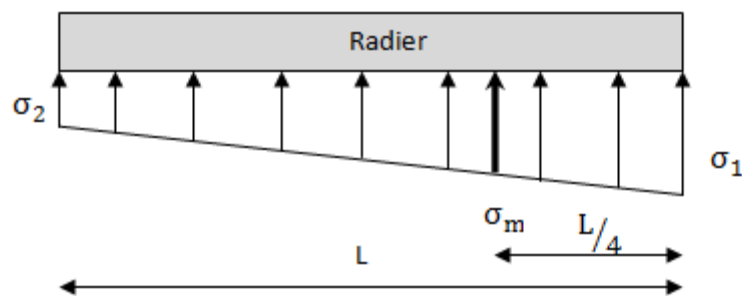


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 73165.48 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 120878.37 \text{ m}^4$$

• **ELU:**

$N_u = N_u$ (structure) + 1.35 x poids propre de radier nervuré .

$$N_u = 108729.89 + 1.35 \times 26857.18$$

$$N_u = 144987.08 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	213.2	195.42	208.75
Sens y-y	206.2	184.68	200.82
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser} = 105686.13 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI.6: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	159.98	124.9	151.2
Sens y-y	153.2	131.71	147.8
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **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 calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:** $\sigma_u = 208.75 \text{ kN} / \text{m}^2$

- **ELS:** $\sigma_{ser} = 151.2 \text{ kN} / \text{m}^2$

VI.5.3.7.Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 60cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 170 cm de hauteur et de 110 cm de largeur. Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

1. Ferrailage De La Table Du Radier :

1.1.Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x & \text{(autre appuis)} \end{cases}$

• **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

1.2.Valeur de la pression sous radier :

- ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 208.75 \text{ kN / m}$
- ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 151.2 \text{ kN / m}$

1.3.Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 5.22m ; L_y = 7.5m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.22}{7.5} = 0,696 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.22	7.5	0,70	0,0684	0,432	208.75	389.06	330.7	168.07	142.86	194.53

1.4.Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.22	7.5	0,70	0.0743	0.5817	151.2	306.11	260.2	177.54	150.9	153.05

1.5.Calcul du ferrailage :

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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28}= 25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$;

$f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s= 348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{ cm}$;

$d=0,9h=36\text{ cm}$, fissuration préjudiciable.

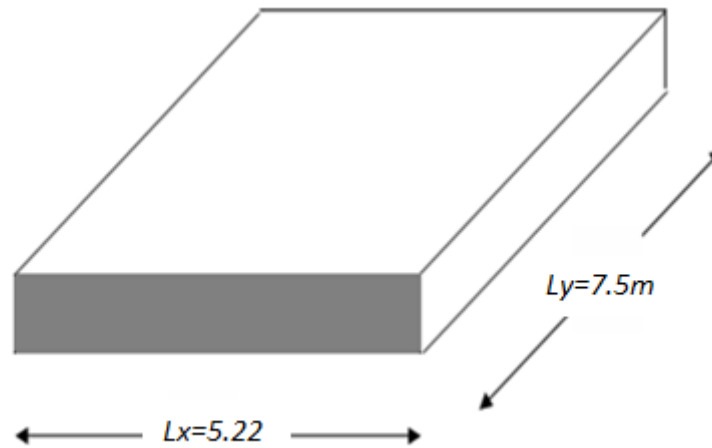


Figure VI.3: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

1.6. Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% b.h=3.2\text{ cm}^2$.

Sens x-x : $A_{s\text{ min}}=1,2.(A_{\text{min}}\text{ suivant y-y})=3.84\text{ cm}^2$.

Tableau VI.9. Ferrailage des Panneaux du Radier

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix	A_s^{ad} (cm^2)
Travée	x-x	330.7	0.18	0.25	32.44	29.32	3.84	10T20	31.42
	y-y	142.86	0.077	0.1	35.56	11.54	3.2	8T14	12.32
Appui	x-x								
	y-y	194.53	0.105	0.139	34.00	16.44	3.84	9T16	18.01

1. Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=10$ cm.

• **Sens y-y :**

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(140\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t=10$ cm

❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{9} = 11.11\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=10$ cm

1.7. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

Tableau VI.10 : vérification de condition de non fragilité

	Sens	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	29.32	3.84	10T20	31.42
	y-y	11.54	3.2	8T14	12.32
Appui	x-x		3.84		
	y-y	16.44		9T16	18.01

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Acier: $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots(F.P)$

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	260.2	31.42	14	319575.8	11.7	15	265.1	201.63	NON
	y-y	150.9	12.32	10	158258.13	9.38	15	374.3	201.63	NON
App	x-x	153.05	18.01	12	213206.4	8.27	15	264.2	201.63	NON
	y-y									

Note:

σ_s = 269 MPa > 201.63MPa ⇔ Il faut redimensionner la section d'acier à l'ELS.

