

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du
diplôme de MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

Etude d'un bâtiment RDC+9 à usage d'habitation
selon le RPA 99/version 2003

Réalisé par :

- BOUMESHAL firdaws

Soutenu devant le jury :

Dr. ABADA Rofia
Dr. DJEGHADER Djamel
Dr. BENZAID Mehdi
Dr. ZIANE Sami

Présidente
Examineur
Promoteur
Promoteur

Année universitaire : 2022/2023

Remerciement

Avant tout, je tiens à remercier DIEU le tout puissant pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je remercie ma famille qui m'a toujours encouragée et

Soutenu durant toutes mes études.

*J'ai plus de grands remerciements vont à mes promoteurs Dr. **BENZAID MEHDI***

*& Dr. **ZIANE SAMI** pour avoir accepté de me guider sur le bon chemin de leurs*

conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant

l'élaboration de cet projet.

Je remercie les membres de jury qui me feront l'honneur

de juger ce travail.

Ma sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de

loin à la réalisation de ce travail

Enfin, j'espère que ce travail aura la valeur souhaitée.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus

Pénibles de ce long chemin,

Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

Et ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie,

Merci mes parents.

*A mes encadreurs Mr : **BENZAID MEHDI** et Mr. **ZIANE SAMI**,*

Que Dieu le garde en bonne Santé.

*A mon cher frère **RAOUF**.*

*À mes chères sœurs **HADJER, NOUR EL- HOUDA** et **KAWTHER** et **GHAZZA EL-INTISSAR**.*

Qui sont mon soutenue

A tous membre de ma famille.

A tous mes ami, surtout celui qui m'a accordé sa confiance et ses encouragements

Aux enseignants au long mon parcours scolaire: primaire, CEM, lycée et universitaire

Tous les étudiants de 2^{ème} année Master structure Promotion 2023

Firdaws



Résumé

Le présent mémoire de fin d'étude consiste à modéliser d'un bâtiment en béton armé de plusieurs niveaux à usage d'habitation.

L'objectif est de connaître les démarches et les étapes ainsi que les règlements utilisés dans les calculs des bâtiments en béton armé ensuite appliqué ces connaissances dans le calcul d'un bâtiment à plusieurs niveaux.

Pour valider notre étude, nous avons considéré comme exemple d'application une structure irrégulière, (R+9), implantée à la wilaya de Mila classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa). En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99).

L'étude dynamique et sismique de cette étude a été faite sur **le logiciel ROBOT version 2014**.

Mots clés : Bâtiment, règlements, Béton armé, dynamique et sismique, Infrastructure.

Abstract

The aim of this thesis is to model a multi-storey reinforced concrete building for residential use.

The aim is to familiarize ourselves with the steps and regulations involved in the design of reinforced concrete buildings, and then to apply this knowledge to the design of a multi-storey building.

To validate our study, we considered an irregular structure (R+9) in the wilaya of Mila, classified as a medium seismic zone (Zone IIa). Using the new regulations for reinforced concrete design and verification (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modifié99).

The dynamic and seismic study was carried out on ROBOT software version 2014.

Key words: Building, regulations, Reinforced concrete, dynamic and seismic, Infrastructure.

ملخص

تهدف أطروحة نهاية الدراسة هذه عن دراسة مبنى من الخرسانة المسلحة بعدة مستويات للاستخدام السكني . الهدف هو معرفة الخطوات والخطوات وكذلك اللوائح المستخدمة في حسابات المباني الخرسانية المسلحة، ثم تطبيق هذه المعرفة في حساب مبنى متعدد المستويات .

للتحقق من صحة دراستنا، اعتبرنا مثالاً لتطبيق بنية غير منتظمة، (R + 9)، تقع في ولاية ميلا المصنفة في منطقة متوسط الزلازل (المنطقة IIa) باستخدام اللوائح الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B.A.E.L91 معدل 99)

تم إجراء الدراسة الديناميكية والزلزالية لهذه الدراسة على إصدار برنامج ROBOT لعام 2014 .

الكلمات المفتاحية: البناء ، اللوائح ، الخرسانة المسلحة ، الديناميكية والزلزالية ، البنية التحتية

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I. PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1 Introduction	4
I.2 Présentation du bâtiment	4
I.2.1 Caractéristiques géométriques du sol	5
I.2.2 Dimensions en élévation	5
I.2.3 Dimensions en plan.....	5
I.3 Conception de la structure	8
I.3.1 Ossature de l'ouvrage (Système de contreventement)	8
I.3.2 Plancher.....	8
I.3.2.1 Planchers corps creux	8
I.3.2.2 Planchers dalle pleine	9
I.3.3 Escalier.....	9
I.3.4 Maçonnerie.....	9
I.3.4.1 Murs extérieurs.....	9
I.3.4.2 Murs intérieurs	9
I.3.5 Revêtement.....	10
I.3.6 Acrotères	10
I.3.7 Gaine d'ascenseurs	10
I.4 Les Matériaux utilisés	10
I.4.1 Le Béton	10
I.4.1.1 Composition du béton.....	10
I.4.1.2 Résistance caractéristique à la compression :(C.B.A 93, A2.1.1.1).....	10
I.4.1.3 Résistance caractéristique du béton à la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2)	11
I.4.1.4 Module de déformation longitudinale du béton : (C.B.A 93, A2.1.2).....	11
I.4.1.5 Contrainte de calcul de béton comprimé.....	11
I.4.1.5.1 Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :(C.B.A93, A.4.3).....	11
I.4.1.5.2 Etat Limite Service « E.L.S » : (C.B.A 93, A.4.5.2).....	12
I.4.2 Les aciers.....	12
I.4.2.1 Type d'acier utilisé	13
I.4.2.2 Contrainte de calcul d'acier.....	13
I.4.2.3 Etat Limite Ultime « E.L.U » :(C.B.A 93 A.4.3.2).....	13
I.4.2.4 Etat Limite Service (E.L.S) :(C.B.A 93 A.4.5.3).....	13
I.5 les caractéristique de matériaux	13
I.6 Combinaison de calcul	14
I.6.1 Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R ».....	14
I.6.1.1 Pour les situations durables :	14
I.6.1.2 Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »	14
I.6.2 Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance	14
I.7 Les règlements utilisés dans le calcul	15

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1 Introduction	15
II.2 Pré dimensionnement des poutres	15
Les poutres principales	16
Les poutres secondaires	16

II.3	Les planchers	16
II.3.1	Plancher à corps creux	16
	La hauteur du plancher	16
II.3.2	Les poutrelles	17
II.3.2.1	La disposition des poutrelles	17
II.3.2.2	Dimensionnement des poutrelles	18
II.3.3	Plancher en dalle pleine.....	19
II.3.3.1	Résistance à la flexion	19
II.3.3.2	Résistance au feu	19
II.3.3.3	Isolation phonique	19
II.3.3.4	Condition de flèche.....	19
II.4	Pré dimensionnement des poteaux.....	20
II.5	Les voiles	20
	<i>Le pré dimensionnement des voiles</i>	<i>21</i>
II.6	Escaliers	21
II.6.1	Le pré dimensionnement des Escaliers.....	22
II.6.2	Le nombre de marche et de contremarche (à une seule volée) :	23
II.6.3	Épaisseur de la paillasse :	23
II.6.4	Le nombre de marche et de contremarche (à une seule volée) :	24
II.6.5	La poutre palière.....	26
II.7	L'acrotère.....	26
II.8	Local d'ascenseur.....	26
II.9	Descente des charges	27
II.9.1	Introduction	27
II.9.2	Evaluation des charges	27
II.9.2.1	Plancher terrasse (inaccessible)	27
II.9.2.2	Plancher d'étage courant	27
II.9.2.3	Dalle pleine	28
II.9.2.4	Balcon.....	28
II.9.2.5	Escaliers.....	28
II.9.2.5.1	Volée (paillasse).....	28
II.9.2.5.2	Palier de repos.....	29
II.9.2.6	Murs extérieurs.....	29
II.9.3	Calcul des charges et surcharges revenant au poteau	30
II.9.4	Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3).....	36
II.9.5	Vérification des sections des poteaux	37
II.9.5.1	L'effort normal ultime	37
II.9.5.2	Vérification de la compression	37
II.9.5.3	Vérification des conditions du RPA	38
II.10	Conclusion.....	40

CHAPITRE III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

	L'introduction	41
III.1	L'acrotère.....	41
III.1.1	Hypothèses de calcul	41
III.1.2	Evaluation des charges.....	42
III.1.2.1	Poids propre	42
III.1.2.2	Poids des enduits	42
III.1.2.3	Le poids total.....	42
III.1.2.4	La surcharge.....	42
III.1.2.5	Charge horizontale (Charge sismique).....	42
III.1.3	Calcul des sollicitations	42

III.1.3.1	Calcul du centre de gravité.....	42
III.1.3.2	Moment engendré par les sollicitations.....	43
III.1.3.3	Combinaison d'action.....	43
III.1.4	Etude de l'acrotère à L'ELU.....	43
III.1.5	Ferraillage de l'acrotère.....	44
III.1.5.1	Calcul à l'ELU :.....	44
III.1.5.2	Vérification à l'ELU :.....	45
III.1.5.3	Armatures de répartition.....	46
III.1.5.4	Espacement.....	46
III.1.5.5	Vérification de l'adhérence.....	46
III.1.5.6	Vérification à l'ELS.....	46
III.1.6	Schéma de ferraillage de l'acrotère.....	47
III.2	Calcul des escaliers.....	48
III.2.1	Les escaliers du RDC.....	48
III.2.1.1	Calcul de paillasse et palier de repos.....	48
III.2.1.1.1	Détermination des efforts :.....	48
III.2.1.1.2	Moments et efforts tranchants :.....	48
III.2.1.1.3	Calcul du ferraillage :.....	49
III.2.2	Calcul de la poutre palière (RDC).....	52
III.2.2.1	Evaluation des charges :.....	52
III.2.2.2	Sollicitations du calcul:.....	53
III.2.2.3	Etude de la poutre palière à la flexion simple (RDC).....	53
III.2.2.3.1	Calcul du ferraillage :.....	53
III.2.2.3.2	Calcul des armatures transversales:.....	54
III.2.2.3.3	Etude de la poutre palière à la torsion (RDC).....	55
III.2.2.3.4	Calcul du ferraillage global (torsion + flexion simple).....	56
III.2.2.3.5	Schémas de ferraillage escalier RDC.....	57
III.2.3	Les escaliers des étages courants.....	58
III.2.3.1	Détermination des efforts :.....	58
III.2.3.2	Moments et efforts tranchants :.....	58
III.2.3.2.1	A l'ELU :.....	58
III.2.3.2.2	A l'ELS :.....	59
III.2.3.3	Calcul du ferraillage.....	59
III.2.3.3.1	Armatures de répartition :.....	60
III.2.3.3.2	L'espace maximal :.....	61
III.2.3.3.3	Vérification de la flèche :.....	61
III.2.3.3.4	Vérification de l'effort tranchant :.....	61
III.2.3.3.5	Vérification à l'ELS :.....	61
III.2.3.3.6	Vérification des contraintes :.....	61
III.2.3.3.7	Position de l'axe neutre (y) :.....	62
III.2.3.3.8	Calcul de moment d'inertie (I) :.....	62
III.2.3.4	Calcul de la poutre palière (étage courant).....	62
III.2.3.4.1	Evaluation des charges :.....	62
III.2.3.4.2	Sollicitation du calcul:.....	63
III.2.3.4.3	Calcul du ferraillage :.....	63
III.2.3.4.4	Calcul des armatures transversales:.....	64
III.2.3.4.5	Calcul du ferraillage à la torsion :.....	66
III.2.3.5	Schémas de ferraillage escalier étage courant.....	67
III.3	Etude des dalles pleines (balcon).....	68
III.3.1	Evaluation des charges.....	68
III.3.2	Calcul des sollicitations.....	68
III.3.3	Calcul de ferraillage.....	69