1.8. Redimensionnement des armatures à l'ELS

Tableau VI.12. Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	260.2	9T25	44.18	10.6	15	192.5	201.63	Oui
	y-y	150.9	9T20	28.27	7.00	15	170	201.63	Oui
App	x-x	153.05	9T20	28.27	7.09	15	172.3	201.63	Oui
	y-y								

1.9. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{208.75 \times 7.5}{2} = 782.81\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{782.81 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 2.17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2. Ferrailage Des Nervures :

2.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

2.2. Calcul des armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 90\text{cm} \\ h = 260\text{cm} \\ d = 234\text{cm} \end{array} \right.$$

$A_{s \text{ min}} = 0,5 \% b \cdot h$

Alors: $A_{s \text{ min}} = 117 \text{ cm}^2$

- **Sens (x-x) :**

$L = 7.75\text{m} ; q_u = 208.75\text{kN/ml}$

Tableau VI.13. Ferrailage des nervures sens (X-X)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Appuis	783.63	0.01	0.125	222.3	10.12	9T20	28.27
Travée	1332.16	0.019	0.024	231.75	16.51	18T20	59.69

- Sens (y - y) :

$L = 5.22\text{m}; q_u=208.75\text{kN/ml}$

Tableau VI.14. Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Appuis	355.5	0.005	0.0062	233.42	5.3	9T20	28.27
Travée	604.36	0.008	0.01	233.06	7.45	18T20	59.69

2.3.Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 25.43\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Nous avons : $q_{ser}=151.2\text{KN/ml}$

Tableau VI.15. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Appuis	x - x	565.33	28.27	1.35	15	91	201.63	VERF
	y - y	256.98	28.27	0.61	15	41.3	201.63	VERF
Travée	x - x	961.07	59.69	1.69	15	75.1	201.63	VERF
	y - y	436.87	59.69	0.77	15	34.1	201.63	VERF

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \text{Avec} \quad T_u = \frac{P_u.L}{2} = \frac{208.75 \times 7.75}{2} = 808.9 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{808.9 \cdot 10^3}{900 \times 2340} = 0.38\text{MPa} \quad \tau_u = 0.38 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

2.4. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 1.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.0\text{cm}$$

$f_e=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.38\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=90\text{cm}$; $d=234\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots\dots\dots$ Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm} \dots\dots\dots$ Zone courante.
- Zone nodale $A_t \geq 5.4\text{cm}^2$
- Zone courant $A_t \geq 8.1\text{cm}^2$

Tableau VI.16. : Choix des armatures transversales

	section	zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
nervures	90x260	courante	30	12	8.1	10T12	11.31
		nodale	20		5.4	10T12	11.31

2.5. Armatures de peau [5] :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins $3\text{cm}^2/\text{ml}$ pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=260\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 2.6 = 7.8\text{cm}^2$$

$$\text{On opte : } 5T16 = 10.05\text{cm}^2$$

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.

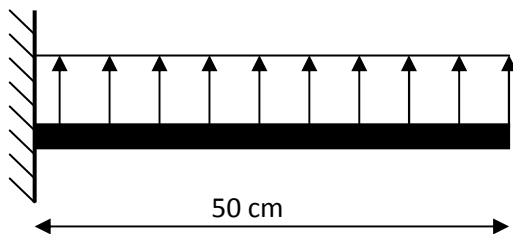


Figure VI.4: Schéma statique du débord

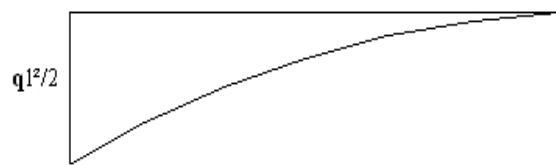


Figure VI.5: Diagramme des Moments.

3.1. Evaluation des charges et surcharges:

- **E.L.U** : $q_u = 208.75\text{kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S** : $q_{ser} = 151.2\text{kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

3.2. Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U** : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 26.0\text{Kn.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -104.3\text{kN}$$

- **E.L.S** : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 18.9\text{kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -75.6\text{Kn}$$

3.3. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 50\text{cm}$, $d = 45\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$.

Tableau VI.17.Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
26.00	0,009	0.011	44.8	1.66

3.4. Condition de non fragilité:

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 b.d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.4\text{cm}^2 .$$

Le choix : 9T12, avec $A_s=10.18\text{cm}^2$, esp=10cm

3.5.Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.54 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.09 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12=6,79 cm², S_T=15cm

3.6.Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 104.3\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{104.3 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 0,23\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3.7.Vérification des contraintes à l'ELS:

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI.18. Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
18.9	10.18	0.9	15	44.7	201.63	vérifie

Note : On opte le même ferrailage du radier

VI.5.3.8. Schéma de ferrailage de radier nervurée :

- Dalle du radier

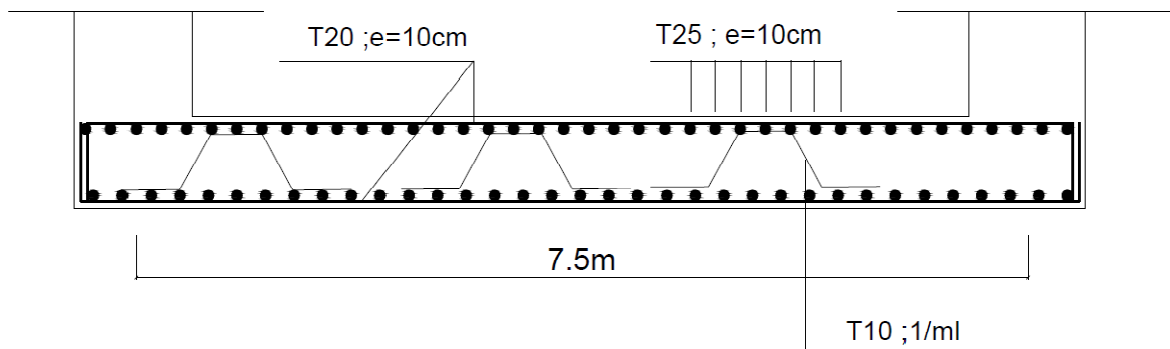


Figure VI.6: Schéma de ferrailage Dalle du radier

- Nervures du radier

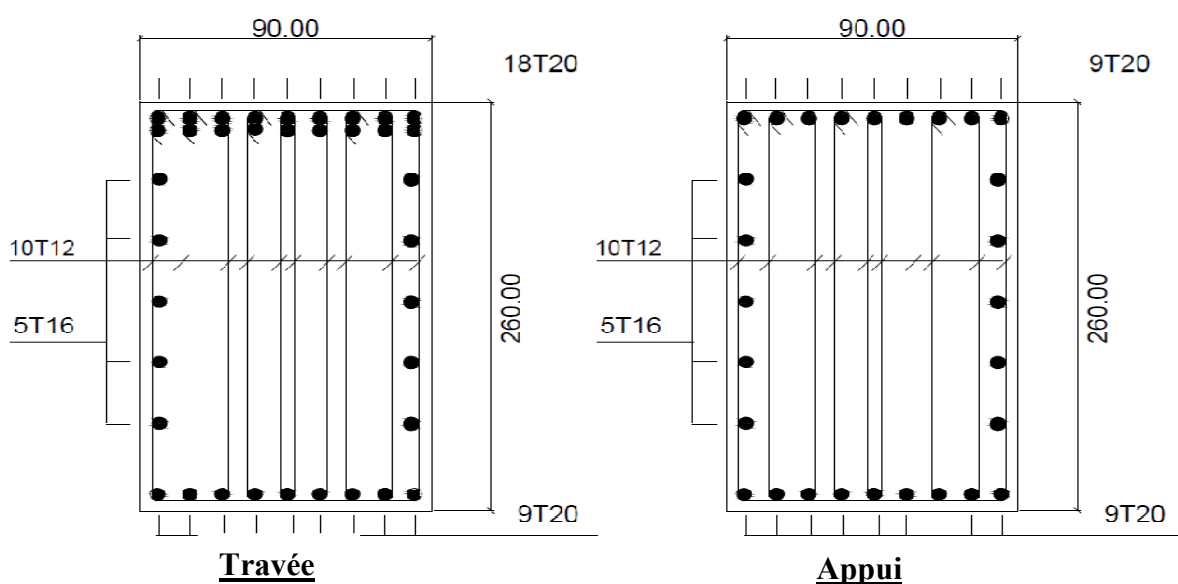


Figure.VI.7: Ferrailage Des Nervures

Conclusion générale

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment administratif ((R+7) avec une terrasse inaccessible), contreventé par un système mixte (voiles- portique).

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel SAP2000 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. Pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes sont de translation et le troisième est de torsion.

La vérification de l'effort tranchant à la base est prioritaire car l'incertitude liées à la participation des éléments non-structuraux, dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique.

Pour satisfaire la rigidité latérale imposée par RPA, on vérifie le déplacement de inter étage

La stabilité de la structure est assurée avec la vérification de l'effet $p-\Delta$.

L'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme est prise on considération en vérifiant l'effort normal réduit.

Le facteur de comportement qui est en fonction du système de contreventement est choisit avec vérification de l'interaction.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on change le modèle a chaque fois que l'une de ces conditions n'est pas satisfaites ce qui nous a conduit à changer la dispositions des voiles pour avoir les modes de translation en premier, et pour vérifier le déplacement inter étage.

On a dû aussi changé la section des poteaux pour justifier l'effort normal réduit ,cette condition nous a obligé à aboutir à des sections des poteaux importantes de l'ordre de $(60*60)\text{cm}^2$ pour le RDC.

Pour justifier le choix du facteur de comportement ($R=5$) lié fortement au système de contreventement on a calculé la portance des voile , d'où on a trouvé que les voiles reprennent plus de 20% de la charge verticale ce qui se contredit avec le choix de $R=5$ donc on a changer

le système de contreventement qui correspond à un facteur de comportement $R=3,5$ donc la structure n'est pas contreventée avec un système mixte mais avec des voiles porteurs.

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99** et **BAEL99**.

Pour la disposition et comportement des voiles ; la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis au séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