III.3.3.1	Armatures principales	69
III.3.3.2	Les armatures de répartition:.....	69
III.3.3.3	L'espacement :	70
III.3.3.4	Vérification	70
III.3.3.4.1	Vérification des diamètres des barres :	70
III.3.3.4.2	Vérification à l'ELU :	70
III.3.3.4.3	Vérification à l'ELS :	70
III.4	Etude des planchers	71
III.4.1	Plancher à corps creux	72
III.4.1.1	Etude des poutrelles.....	72
III.4.1.1.1	Rappel sur le pré dimensionnement :	72
III.4.1.1.2	Méthode de calcul :	73
III.4.1.1.3	Calcul des charges revenant aux poutrelles.....	78
III.4.1.1.4	Calcul des sollicitations dans la poutrelle	78
III.4.1.2	Ferraillage des poutrelles	90
III.4.1.2.1	Calcul à L'ELU :	90
III.4.2	Ferraillage de la de compression	104
III.4.2.1	Armatures perpendiculaires aux nervures	104
III.4.2.2	Armature parallèles aux nervures :	104
III.4.3	Les schémas de ferraillages :	105
III.4.3.1	Dalle de compression.....	105
III.4.3.2	Les poutrelles	105
III.5	Etude de l'ascenseur	106
III.5.1	Définition	106
III.5.2	Etude de la dalle d'ascenseur	106
III.5.2.1	Evaluation des charges et surcharges.....	106
III.5.2.2	Calcul des sollicitations	107
III.5.2.2.1	L'ELU.....	107
III.5.2.2.2	Calcul du ferraillage	108
III.5.2.3	Cas d'une charge concentrée :	111
III.5.2.3.1	Calcul des sollicitations :	112
III.5.2.4	Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à L'ELU :	113
III.5.2.4.1	Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à L'ELU :	113
III.5.2.4.2	Superposition des moments :	113
III.5.2.4.3	Valeur minimal à respecter :	113
III.5.2.4.4	Ferraillage :	114
III.5.2.4.5	Vérification à L'ELU :	115
III.5.2.4.6	Vérification des contraintes :	117
III.5.2.4.7	Etat limite d'ouverture des fissures :	117
III.6	Conclusion.....	119

CHAPITRE IV.....ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE DU BATIMENT

IV.1	Introduction	120
IV.2	Choix de la méthode de calcul.....	120
IV.2.1	Méthode statique équivalente	120
IV.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale	121
IV.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	121
IV.2.4	Choix de la méthode de calcul : RPA99V2003 (Article 4.1.1)	121
IV.2.5	Conclusion	124
IV.3	Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale Spectrale	125
IV.3.1	Introduction	125

IV.3.2	Hypothèses à respecter.....	125
IV.3.3	Spectre de réponse de calcul.....	125
IV.3.4	La période fondamentale de la structure	126
IV.3.5	Nombre de modes à considérer.....	127
IV.4	Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	127
IV.5	Modélisation de la structure	130
IV.5.1	Description générale du logiciel utilisé.....	130
IV.5.2	Analyse de la structure.....	131
IV.5.3	Analyse de la structure en portique (non contreventée)	132
IV.5.4	Constatation :	133
IV.5.5	Interprétation des résultats	134
IV.5.6	Analyse de la structure en portique (contreventée).....	134
IV.5.6.1	Positionnement des voiles	134
IV.5.6.2	Résultat de l'analyse de la structure en portique (contreventée).....	134
IV.5.6.3	Vérifications règlementaires	136
IV.5.6.3.1	Période fondamentale théorique.....	136
IV.5.6.3.2	Résultante des forces sismiques	136
IV.5.6.3.3	Vérifications des Sollicitations normales.....	136
IV.5.6.3.4	Justification de la stabilité au renversement.....	137
IV.5.6.3.5	Vérification des déplacements latéraux inter- étages.....	139
IV.5.6.3.6	Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$	141
IV.6	Conclusion.....	143

CHAPITRE V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1	Introduction	143
V.2	Ferraillage des poteaux.....	143
V.2.1	Recommandations de RPA (Article 7.4.2.1)	144
V.2.1.1	Les armatures longitudinales.....	144
V.2.1.2	Les armatures transversales.....	145
V.2.1.3	La quantité d'armatures transversales minimales	146
V.2.2	Les sollicitations dans les poteaux	146
V.2.3	Ferraillage des poteaux	147
V.2.3.1	Armatures longitudinales	147
V.2.3.1.1	RDC et étage 1.....	147
V.2.3.1.2	Etage 2 et 3 :	147
V.2.3.1.3	Etage 4 et 5 et 6 :	148
V.2.3.1.4	Etage 7 et 8 et 9 :	148
V.2.3.2	Armatures transversales.....	149
V.2.3.3	Vérifications.....	151
V.2.3.3.1	Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :	151
V.2.3.3.2	Vérification des contraintes	152
V.2.3.4	Disposition constructive des poteaux.....	155
V.2.4	Schéma de ferraillage des poteaux.....	155
V.3	Ferraillage des poutres.....	156
V.3.1	Prescriptions données par RPA99/version 2003	157
V.3.1.1	Armatures longitudinales	157
V.3.1.2	Armatures transversales.....	157
V.3.2	Combinaison des charges	158
V.3.3	Les sollicitations dans les poutres	158
V.3.4	Ferraillage des poutres	158
V.3.4.1	Calcul des Armatures longitudinales	158

V.3.4.2	Vérification à l'ELU	161
V.3.4.2.1	Condition de non fragilité	161
V.3.4.2.2	Vérification des contraintes tangentielles	161
V.3.4.3	Calcul des armatures transversales	162
V.3.4.3.1	Diamètre des armatures transversales.....	162
V.3.4.3.2	Espacements des barres	162
V.3.4.3.3	Vérification de la section minimale A_t	162
V.3.4.3.4	Vérifications des armatures longitudinales	163
V.3.4.3.5	Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.....	163
V.3.4.3.6	Vérification à l'ELS	164
V.3.5	Vérification des zones nodales	165
V.3.5.1	Détermination des moments résistants dans les poteaux.....	166
V.3.5.2	Détermination des moments résistants dans les poutres.....	166
V.3.6	Schémas de ferrailage des poutres	168
V.3.6.1	Poutre principale	168
V.3.6.2	Poutre secondaire	169
V.4	Etude des voiles	169
V.4.1	Introduction	169
V.4.2	Recommandation du RPA99/03	170
V.4.2.1	Les armatures verticales.....	170
V.4.2.2	Les armatures horizontales.....	171
V.4.2.3	Sollicitations dans les voiles	172
V.4.3	Ferrailage des voiles	173
V.4.3.1	Exemple de calcul	173
V.4.3.1.1	Calcul des armatures verticales.....	173
V.4.3.1.2	Calcul des armatures minimales.....	174
V.4.3.1.3	Calcul des armatures horizontales.....	175
V.4.4	Exemples de ferrillages des voiles	179
V.4.4.1	Voile V_{y5} , V_{y9}	179
V.4.4.2	Voile V_{x2} , V_{x5}	179

CHAPITRE VI. CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	Introduction	180
VI.2	Choix du type des fondations:.....	180
VI.2.1	Combinaisons de calcul :	180
VI.2.2	Calcul de la contrainte	181
VI.2.3	Vérification de la semelle isolée.....	181
VI.2.3.1	Cas statique A l'ELU,.....	182
VI.2.3.2	Cas statique A l'ELS	182
	Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort $N=1122,51\text{KN}$	182
VI.2.3.3	Cas Dynamique A l'ELA,.....	182
VI.2.3.4	Vérification de la semelle filante.....	182
VI.2.3.5	Cas statique A l'ELU.....	183
VI.2.3.6	Cas dynamique A l'ELA.....	183
VI.2.3.7	A l'ELS.....	183
VI.2.4	Vérification d'un radier général.....	183
VI.2.5	Vérifications nécessaires.....	186
VI.2.5.1	Vérification au poinçonnement Selon le BAEL99 (Article A.5.2, 42),.....	186
VI.2.5.2	Vérification de la poussée hydrostatique	187
VI.2.5.3	Vérification de la contrainte dans le sol.....	187
VI.2.5.4	Vérification de la stabilité au renversement	188
VI.3	Ferrailage du radier générale	189

VI.3.1	Calcul des sollicitations	189
VI.3.2	Vérifications à l'ELU :.....	190
VI.3.2.1	Espacement.....	190
VI.3.2.2	Condition de non fragilité.....	190
VI.3.2.3	Vérification de l'effort tranchant.....	191
VI.3.3	Vérification à L'ELS	191
VI.3.3.1	Vérification des contraintes dans le béton.....	191
VI.4	Schéma de ferrailage du radier.....	192
VI.5	Etude des nervures.....	193
VI.5.1	Définition	193
VI.5.2	Calcul des sollicitations	194
VI.5.2.1	Evaluation des moments.....	194
VI.5.2.2	Evaluation de l'effort tranchant :.....	194
VI.5.2.2.1	Sens longitudinal (X-X) :.....	194
VI.5.2.2.2	Sens transversal (y-y) :.....	195
VI.5.3	Calcul du Ferrailage.....	195
VI.5.3.1	Armatures principales A l'ELU :.....	195
VI.5.3.2	Calcul des armatures tendues (As) :.....	196
VI.5.4	Vérification de la contrainte tangentielle	196
VI.5.5	Les armatures transversales.....	197
VI.5.6	Diamètre des armatures transversales	197
VI.6	Etude du voile périphérique.....	197
VI.6.1	Evaluation des charges et surcharges.....	198
VI.6.2	Détermination des contraintes	199
VI.6.3	Ferrailage du voile périphérique.....	199
VI.6.3.1	Sollicitations du calcul.....	200
VI.6.3.2	Armatures principales.....	200
VI.6.3.3	Espacements.....	201
VI.6.3.4	Vérifications.....	201
VI.6.4	Schéma de ferrailage du voile périphérique	202
	Conclusion Générale.....	204

Liste des Figures

Figure I.1 Vue en Plan de RDC et d'étages courant	5
Figure I.2 Façade principale	6
Figure I.3 Façade Postérieure	6
Figure I.4 Plancher en corps creux.....	7
Figure I.5 Coupe B-B	6
Figure I.6 Briques creuses.	8
Figure I.7 Diagramme Contrainte déformations du béton.....	11
Figure I.8 Diagramme contraintes déformations de l'acier	12
Figure II.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	17
Figure II.2 La disposition des poutrelles	18
Figure II.3 Coupe transversale des poutrelles.....	18
Figure II.4 Voile en béton armé.....	21
Figure II.5 Schéma de terminologie d'escalier	22
Figure II.6 Vue en plan et coupe transversal de l'escalier RDC	23
Figure II.7 Vue en plan et coupe transversal de l'escalier Etage courant	24
Figure II.8 Vue en plan et coupe transversal de l'escalier Etage courant	24
Figure II.9 Schéma statique de la volée de l'étage courante	25
Figure II.10 Coupe transversal de l'acrotère	26
Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère.....	42
Figure III.2 Coupe horizontal de l'acrotère	47
Figure III.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère	47
Figure III.4 . Schéma statique de la volée RDC	48
Figure III.6 . Schéma statique avec chargement escalier RDC.....	48
Figure III.6 Section à ferrailer de l'escalier.....	49
Figure III.7 Schéma statique de la poutre palière.	53
Figure III.8 Schéma de ferrailage de l'escalier RDC.....	57
Figure III.9 Schéma de ferrailage de la poutre palière sur appui.....	58
Figure III.10 Schéma statique de la volée étage courant.....	58
Figure III.11 Section à ferrailer de l'escalier.....	60
Figure III.12 Schéma statique de la poutre palière	63
Figure III.13 Résultats de ferrailage de la poutre palière étage courant.....	64
Figure III.14 Schéma de ferrailage de la poutre palière sur appui.....	68

Figure III.15 Schéma statique balcon.....	68
Figure III.16 Schéma de ferrailage du balcon type 01.....	71
Figure III.17 Coupe transversale des poutrelles.....	72
Figure III.18 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	105
Figure III.19 Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte.....	112
Figure III.20 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	118
Figure III.21 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	119
Figure III.23 Schéma statique.....	88
Figure IV.1 Carte de zonage sismique du territoire national algérien	123
Figure IV.2 Limite des décrochements en élévation d'après RPA 99 V 2003	124
Figure IV.3 Spectre de réponse de calcul	126
Figure IV.4 Vue en plan et en 3D de la structure en portique (non contreventée) ..	132
Figure IV.5 Les trois modes propres de vibration de la structure en portique	133
Figure IV.6 Dispositions des voiles	134
Figure IV.7 Les trois modes propres de vibration de la structure en contreventement mixte	135
Figure V.1 Poteaux de RDC et 1er étage	149
Figure V.2 Poteaux de 2eme et 3eme étage.....	150
Figure V.3 Poteaux de 4eme et 5eme et 6eme étage	153
Figure V.4 Poteaux de 7eme et 8eme et 9eme étage.....	154
Figure V.7 Coupe 2-2.....	169
Figure V.8 Disposition constructive des armateurs dans les poutres secondaires	169
Figure V.10 Coupe 2-2 PS.....	169
Figure V.11 Disposition des armatures verticales (vue en plan)	171
Figure V.12 Voile Vy5, Vy9	180
Figure V.13 Voile Vx2, Vx5	180
Figure VI.1 Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	186
Figure VI.2 Schéma de Ferrailage du radier.....	193
Figure VI.3 La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	194
Figure VI.4 Répartition des charges sur la nervure X-X.....	195
Figure VI.5 Répartition des charges sur la nervure y-y.....	195
Figure VI.6 Ferrailage des nervures.....	198
Figure VI.7 Ferrailage des nervures.....	199
Figure VI.8 Répartition des contraintes ELU	200

Figure VI.9 Répartition des contraintes ELS.....	200
Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	203

Liste des tableaux

Tableau II.1 Evaluation des charges (Terrasse inaccessible).....	27
Tableau II.2 Evaluation des charges (Etages courant)	28
Tableau II.3 Evaluation des charges (Dalle pleine)	28
Tableau II.4 Evaluation des charges (Balcon)	28
Tableau II.5 Evaluation des charges d'escalier (paillasse).....	29
Tableau II.6 Evaluation des charges : Escalier (Palier de repos).....	29
Tableau II.7 Evaluation des charges (murs extérieurs)	29
Tableau II.8 La descente des charges	35
Tableau II.9 La dégression des charges.....	37
Tableau II.10 Les vérifications à la compression à tous les niveaux	38
Tableau II.11 Vérification de flambement de poteau.....	41
Tableau III.1 Combinaison d'action acrotère	42
Tableau III.2 Résumé des résultats de ferrailage d'escalier RDC	50
Tableau III.3 Résultats de ferrailage des armatures de répartition	50
Tableau III.4 Vérification des contraintes à l'ELS	52
Tableau III.5 Résultats de ferrailage de la poutre palière	54
Tableau III.6 Vérification des contraintes à l'ELS	57
Tableau III.7 Résumé des résultats de ferrailage d'escalier étage courant.....	60
Tableau III.8 Résultats de ferrailage des armatures de répartition étage courant	61
Tableau III.9 Vérification des contraintes à l'ELS (escaliers étage courant).	62
Tableau III.10 Vérification des contraintes à l'ELS (poutre palière étage courant) .	67
Tableau III.11 Vérification des contraintes à l'ELS	67
Tableau III.12 Les Types des poutrelles	76
Tableau III.13 Combinaisons d'actions et calculs des charges des poutrelles	78
Tableau III.14 Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher terrasse inaccessible a l'ELU + diagramme des moments	79
Tableau III.15 Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher terrasse inaccessible a l'ELS + diagramme des moments.....	80
Tableau III.16 Calcul des efforts tranchants dans la poutrelle type 01 du plancher terrasse inaccessible a l'ELU + diagramme des Efforts tranchants	81
Tableau III.17 Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher étage courant à l'ELU + diagramme des moments	82

Tableau III.19 Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher étage courant à l'ELS + diagramme des moments	84
Tableau III.20 Les sollicitations à l'ELU dans les poutrelles de Plancher terrasse inaccessible	85
Tableau III.21 Les sollicitations à l'ELS dans les poutrelles de Plancher terrasse inaccessible	86
Tableau III.22 Les sollicitations à l'ELU dans les poutrelles de Plancher étage courant	87
Tableau III.23 Les sollicitations à l'ELS dans les poutrelles de Plancher étage courant	89
Tableau III.24 Les sollicitations maximales dans les poutrelles	90
Tableau III.25 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	102
Tableau III.26 Vérification au cisaillement	102
Tableau III.27 Vérification de l'adhérence.....	103
Tableau III.28 Vérification des états limite de déformation	103
Tableau III.29 Schéma de ferrailage des poutrelles	106
Tableau III.30 Ferrailage de la dalle d'ascenseur	110
Tableau III.31 Ferrailage de la dalle de la salle des machines	115
Tableau IV.1 Valeurs des facteurs de qualité	128
Tableau IV.2 La force sismique totale	130
Tableau IV.3 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure en portique).....	133
Tableau IV.4 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé)	135
Tableau IV.5 Vérification des forces sismiques	136
Tableau IV.6 Vérifications des Sollicitations normales	137
Tableau IV.7 Vérification au renversement (sens X).....	138
Tableau IV.8 Vérification au renversement (sens X).....	138
Tableau IV.9 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens X).....	140
Tableau IV.10 . Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).....	140
Tableau IV.11 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens X).....	141
Tableau IV.12 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y).....	142
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux ...	145
Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux	146

Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	Error!
Bookmark not defined.	
Tableau V.4 Les armatures transversales dans les poteaux.....	150
Tableau V.5 Vérification du flambement pour les poteaux.....	152
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	153
Tableau V.7 Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux	154
Tableau V.8 Moments résistants dans les poutres.	157
Tableau V.9 Sollicitations de calcul (Poutre)	158
Tableau V.10 Les armatures longitudinales dans les poutres.....	161
Tableau V.11 Vérification des contraintes tangentielles.....	161
Tableau V.12 Vérification au cisaillement.	164
Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	164
Tableau V.14 Vérification des conditions de la flèche	165
Tableau V.15 Moments résistants dans les poteaux.....	166
Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres.....	167
Tableau V.17 Vérification des zones nodales.....	168
Tableau V.18 Sollicitations de calcul dans les voiles	173
Tableau V.19 Ferrailage des voiles à // yy'	176
Tableau V.20 Ferrailage des voiles à // yy'	177
Tableau V.21 Ferrailage des voiles à // yy'	178
Tableau V.22 Ferrailage des voiles à // xx'	179
Tableau VI.1 Ferrailage longitudinal du radier.....	190
Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le radier	192
Tableau VI.3 Les sollicitations maximales de la nervure du radier.	195
Tableau VI.4 Calcul du moment réduit de la nervure du radier	196
Tableau VI.5 Résumé des résultats de ferrailages de la nervure du radier.....	197
Tableau VI.6 Section des armatures du voile périphérique	201
Tableau VI.7 Vérification de la contrainte dans le béton.....	202

SYMBOLES ET NOTATIONS

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G : Charges permanentes.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E v_j pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F : Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t: Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j: Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d :Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_{ij} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_{tadm} : la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h : Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.
l_f : Longueur de flambement.
n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
q: Charge variable.
S_t : Espacement des armatures transversales.
X : Coordonnée en général, abscisse en particulier. : Contrainte de compression du béton.
B_r : Section réduite.
C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
C : La cohésion du sol (KN/m^2).
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU: Etat limite ultime.
F : Coefficient de sécurité = 1.5.
H_t : Hauteur totale du plancher.
I : Moment d'inertie (m^4).
I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
Q : Facteur de qualité.
q_u : Charge ultime.
q_s : Charge de service.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
l' : Longueur fictive.
l' g et l' d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
n: Nombre de marches sur la volée.
R : Coefficient de comportement global.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (KN/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité. : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...). Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériaux.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations, ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 9 étages à usage d'habitation dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ❖ **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

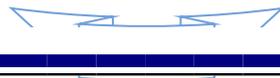
Introduction générale

- ❖ **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le troisième chapitre** est consacré au calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- ❖ **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- ❖ **Le cinquième chapitre** nous verrons le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT.
- ❖ **Le Sixième chapitre** et dernier chapitre nous avons calculé et dimensionné l'infrastructure pour la détermination du type de fondations.