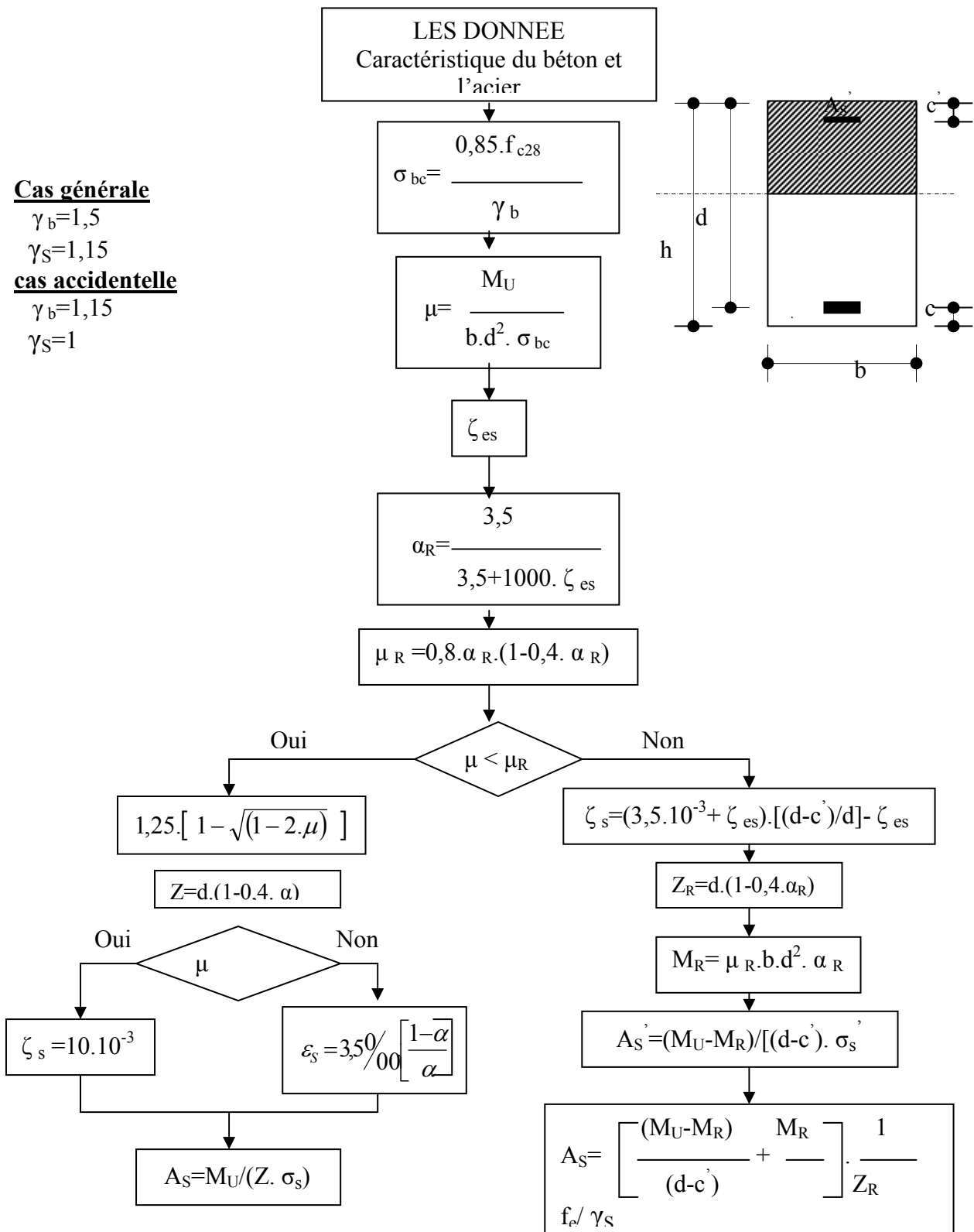
L'utilisation de l'interface graphique (du **SAP2000**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Et enfin le choix du radier général nervuré était la solution adéquate pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposée par les règlements en vigueur.