Le travail terminera par une conclusion générale

Chapitre I.

Présentation du projet et caractéristiques
des matériaux.



Chapitre I. Présentation de projet et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction

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

Le calcul des éléments constituant un ouvrage se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Lors des calculs d'un ouvrage, l'ingénieur doit tenir compte de ce qui suit :

- Avec une probabilité acceptable, la construction reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de la durée de vie envisagée et du coût.
- Avec des degrés appropriés de fiabilité, elle peut résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation avec le coût d'entretien elle présente une durabilité convenable.

Pour satisfaire ces exigences, il convient de :

- Faire une bonne conception.
- Un dimensionnement rigoureux.
- Choisir les matériaux convenables.
- Compléter avec quelques détails constructifs.

I.2 Présentation du bâtiment

Nous sommes intéressé d'étudier un bâtiment RDC+9 en béton armé à usage d'habitation composé :

Un rez-de-chaussée et de Neuf étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau : (deux F3, deux F4) implanté à Wilaya de MILA.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

CHAPITRE I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) car ce bâtiment est à usage d'habitation et sa hauteur totale ne dépasse pas **48m**.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (**zone II a**).
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).

I.2.1 Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$ pour un ancrage $D = 1,50\text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7\text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 10^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.2.2 Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtimentH = 31.54m
- Hauteur de RDC.....h =3.40m.
- Hauteur des étages courant.h = 3.06m.

I.2.3 Dimensions en plan

Les dimensions en plan de notre bâtiment sont mentionnées sur la figure ci-après :

Selon RPA 99 V 2003

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

Régularité en plan :

$$\frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{3.2+3.2}{27.4} = 0.23 < 0.25 \dots CV$$

$$\frac{l_1+l_2}{L_y} = \frac{4.7+2.25}{19.69} = 0.35 > 0.25 \dots CNV$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.



Figure I.2. Façade principale

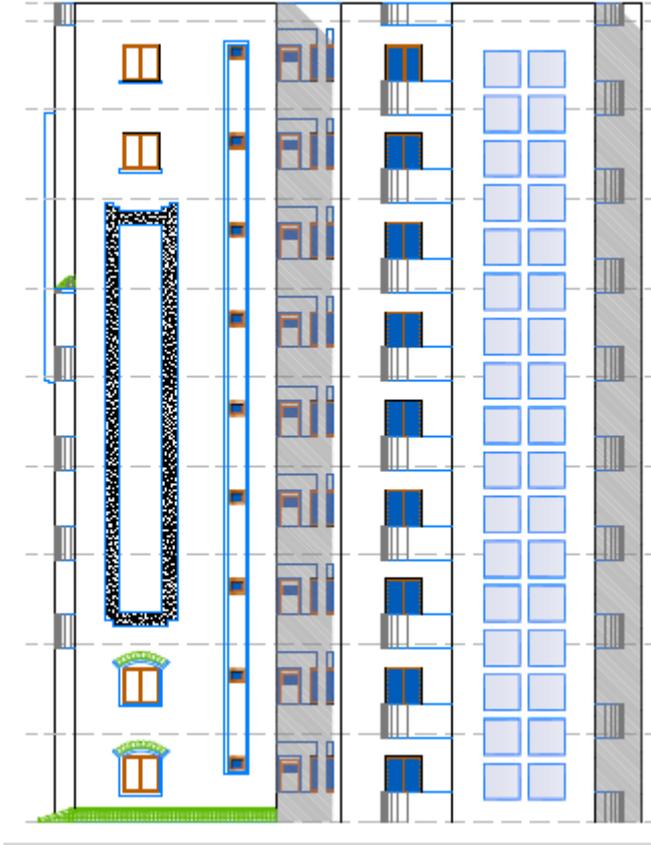


Figure I.3. Façade Postérieure

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Ossature de l'ouvrage (Système de contreventement)

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.3.2.1 Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

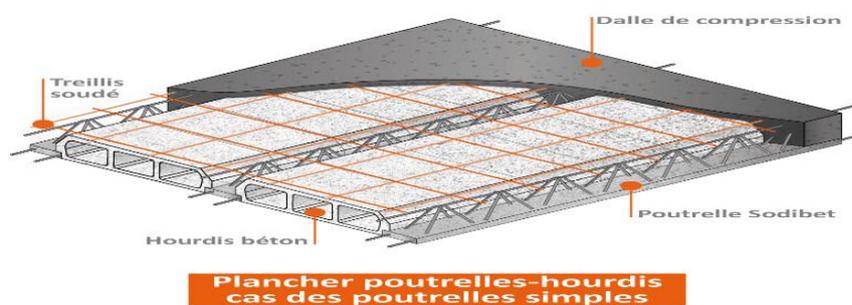


Figure I.4. Plancher en corps creux

I.3.2.2 Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, ils ont opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Escalier

Sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.3.4 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

I.3.4.1 Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

I.3.4.2 Murs intérieurs

Cloison de séparation de 10 cm.

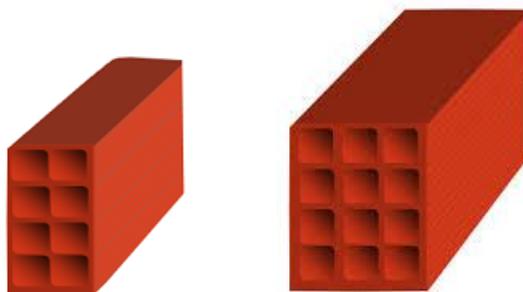


Figure I.5. Briques creuses

I.3.5 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.3.6 Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.7 Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4 Les Matériaux utilisés

I.4.1 Le Béton

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

I.4.1.1 Composition du béton

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.4.1.2 Résistance caractéristique à la compression :(C.B.A 93, A2.1.1.1)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes.

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ (en MPa)

I.4.1.3 Résistance caractéristique du béton à la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2)

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa

- Traction : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPa).

Pour notre étude on adopte $f_{c28} = 25$ MPa $f_{t28} = 2.1$ MPa

I.4.1.4 Module de déformation longitudinale du béton : (C.B.A 93, A2.1.2)

- Module instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c23}} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

- Module différé :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

I.4.1.5 Contrainte de calcul de béton comprimé

I.4.1.5.1 Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » : (C.B.A93, A.4.3).

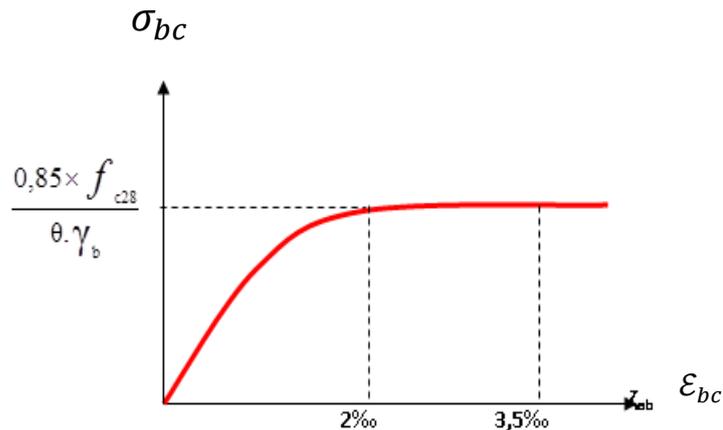


Figure I.6. Diagramme Contrainte déformations du béton

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \quad \implies \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\epsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si : } 2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 5 \text{ ‰} \quad \implies \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\text{Avec } \theta = \begin{cases} 1 & \text{si : Durée} > 24h \\ 0,9 & \text{si : } 1h < \text{durée} < 24h \\ 0,85 & \text{si : Durée} < 1h \end{cases} \quad \gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{(situation accidentelle)} \\ 1,5 & \text{(situation courante ou durable)} \end{cases}$$

1.4.1.5.2 Etat Limite Service « E.L.S » : (C.B.A 93, A.4.5.2)

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

I.4.2 Les aciers

Les armatures en acier ont pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

I.4.2.1 Type d'acier utilisé

- Barres lisses **FeE 235**
- Barres à haute adhérence **FeE400**
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence **FeE520**

I.4.2.2 Contrainte de calcul d'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ

I.4.2.3 Etat Limite Ultime « E.L.U » :(C.B.A 93 A.4.3.2)

Fe : Limite d'élasticité de l'acier : **Fe = 400 Mpa.**

γ_s : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1,15$. Situations durables $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

- $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

Es : Module d'élasticité de l'acier **Es = 2 × 10⁵ Mpa.** (C.B.A 93, A2.2.2)

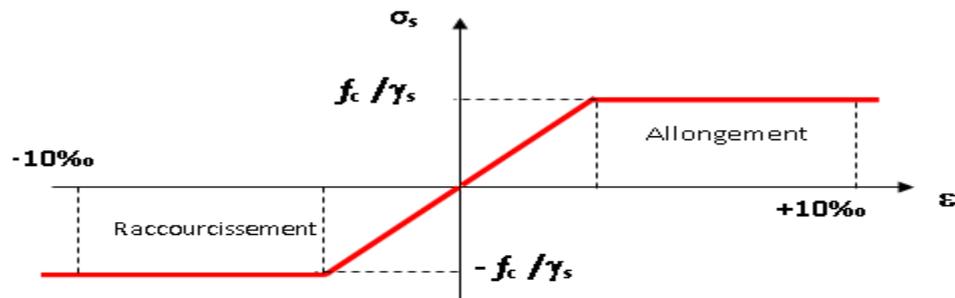


Figure I.7. Diagramme contraintes déformations de l'acier (C.B.A93 A.2.2.2)

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

Le digramme de calcul des aciers : en effectue une affinité parallèlement à l'origine dans le

rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

I.1.1.1 Etat Limite Service (E.L.S) :(C.B.A 93 A.4.5.3)

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

Avec :

$$\eta: \text{coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} \eta = 1 \text{ (aciers ronds lisse)} \\ \eta = 1.6 \text{ (aciers haute adherence)} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{2/3 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}\}$
 $\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa (ronds lisse)} \\ \bar{\sigma}_s = 156.66 \text{ MPa (haute adherence)} \end{cases}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{1/2 f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}\}$
 $\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa (ronds lisse)} \\ \bar{\sigma}_s = 156.66 \text{ MPa (haute adherence)} \end{cases}$

I.5 Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

I.5.1 Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

I.5.1.1 Pour les situations durables :

- P1 = 1,35 G + 1,5 Q.

I.5.1.2 Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

- P2 = G + Q ± E.
- P3 = G + Q ± 1,2 E.
- P4 = 0,8 G ± E.

I.5.2 Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

- P5 = G + Q.

Avec

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : L'effort de séisme.