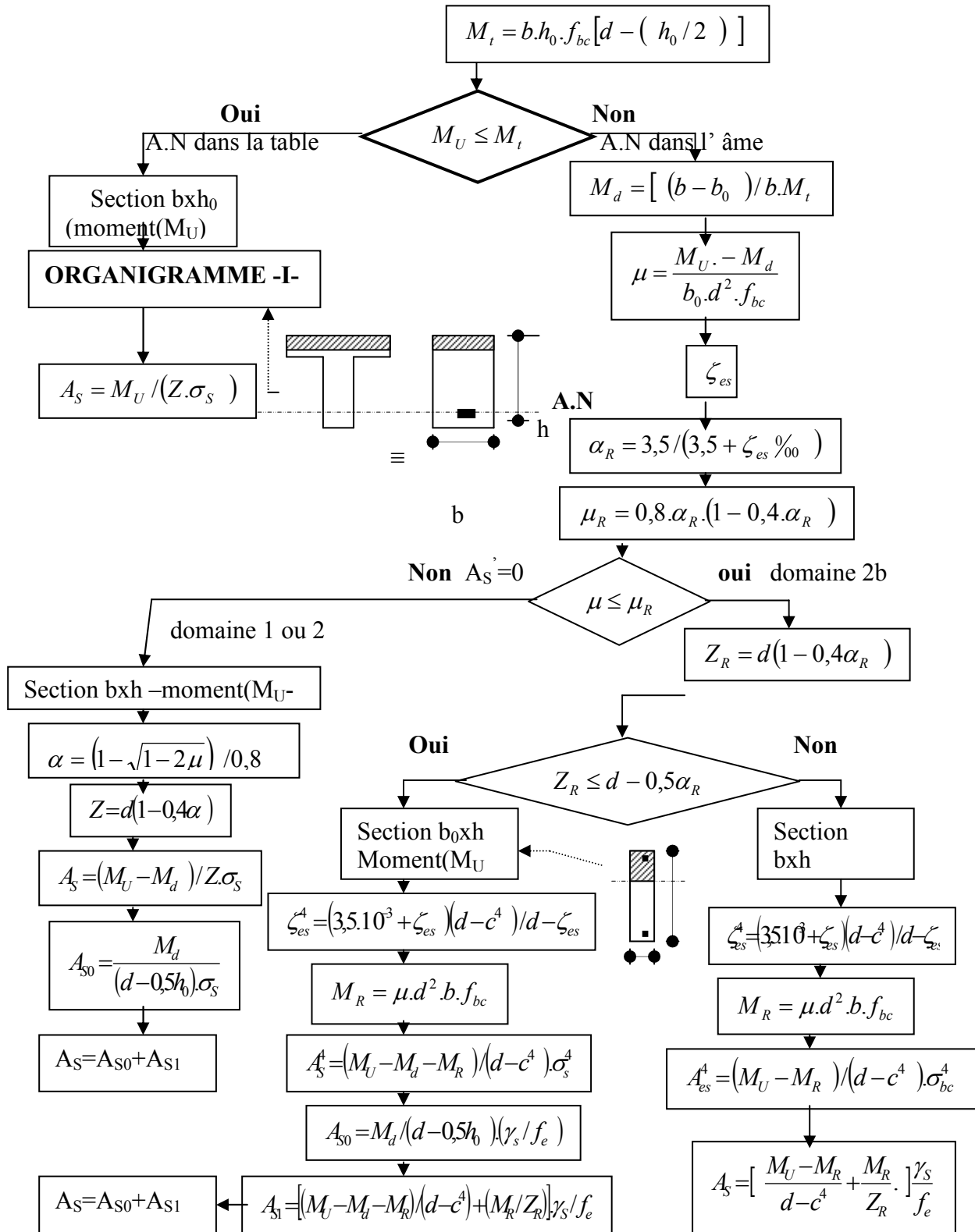
Références

- [1] *DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000*
- [2] *"Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".*
- [3] *Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.*
- [4] **EUROCODE2** «normalisation françaises »
- [5] *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat*
- [6] **Henry Thonier**, *Conception et calcul des structures de bâtiment ; (tome1 ; tome2).*
- [7] **M.BELAZOUGUI**, " *calcul des ouvrages en béton armée* ".

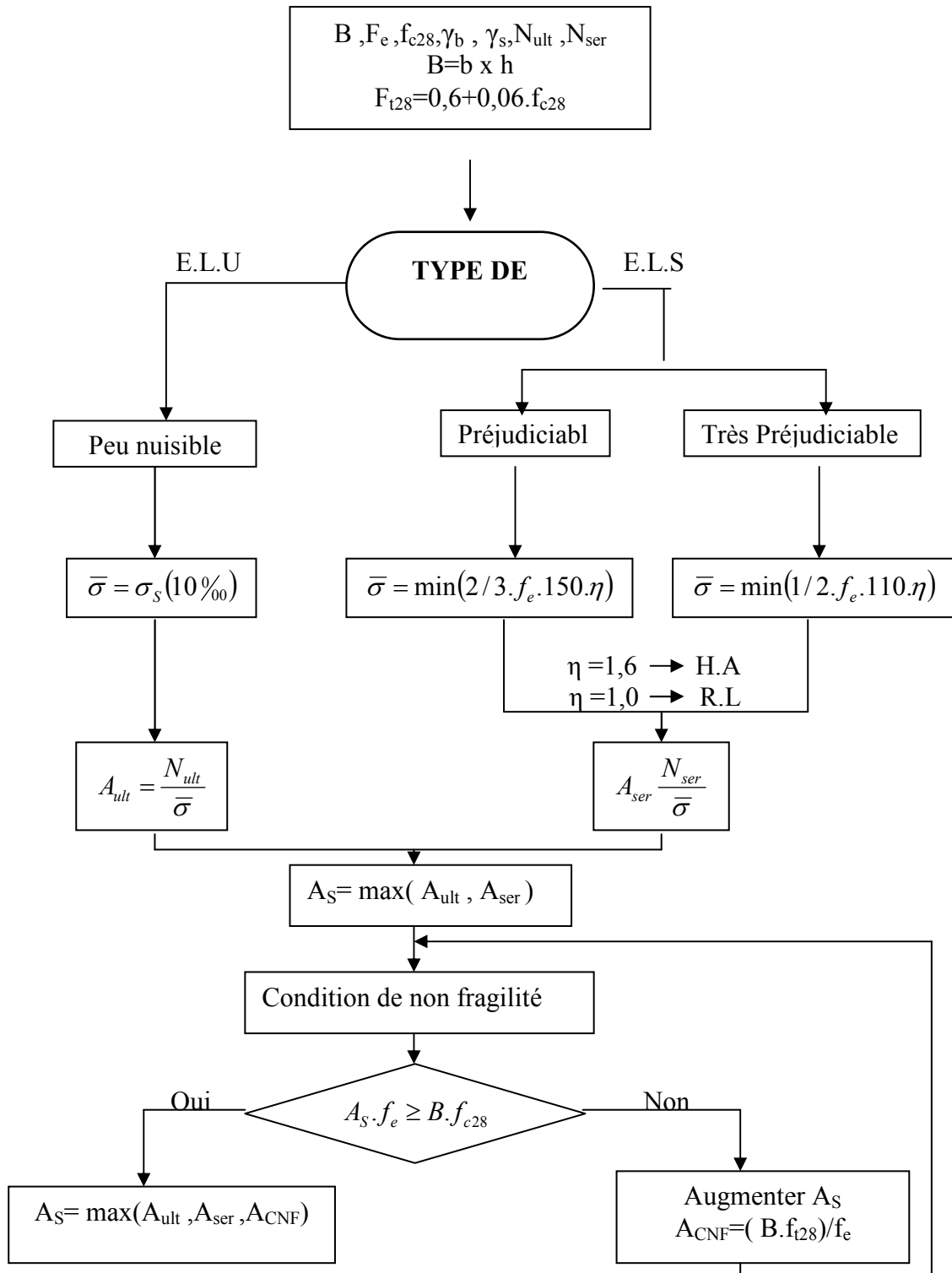
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



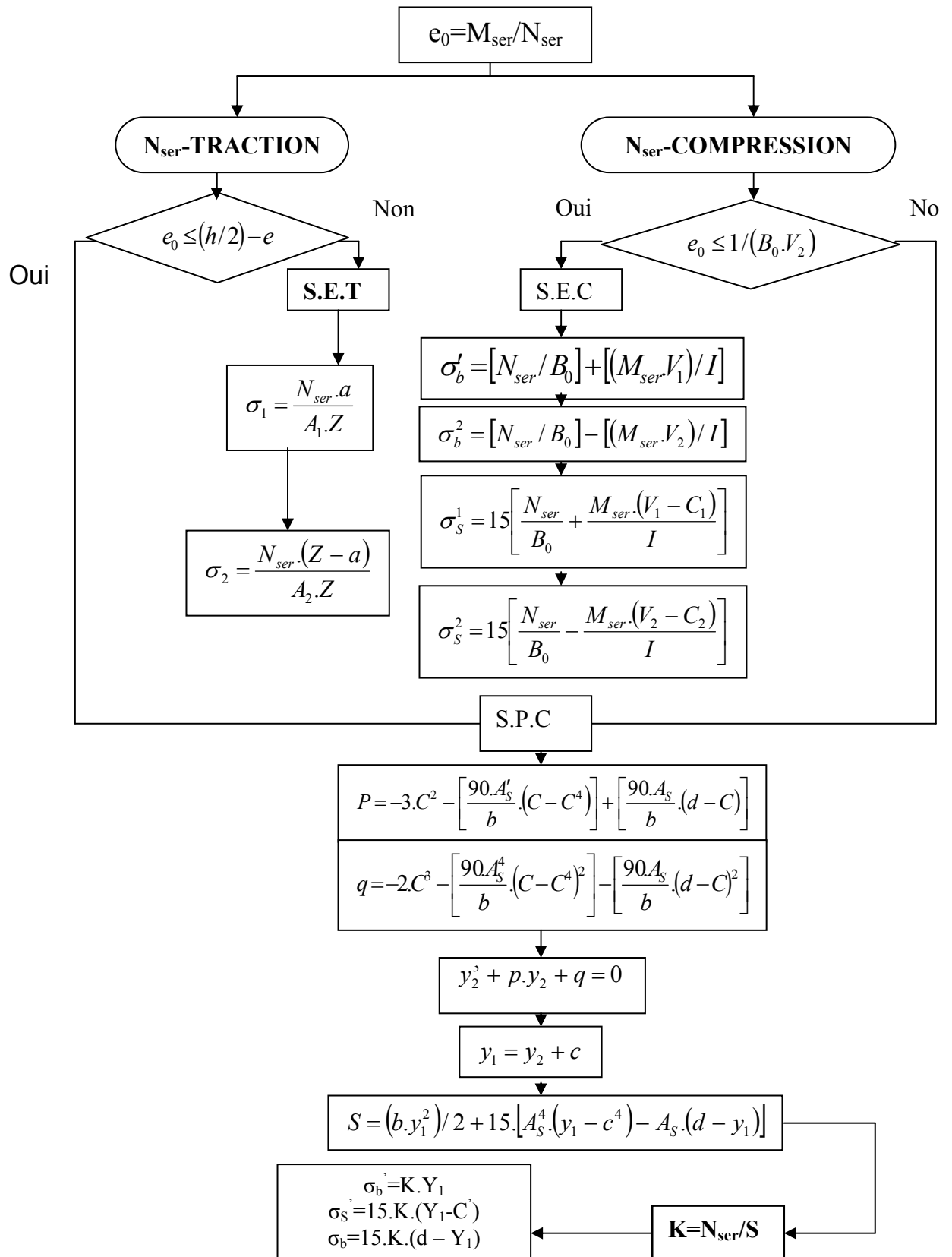
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