I.6 Caractéristique de matériaux :

Dans notre étude les caractéristique de matériaux adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
 - La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
 - Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
 - Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique du l'acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

I.7 Les règlements utilisés dans le calcul

On doit respecter dans notre étude les règlements agrée par l'état et qui sont :

- Règlement parasismique Algérien (**RPA99**).
- Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**)
- Charges et surcharges d'exploitation (**D.T.R-B.C-22**)
- Béton armé aux états limites (**B.A.E.L .91 modifié 99**)

I.8 Les logiciels utilisés :

- Robot structural analysais 2014: Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2019 : Pour le dessin des plans

Chapitre II.

Pré dimensionnement et descente de charge

Chapitre II. Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction

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

En se basant sur le principe de la descente des charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Pour pouvoir pré dimensionner les éléments on tiendra compte de prescription apportée par les règlements RPA99 V 2003 et C.B.A 93, cette opération a pour but de déterminer un bon dimensionnement des différents éléments de notre structure, qui répond aux exigences réglementaires.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le pré dimensionnement sont : les planchers, les voiles, les poteaux, les poutres et les escaliers.

II.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99ver03)

Selon le BAEL99 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivant :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\text{Selon le RPA 99V2003 (article 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les poutres principales : ($L_{max} = 5.05$ m)

$$\frac{5.05}{15} \leq h \leq \frac{5.05}{10} \rightarrow 0.34 \leq h \leq 0.51 \rightarrow \text{On prend } \begin{cases} b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots CV \\ h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots CV \quad 45\text{cm} \\ 45/35 = 1.29 < 4 \dots CV \end{cases}$$

On adopte (35x45) cm

Les poutres secondaires : ($L_{max} = 4.4$ m)

$$\frac{4.4}{15} \leq h \leq \frac{4.4}{10} \rightarrow 0.29 \leq h \leq 0.44 \rightarrow \text{On prend } \begin{cases} b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots CV \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots CV \quad 40\text{ cm} \\ 40/35 = 1.14 < 4 \dots CV \end{cases}$$

II.3 Les planchers

Pour tout construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements...).

Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations

Dans ce projet nous traitons d'abord le **plancher à corps creux** et ensuite le **plancher à dalle plein**.

II.3.1 Plancher à corps creux

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé, de hauteur varie de 4 à 6 cm), et le treillis soudé.

La hauteur du plancher

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots \dots \dots (\text{CBA93B. 6. 8. 4. 2. 4})$$

Avec:

$\left\{ \begin{array}{l} L_{max}: \text{Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.} \\ h_t: \text{Hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

Pour notre cas : $L_{max} = 4.75 \text{ m} \rightarrow h_t \geq \frac{4.75}{22.5} = 0.21 \text{ m}$

Donc on adopte un plancher de :

$$(20+5) \begin{cases} h_{dc}: \text{hauteur de la dalle de compression} = 5\text{cm} \\ h_{cc}: \text{hauteur du corps creux} = 20\text{cm} \\ b_0: \text{largeur de la nervure} = 10\text{cm} \\ L_0: \text{distance entre axe des poutrelles} = 65\text{cm} \\ h_t: \text{Hauteur totale du plancher} = 25\text{cm} \end{cases}$$

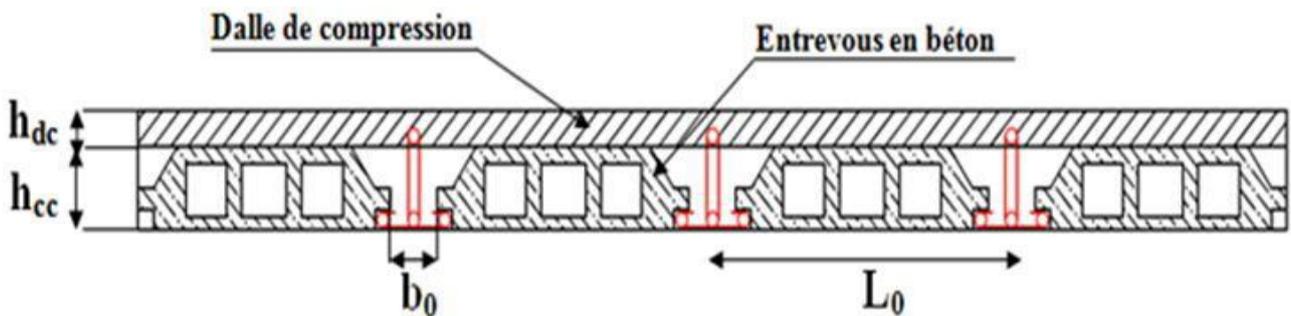


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

II.3.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

II.3.2.1 La disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure 6.

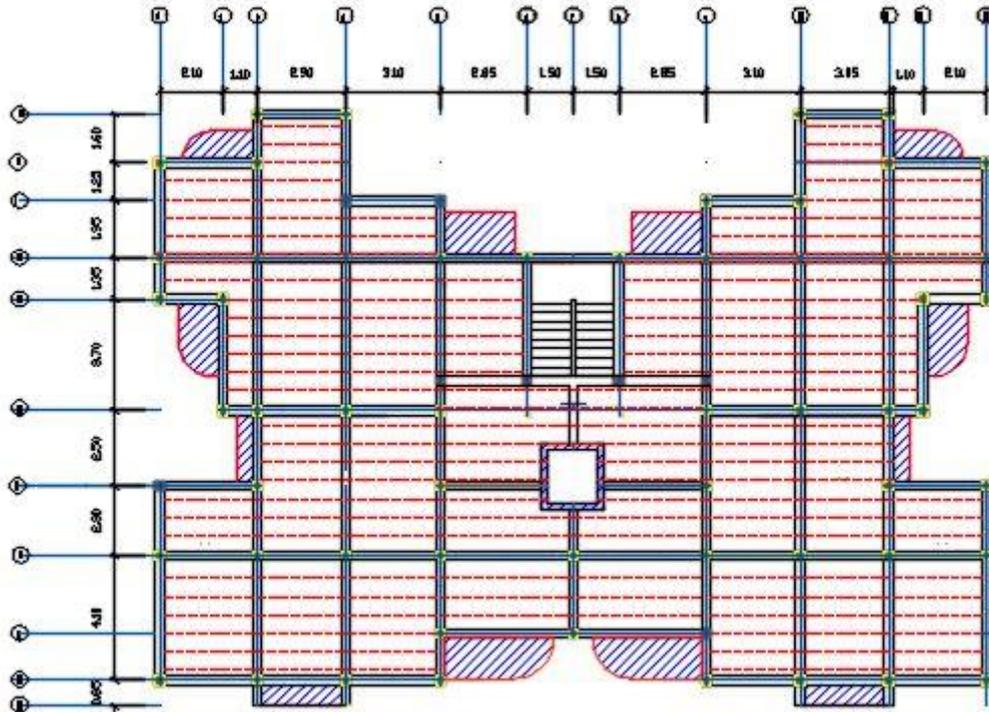


Figure II.2. La disposition des poutrelles

II.3.2.2 Dimensionnement des poutrelles

➤ Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots (CBA93 A 4.1.3)$$

Avec $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$

$$h_t = 25 \rightarrow b_0 = (9,6 \text{ à } 14,4) h_t \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

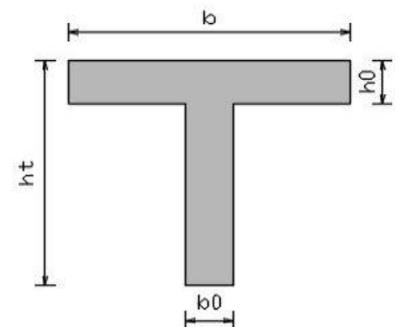


Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

h_0 : Largeur de la table de compression. $h_0 = 5 \text{ cm}$

L_x : distance entre nus d'appuis entre de poutrelles.

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

L_y : longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles. $L_y = 2,00 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \frac{b-0,1}{2} \leq \min\left(\frac{0,55}{2}; \frac{2,00}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0,1}{2} \leq \min(0,275; 0,2)$$

$$\rightarrow b \leq 2(0,2) + 0,1$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$

II.3.3 Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

II.3.3.1 Résistance à la flexion

$$\text{a) } \begin{cases} e \leq \frac{L_x}{20} & \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles} \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis } \rho \geq 0.4 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } L_x < L_y$$

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

$$L_x = 4.1 \text{ m} = 410 \text{ cm.}$$

$$\text{La dalle pleine: } 410 \frac{1}{35} < e < \frac{410}{30} \rightarrow 11,71 < e < 13,66$$

$$\rightarrow e = 12 \text{ cm.}$$

II.3.3.2 Résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 7 \text{ cm pour une heure de coupe - feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe - feu.} \\ e \geq 14 \text{ cm pour quatre heures de coupe - feu.} \end{cases}$$

II.3.3.3 Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **e = 15 cm.**

II.3.3.4 Condition de flèche

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$f_{max} < \frac{L_{max}}{500} : \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$f_{max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{max}}{1000} : \text{Si la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m.}$$

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b=1\text{ m}$.

Poids propre ; $G = 5.98 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation ; $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.98 \text{ KN/ml}$

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384El}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500} \rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 2500 \cdot ql^3}{384 \cdot bE}} \rightarrow e \geq \mathbf{11.68 \text{ cm}}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$ pour toutes les dalles pleines.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le redimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée

Selon les règles du **BAEL99 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99**.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

$$\Rightarrow \text{R.D.C et 1}^{\text{er}} \text{ Etage : } (b, h) = \mathbf{(55,55) \text{ cm}^2}.$$

$$\Rightarrow \Rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ et } 3^{\text{eme}} \text{ Etage : } (b, h) = \mathbf{(50,50) \text{ cm}^2}.$$

$$\Rightarrow 4^{\text{eme}} \text{ et } 5^{\text{eme}} \text{ et } 6^{\text{eme}} \text{ Étage: } (b, h) = \mathbf{(45,45) \text{ cm}^2}.$$

$$\Rightarrow \Rightarrow 7^{\text{eme}} \text{ et } 8^{\text{eme}} \text{ et } 9^{\text{eme}} \text{ Étage: } (b, h) = \mathbf{(40,40) \text{ cm}^2}.$$

II.5 Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Selon RPA (article 7.7.1)} \left\{ \begin{array}{l} e > 15 \text{ cm} \\ e > \frac{h_e}{20} \\ L > 4 \cdot e \end{array} \right.$$

$\Rightarrow h_e$: Hauteur libre d'étage.

⇒ L : Longueur du voile.