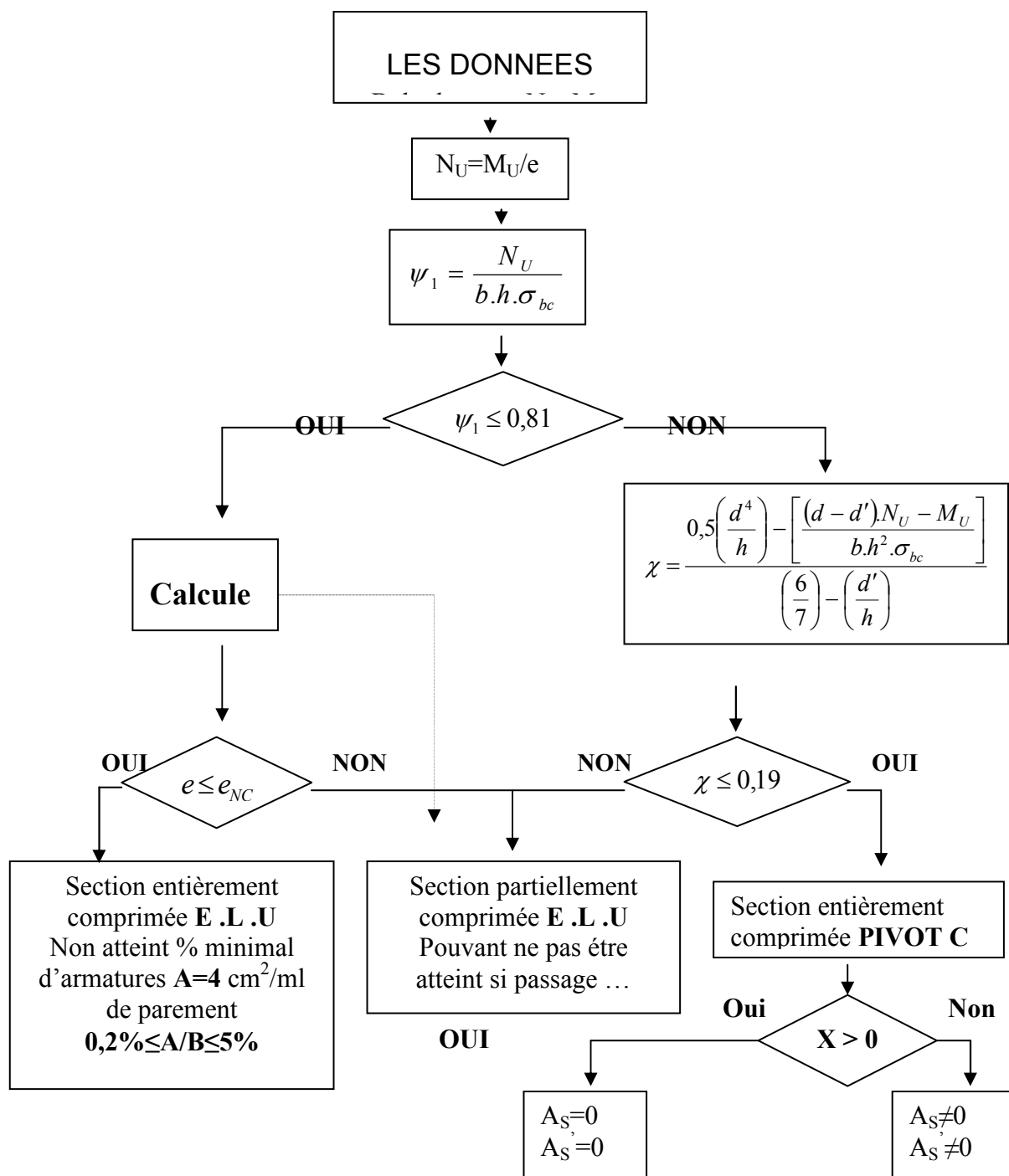
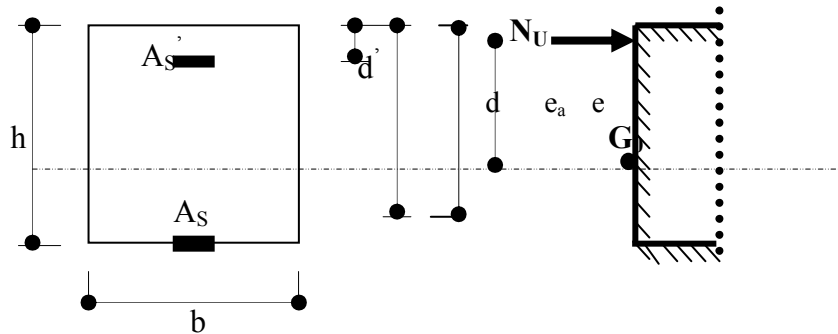
**ORGANIGRAMME -III-
TRACTION SIMPLE**



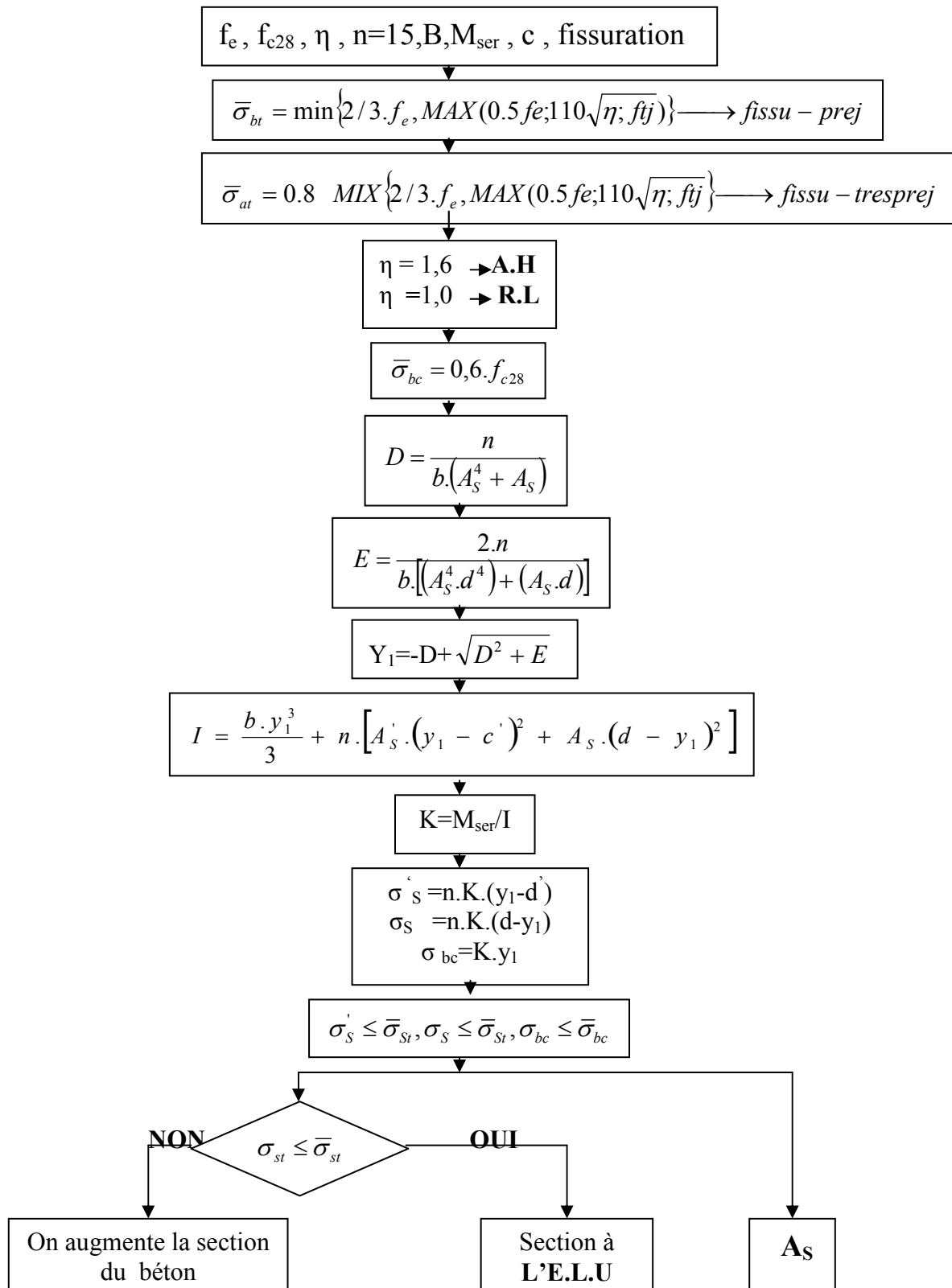
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