⇒ e : Épaisseur du voile

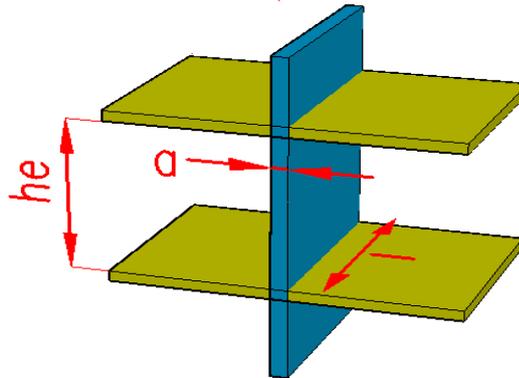


Figure II.4. Voile en béton armé

Le pré dimensionnement des voiles

$$h_e = 400 - 40 = 360 \text{ cm,}$$

$$e \geq 360 / 20 = 18 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 20 \text{ cm}$** .

II.6 Escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : **e** (Épaisseur du palier de repos)

(2) : **L_0** (Longueur totale d'escalier)

(3) : **g** (Giron)

(4) : **h** (Hauteur de la contre marche)

(5) : **H_0** (Hauteur de la volée)

(6) : **α** (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

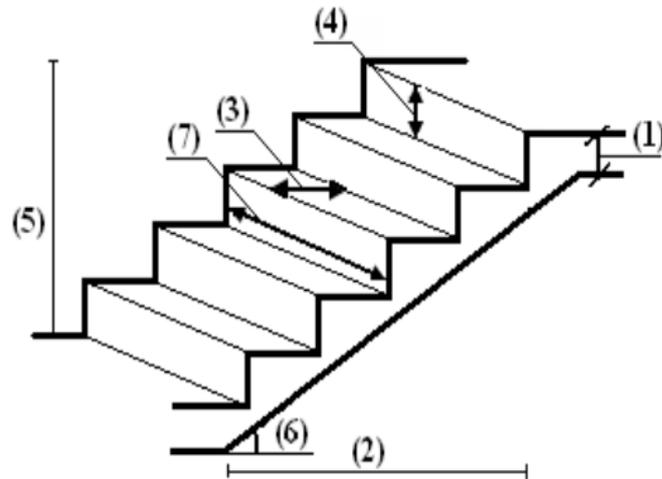


Figure II.5. Schéma de terminologie d'escalier

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on Cite celui de notre projet :

- Escalier droit à deux volées pour tous les étages

II.6.1 Le pré dimensionnement des Escaliers

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- La hauteur **h** des contre marches se situe entre **14 et 18 cm**.
- La largeur **g** se situe entre **25 et 32 cm**.
- La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est : **$60 \leq 2h + g \leq 65$ cm**
- **$h = \frac{H_0}{n}$ et $g = \frac{L_0}{n-1}$**

Avec

n: Nombre de contre marches sur la volée

n - 1 : Nombre de contre marches sur la volée

Suite à la différence des hauteurs entre le RDC et les Etages courantes, on distingue :

Escalier RDC

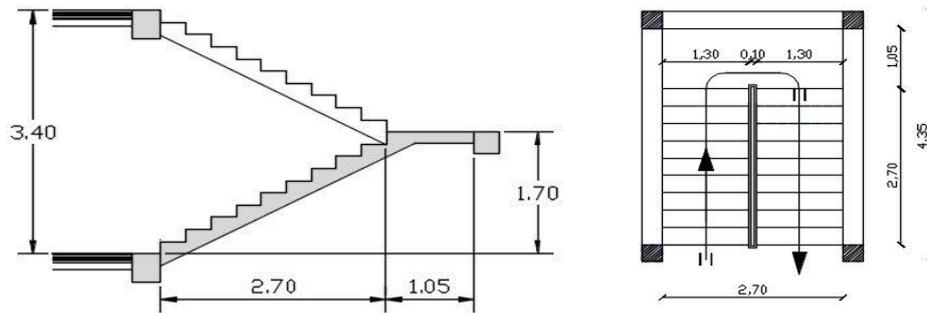


Figure II.6. Vue en plan et coupe transversal de l'escalier RDC

II.6.2 Le nombre de marche et de contremarche (à une seule volée) :

D'après BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$(1) on prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

Avec
$$h = \frac{H_0}{n} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } 2h + g = m$$

$$\Leftrightarrow \frac{L_0}{(n-1)} + \frac{2H_0}{n} = m$$

$$\Leftrightarrow m n^2 - (m + L_0 + 2H_0) n + 2H_0 = 0$$

Avec

$$H_{RDC} = 3.40 \text{ m} \rightarrow H_0 = 3.40/2 = 170 \text{ cm} \text{ et } L_0 = 270 \text{ cm} \text{ et } m = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a } 64 n^2 - 674 n + 340 = 0$$

La solution de l'équation est : **n=10 contre marches**

n-1 = 9 marches

$$\text{Puis } h = \frac{H_0}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

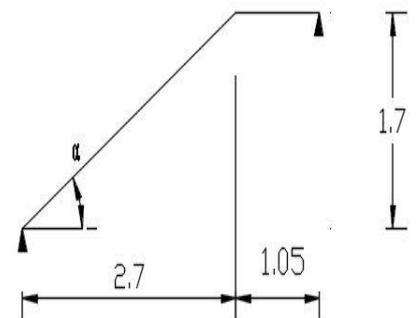
II.6.3 Épaisseur de la paillasse :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\text{Avec } L = \frac{1.7}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H_0}{L_0} = \tan^{-1} \frac{1.7}{2.7} = 32.20^\circ$$



Donc $L = 3.19 \text{ m}$

$$\Leftrightarrow \frac{3.19}{30} \leq e \leq \frac{3.19}{20} \rightarrow 0.11 \text{ m} \leq e \leq 0.16 \text{ m}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

Les deux conditions sont vérifiées

a) **Largeur de palier de repos :**

$$l_{pr} = L - L_0 = 3.75 - 2.70 = 1.05 \text{ m}$$

➤ Escalier étage courant :

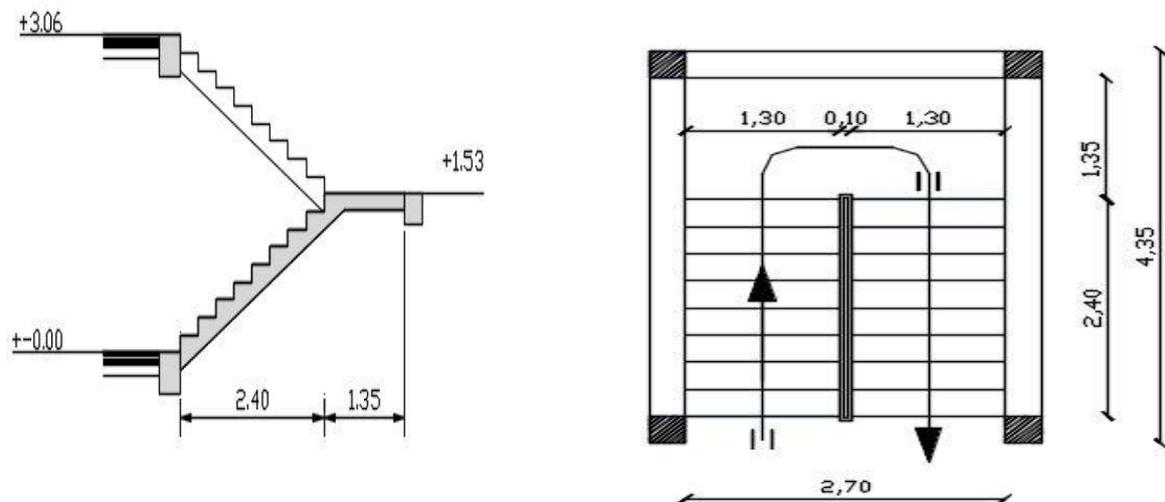


Figure II.8. Vue en plan et coupe transversal de l'escalier Etage courant

II.6.4 Le nombre de marche et de contremarche (à une seule volée) :

D'après BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$(1) on prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

Avec $h = \frac{H_0}{n}$ et $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $2h+g = m$

$$\Leftrightarrow \frac{L_0}{(n-1)} + \frac{2H_0}{n} = m$$

$$\Leftrightarrow m n^2 - (m + L_0 + 2H_0) n + 2H_0 = 0$$

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Avec

$$H_{RDC} = 3.40m \rightarrow H_0 = 3.06/2 = 153 \text{ cm et } L_0 = 240 \text{ cm et } m = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a } 64 n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : **n=9 contre marches**

n-1 = 8 marches

$$\text{Puis } h = \frac{H_0}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

b) Épaisseur de la pailasse :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\text{Avec } L = \frac{1.53}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H_0}{L_0} = \tan^{-1} \frac{1.53}{2.4} = 32.51^\circ$$

Donc : **L = 2.84 m**

$$\Rightarrow \frac{2.84}{30} \leq e \leq \frac{2.84}{20} \rightarrow 0.09m \leq e \leq 0.14m$$

On prend : **e= 12 cm**

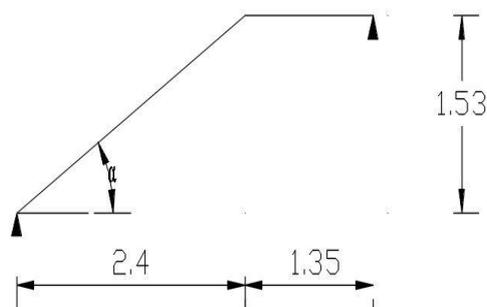


Figure II. 9. Schéma statique de la volée de l'étage courante

Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

Les deux conditions sont vérifiées

On optera une épaisseur $e = 15$ cm pour toutes les paillasses de la structure.

c) Largeur de palier de repos :

$$l_{pr} = L - L_0 = 3.75 - 2.40 = 1.35 \text{ m}$$

II.6.5 La poutre palière

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 2.7/15 \leq h \leq 2.7/10 \quad \text{donc} \quad 0.18 \leq h \leq 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Exigences du RPA99/2003} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Donc, on prend : } \mathbf{b = h = 30 \text{ cm}}$$

II.7 L'acrotère

C'est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$P = 0.0685 \times 25 = \mathbf{1.71 \text{ KN/ml}}$$

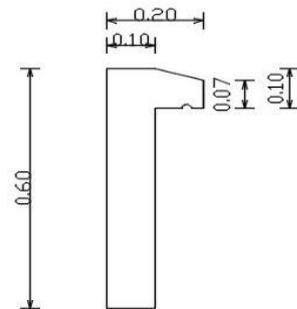


Figure II. 10. Coupe transversal de l'acrotère

II.8 Local d'ascenseur

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

⇒ Poids de la cabine vide : $P_c = 28,5 \text{ KN}$

⇒ Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) : $P_e = 7,50 \text{ KN}$

⇒ Vitesse de l'ascenseur : $V = 1 \text{ m/s}$

▪ **Dalle de la locale machinerie**

La dalle de la locale machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, ...etc.).