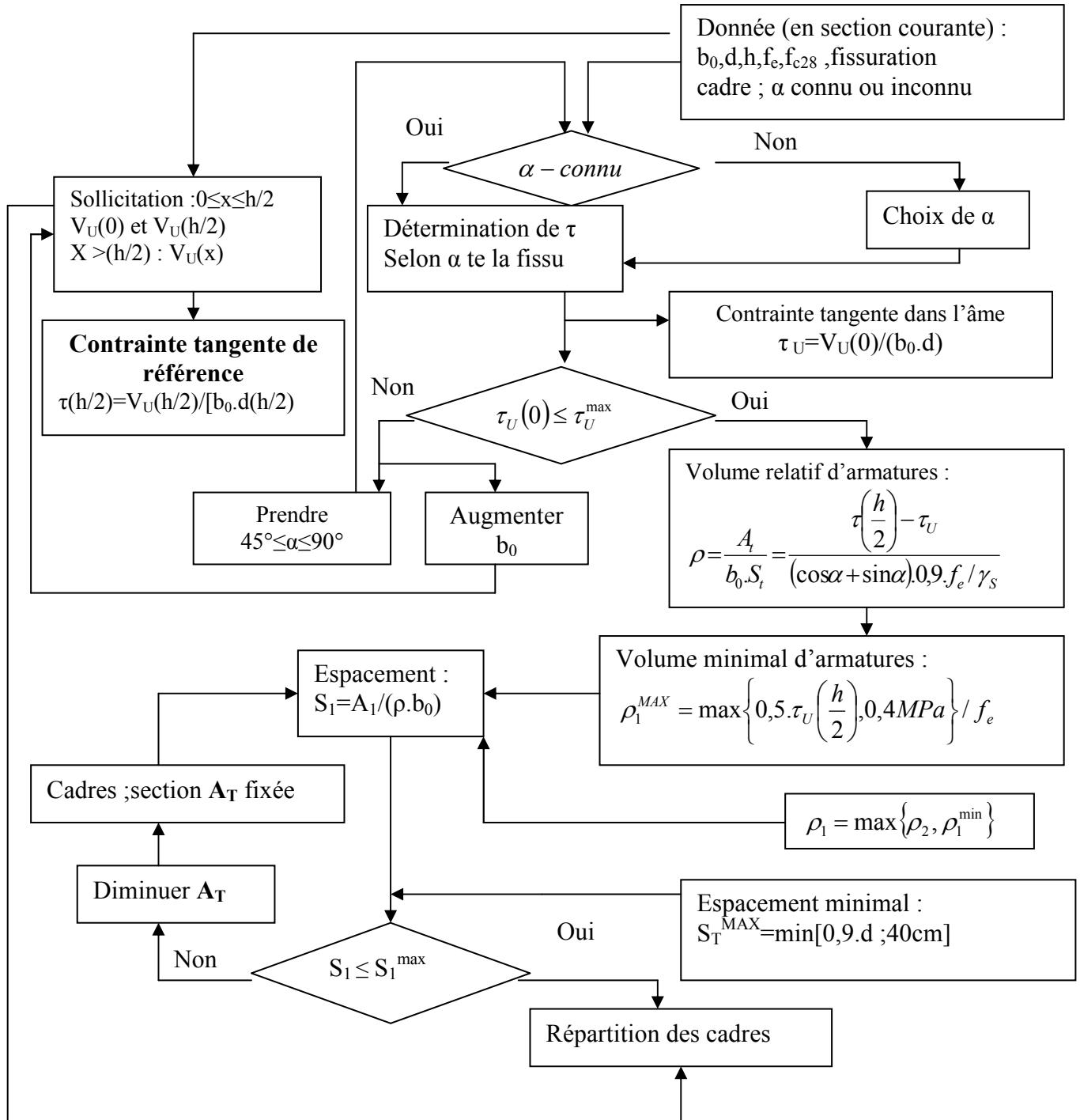
**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT



Introduction générale

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Prédimensionnement

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

Chapitre IV

Etude dynamique en zone sismique

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

Bibliographie

ANNEXES

Chapitre VI

Etude des fondations

conclusion générale