II.9 Descente des charges

II.9.1 Introduction

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.9.2 Evaluation des charges

II.9.2.1 Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II. 1. Evaluation des charges (*Terrasse inaccessible*)

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
Protection d'étanchéité en gravillon	0.05	21	1.05
Couche d'isolation en liège	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	20	2.0
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
	-	-	2.65
Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente (KN/m²)			6.26
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			1

II.9.2.2 Plancher d'étage courant

Tableau II. 2. Evaluation des charges (Etages courant)

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher en corps creux	-	-	2.65
Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Cloisons intérieures	-	-	1
Charge permanente (KN/m²)			5.13
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			1.5

II.9.2.3 Dalle pleine

Tableau II. 3. Evaluation des charges (Dalle pleine)

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Cloisons intérieures			1
Charge permanente (KN/m²)			5.95
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			1.5

II.9.2.4 Balcon

Tableau II.4. Evaluation des charges (Balcon)

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente (KN/m²)			5.53
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			3.5

II.9.2.5 Escaliers

II.9.2.5.1 *Volée (paillasse)*

Tableau II.5. Evaluation des charges d'escalier (paillasse)

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17	22	1.87
Paillasse	0.15	25	4.38
Enduit de plâtre	0.02	14	0.4
Garde de corps	-	-	0.1
Charge permanente (KN/m²)			8.85
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			2.5

II.9.2.5.2 Palier de repos

Tableau II.6. Evaluation des charges : Escalier (Palier de repos)

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier de repos	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	14	0.26
Charge permanente (KN/m²)			5.21
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			2.5

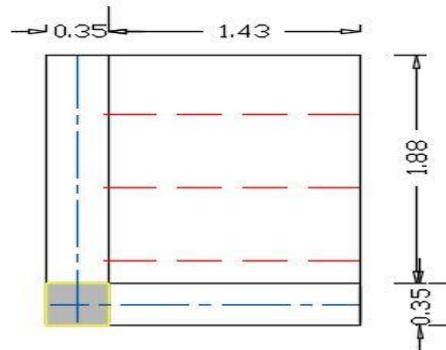
II.9.2.6 Murs extérieurs

Tableau II.7. Evaluation des charges (murs extérieurs)

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Maçonnerie	0.25	9	2.25
Enduit de plâtre	0.015	13	0.195
Enduit de ciment	0.015	20	0.3
Charge permanente (KN/m²)			2.745

II.9.3 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

➤ Poteau d'angle



Le poteau d'angle le plus sollicité est B1 à une surface afférente de :

$$S = 3.97 \text{ m}^2$$

Niveau	G	Q
N1	Sous plancher terrasse : Revêtement : $3.61 * [(1.88 + 0.25) * (1.43 + 0.25)]$ $= 12.92 \text{ KN}$ Corps creux : $2.65 * (1.43 * 1.88) = 7.12 \text{ KN}$ Poutre : $25 [(1.88 * (0.35 * 0.45)) + (1.43 * (0.35 * 0.4))] = 12.41 \text{ KN}$ Acrotère : $1.71 * (1.78 + 2.13) = 6.69 \text{ KN}$	$1 * (2.13 * 1.68) = 3.58 \text{ KN}$
Σ_1	39.14 KN	3.58 KN
N2	Poteau : $25 * (0.45 * 0.45) * 3.06 = 15.49 \text{ KN}$	
N3	Revêtement : $2.48 * [(1.48 * 1.93)] = 7.08 \text{ KN}$ Corps creux : $2.65 * (1.43 * 1.88) = 7.12 \text{ KN}$ Poutre : $25 [(1.78 * (0.35 * 0.45)) + (1.33 * (0.35 * 0.4))] = 11.66 \text{ KN}$	$1.5 * (1.48 * 1.93) = 4.28 \text{ KN}$
Σ_2	80.50 KN	7.86 KN
N4	Poteau : 15.49 KN	
N5	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.66 KN	$1.5 * (1.48 * 1.93) = 4.28 \text{ KN}$
Σ_2	121.86 KN	12.15 KN
N6	Poteau : 15.49 KN	
N7	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.66 KN	$1.5 * (1.48 * 1.93) = 4.28 \text{ KN}$
Σ_2	163.23 KN	16.43 KN

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

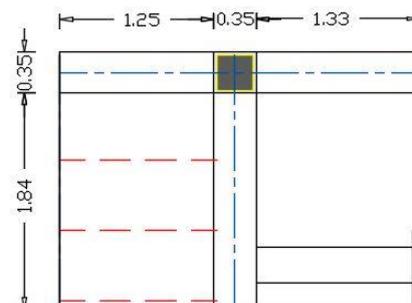
N8	Poteau : 15.49 KN	
N9	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.66KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	204.59 KN	20.72 KN
N10	Poteau : 15.49 KN	
N11	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.66 KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	245.95 KN	25.00 KN
N12	Poteau : 15.49 KN	
13	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.66 KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	287.31 KN	29.29 KN
N14	Poteau : 15.49KN	
N15	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.66 KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	328.68 KN	33.57 KN
N16	Poteau : 15.49 KN	
N17	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.29 KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	370.04 KN	37.86 KN
N18	Poteau : 15.49 KN	
N19	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.29 KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	411.40 KN	42.14 KN
N20	Poteau : $25*(0.55*0.55)*3.40=25.71$ KN	
N21	Revêtement : 7.08 KN Corps creux : 7.12 KN Poutre : 11.29 KN	$1.5*(1.48*1.93)=4.28$ KN
Σ_2	462.99 KN	46.42 KN
N22	Amorce Poteau : $25*(0.55*0.55)*1.00=7.56$ KN	
Σ_2	470.55 KN	46.42 KN
Σ	470.55 KN	46.42 KN

➤ Poteau de rive

Le poteau de rive le plus sollicité est H6 à

une surface afférente de :

$$S = 6.42 \text{ m}^2$$



Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Niveau	G	Q
N1	Sous plancher terrasse : Revêtement : $3.61*(2.93*2.1)=22.21$ KN Corps creux : $2.65*(2.93*2.1)=16.31$ KN Poutre : $25[(1.84*(0.35*0.45)) + (2.58*(0.35*0.4))]=16.28$ KN Acrotère : $1.71*2.93=5.01$ KN	$1*(2.93*2.1)=6.15$ KN
Σ_1	59.80 KN	6.15 KN
N2	Poteau : $25*(0.45*0.45)*3.06=15.49$ KN poutre palière: $25*(0.30*0.30)*1.33=2.99$ KN Palier de repos: $5.23*(1.84*1.33)=12.80$ KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N3	Revêtement : $2.48*[(1.84*1.25)]=5.70$ KN Corps creux : $2.65*(1.84*1.25)=6.10$ KN Poutre : $25[(1.84*(0.35*0.45)) + (1.25*(0.35*0.4))]=11.62$ KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	114.50 KN	15.72 KN
N4	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N5	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.10 KN Poutre : 11.62 KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	169.21 KN	25.29 KN
N6	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N7	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62 KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	223.91 KN	34.86 KN
N8	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N9	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62 KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	278.61 KN	44.43 KN
N10	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

	Palier de repos: 12.80 KN	
N11	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62 KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	333.31 KN	53.99 KN
N12	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N13	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	388.01 KN	63.56 KN
N14	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N15	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62 KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	442.71 KN	73.13 KN
N16	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N17	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62 KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	497.42 KN	82.70 KN
N18	Poteau : 15.49 KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N19	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	552.12 KN	92.27 KN
N20	Poteau : $25*(0.55*0.55)*3.40=25.71$ KN Poutre palière: 2.99 KN Palier de repos: 12.80 KN	$2.5*(1.84*1.33)=6.12$ KN
N21	Revêtement : 5.70 KN Corps creux : 6.09 KN Poutre : 11.62KN	$1.5*(1.84*1.25)=3.45$ KN
Σ_2	617.04 KN	101.83 KN
N22	Amorce Poteau : $25*(0.55*0.55)*1.00=7.56$ KN	
Σ	624.60 KN	101.83 KN

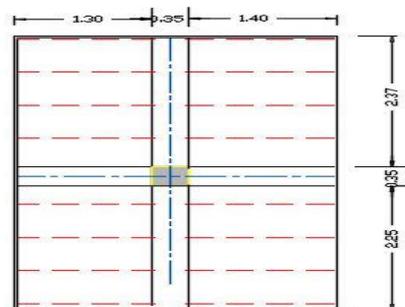
Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

➤ Poteau de central

Le poteau central le plus sollicité est F4 à

une surface afférente de :

$$S = 16.13 \text{ m}^2$$



Niveau	G	Q
N1	Sous plancher terrasse : Revêtement : $3.61 * 16.13 = 58.19 \text{ KN}$ Corps creux : $2.65 * (2.7 * 4.62) = 33.06 \text{ KN}$ Poutre : $25[(4.62 * (0.35 * 0.45)) + (2.7 * (0.35 * 0.4))] = 27.64 \text{ KN}$	$1 * 16.13 = 16.13 \text{ KN}$
Σ_1	118.89 KN	16.13 KN
N2	Poteau : $25 * (0.45 * 0.45) * 3.06 = 15.49 \text{ KN}$	
N3	Revêtement : $2.48 * 16.13 = 40.00 \text{ KN}$ Corps creux : $2.65 * (2.7 * 4.62) = 33.06 \text{ KN}$ Poutre : 27.64 KN	$1.5 * (16.13) = 24.20 \text{ KN}$
Σ_2	235.12 KN	40.33 KN
N4	Poteau : 15.49 KN	
N5	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	$1.5 * (16.13) = 24.20 \text{ KN}$
Σ_2	335.31 KN	64.52 KN
N6	Poteau : 15.49 KN	
N7	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	$1.5 * (16.13) = 24.20 \text{ KN}$
Σ_2	467.50 KN	88.72 KN
N8	Poteau : 15.49 KN	
N9	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	$1.5 * (16.13) = 24.20 \text{ KN}$
Σ_2	583.69 KN	112.91 KN
N10	Poteau : 15.49 KN	
N11	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	$1.5 * (16.13) = 24.20 \text{ KN}$
Σ_2	699.88 KN	137.11 KN
N12	Poteau : 15.49 KN	
N13	Revêtement : 40.00 KN	$1.5 * (16.13) = 24.20 \text{ KN}$

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

	Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	
\sum_2	816.07 KN	161.30 KN
N14	Poteau : 15.49KN	
N15	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	1.5*(16.13)=24.20 KN
\sum_2	932.26 KN	185.50 KN
N16	Poteau : 15.49KN	
N17	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	1.5*(16.13)=24.20 KN
\sum_2	1048.45 KN	209.69 KN
N18	Poteau : 15.49 KN	
N19	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	1.5*(16.13)=24.20 KN
\sum_2	1164.65 KN	233.93 KN
N20	Poteau : $25*(0.55*0.55)*3.40=25.71$ KN	
N21	Revêtement : 40.00 KN Corps creux : 33.06 KN Poutre : 27.64 KN	1.5*(16.13)=24.20 KN
\sum_2	1291.06 KN	258.13 KN
N22	Amorce Poteau : $25*(0.55*0.55)*1.00=7.56$ KN	
\sum	1298.62 KN	258.08 KN

Les résultats de la descente des charges sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.8. La descente des charges

	Angle		Rive		Central	
	G	Q	G	Q	G	Q
Terrasse	39,14	3,58	59,80	6,15	118,93	16,13
Etage 09	80,50	7,86	114,50	15,72	235,12	40,33
Etage 08	121,86	12,15	169,21	25,29	351,31	64,52
Etage 07	163,23	16,43	223,91	34,86	467,50	88,72
Etage 06	204,59	20,72	278,61	44,43	583,69	112,91
Etage 05	245,95	25,00	333,31	53,99	699,88	137,11

Etage 04	287,31	29,29	388,01	63,56	816,07	161,30
Etage 03	328,68	33,57	442,71	73,13	932,26	185,50
Etage 02	370,04	37,86	497,42	82,70	1 048,45	209,69
Etage 01	411,40	42,14	552,12	92,27	1 164,65	233,89
RDC	462,99	46,42	617,04	101,83	1 291,06	258,08
A/ pot	470,55	46,42	624,60	101,83	1 298,62	258,08
Σ	470,55	46,42	624,60	101,83	1 298,62	258,08

II.9.4 Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_0, Q_1 \dots \dots \dots Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage

1.2.....n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse..... Q_0 .
- Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .
- Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sur l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$ $Q_0+ (3+n)/2 * n(Q_1+Q_2+ \dots +Q_n)$.

Lorsque la charge d'exploitation est la même (comme notre cas) pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la terrasse Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0.90 Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0.80 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de **10%** par étage jusqu'à **0.50 Q**, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

Tableau II.9. La dégression des charges

Niveau	Coefficient	Surcharges en KN	
		Avent	Après
Terrasse	1	16.13	16.13
9 ^{ème} étage	1	24.20	24.20
8 ^{ème} étage	0.9	24.20	21.78
7 ^{ème} étage	0.8	24.20	19.36
6 ^{ème} étage	0.7	24.20	26.94
5 ^{ème} étage	0.6	24.20	14.52
4 ^{ème} étage	0.5	24.20	12.1
3 ^{ème} étage	0.5	24.20	12.1
2 ^{ème} étage	0.5	24.20	12.1
1 ^{er} étage	0.5	24.20	12.1
RDC	1	24.20	24.20
Totale		258.93 KN	161.33 KN

Les calculs montrent que le poteau central F4 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_t = 1\,298,62 \text{ KN}$$

$$Q_t = 161,33 \text{ KN}$$

II.9.5 Vérification des sections des poteaux

II.9.5.1 L'effort normal ultime

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

$$10\% \text{ tel que } : N_u = (1.35G + 1.5Q) * 1.1$$

$$\text{Donc } : N_u = [1.35(1298,62) + 1.5 (161,33)] * 1.1 = \mathbf{2194,64 \text{ KN}}$$

II.9.5.2 Vérification de la compression

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

et

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

B : section de poteau en m^2

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{2194,64 * 10^{-3}}{14,2} = 0,15 \text{ m}^2$$

On a $B = 55 * 55 = 0,30 \text{ m}^2 > 0,15 \dots\dots$ Condition vérifiée.

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.10. Les vérifications à la compression à tous les niveaux

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu*1.1 (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Terrasse	118,93	16,13	0,20	0.12	1,67	15	Condition vérifié
9 ^{ème} étage	235,12	40,33	0,39	0.12	3.25	15	CV
8 ^{ème} étage	351,31	62,11	0,56	0.12	4.67	15	CV
7 ^{ème} étage	467,5	81,47	0,73	0.12	6.08	15	CV
6 ^{ème} étage	583,69	108,41	0,91	0.2	4,55	15	CV
5 ^{ème} étage	699,88	122,93	1,06	0.2	5,30	15	CV
4 ^{ème} étage	816,07	135,03	1,23	0.2	6,15	15	CV
3 ^{ème} étage	932,26	147,13	1,40	0.25	5.60	15	CV
2 ^{ème} étage	1 048,45	159,23	1,58	0.25	6.32	15	CV
1 ^{er} étage	1 164,65	171,33	1,75	0.3	5.83	15	CV
RDC	1 291,06	195,53	1,96	0.3	6.53	15	CV

II.9.5.3 Vérification des conditions du RPA

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b1, h1, he : les dimensions du poteau :

Pour la zone IIa on a :

- $\text{Min}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b1/h1 < 4$

Les trois conditions sont vérifiées pour les deux différentes sections des poteaux.

Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

α : Coefficient tenant compte de l'élanement

$$\bullet \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\bullet \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f = 0.7l_0$$

• l_f : La longueur de flambement

• l_0 : Longueur du poteau

• i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% * Br$ (pour la zone IIa) on prend $A_s = 1\% * Br$

$$Br_{cal} \leq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq Br_{cal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.11. Vérification au flambement

Niveau	Nu (MN)	Lf (m)	λ	α	Br_{cal} (m ²)	Br (m ²)	Vérification
Terrasse	0,20	1,83	18.30	0,81	0,011	0.10	Vérifié
9 ^{ème} étage	0,39	1,83	18.30	0,81	0,022	0.10	CV
8 ^{ème} étage	0,56	1,83	18.30	0,81	0,031	0.10	CV
7 ^{ème} étage	0,73	1,83	18.30	0,81	0,041	0.10	CV
6 ^{ème} étage	0,91	1,83	14.08	0,83	0,049	0.18	CV
5 ^{ème} étage	1,06	1,83	14.08	0,83	0,058	0.18	CV

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

4 ^{ème} étage	1,23	1,83	14,08	0,83	0,067	0,18	CV
3 ^{ème} étage	1,40	1,83	13,07	0,83	0,076	0,23	CV
2 ^{ème} étage	1,58	1,83	13,07	0,83	0,10	0,23	CV
1 ^{er} étage	1,75	1,83	11,44	0,83	0,10	0,28	CV
RDC	1,96	2,07	12,94	0,83	0,11	0,28	CV

Toutes les conditions sont vérifiées pour tous les sections des poteaux.

II.10 Conclusion

A la fin de ce chapitre, on peut conclure les sections des éléments structuraux :

⇒ Poutres principales : 45x35 cm²

⇒ Poutres secondaires : 40x35cm²

⇒ Plancher :

$$(20+5) \begin{cases} h_{dc}: \text{hauteur de la dalle de compression} = 5\text{cm} \\ h_{cc}: \text{hauteur du corps creux} = 20\text{cm} \\ b_0: \text{largeur de la nervure} = 10\text{cm} \\ L_0: \text{distance entre axe des poutrelles} = 65\text{cm} \\ h_t; \text{Hauteur totale du plancher} = 25\text{cm} \end{cases}$$

⇒ Poteaux de R.D.C et 1^{er} Etage : (b, h) = **(55,55) cm²**.

⇒ ⇒ 2^{ème} et 3^{ème} Etage : (b, h) = **(50,50) cm²**.

⇒ Poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} Etage: (b, h) = **(45,45) cm²**. ⇒ 7^{ème} et 8^{ème} et 9^{ème} Etage:(b,h)=**(40,35)cm²**.

⇒ Voile d'une épaisseur de 15 cm

⇒ Escalier de 9 marche et une épaisseur de 12 cm pour le palier et palliasse

⇒ Poutre palier : h=b= 30 cm

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires

❖ Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie ni du système de contreventement ni du système porteur. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ils ont comme rôle d'assurer la sécurité et le confort des usagers.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les planchers (corps creux).
- ✓ Balcon.
- ✓ L'ascenseur.

III.1 L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire de la structure, on peut le simuler comme une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, il a pour objectif l'étanchéité et notamment la protection des personnes accédant à la terrasse.

Elle est soumise à son poids propre G qui donne un effort normal N et une surcharge Q (1kn/m) due à des poussées d'exploitation humaine ; celle-ci donne des efforts horizontaux créant un moment M au niveau de l'encastrement.

Normalement, l'acrotère doit être calculée sous l'action du séisme et du vent, mais ce calcul nous donne généralement des sollicitations très faibles vue sa petite taille, donc on a préféré faire un petit calcul sous ces charges, puis on procède à une vérification à l'effort tranchant.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

III.1.1 Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.1.2 Evaluation des charges

III.1.2.1 Poids propre

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 0.0685 \times 25 \times 1.00 = \mathbf{1.71 \text{ KN}}$$

III.1.2.2 Poids des enduits

$$G_2 = 0.03 \times 18 \times 0.6 \times 1.00 = \mathbf{0.324 \text{ KN}}$$

III.1.2.3 Le poids total

$$G = G_1 + G_2 = 1.71 + 0.324 = \mathbf{2.034 \text{ KN}}$$

III.1.2.4 La surcharge

$$Q = \mathbf{1.00 \text{ KN}}$$

III.1.2.5 Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \text{ (RPA ART. 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = \mathbf{0,15}$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = \mathbf{0,8}$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.034 = \mathbf{0.98 \text{ KN}}$$

III.1.3 Calcul des sollicitations

III.1.3.1 Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} S_1 = 60 * 10 = 600 \text{ cm}^2, & x_1 = 5 \text{ cm}, & y_1 = 30 \text{ cm} \\ S_2 = \frac{3 * 10}{2} = 15 \text{ cm}^2, & x_2 = 10 + \frac{10}{3} = 13.33 \text{ cm}, & y_2 = 60 - \left(2 * \frac{3}{3}\right) = 58 \text{ cm} \\ S_3 = 10 * 7 = 70 \text{ cm}^2, & x_3 = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ cm}, & y_3 = 60 - \left(3 - \frac{7}{2}\right) = 53.5 \text{ cm} \end{cases}$$
$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = \frac{(600 * 5) + (15 * 13.33) + (70 * 15)}{685} = \mathbf{6.20 \text{ cm}} \\ Y_g = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i} = \frac{(600 * 30) + (15 * 58) + (70 * 53.5)}{685} = \mathbf{33.01 \text{ cm}} \end{cases}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

III.1.3.2 Moment engendré par les sollicitations

$$\begin{cases} N_G = 2.034 \text{ KN} \rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q * h = 1.00 * 0.60 = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_P * Y_g = 0.98 * 0.33 = 0.323 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.1.3.3 Combinaison d'action

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau ci-dessus

Tableau III .1. Combinaison d'action acrotère

Sollicitation	ELA (G+Q+E)	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
N(KN)	2.034	2.746	2.034
M (KN.m)	0.923	0.9	0.6

III.1.4 Etude de l'acrotère à L'ELU

On a : $M_U = 0.9 \text{ KN.m}$, $N_U = 2.746 \text{ KN}$, $h = 0.6 \text{ m}$

$$e_0 > \frac{h}{6} \text{ avec } \begin{cases} e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.746} = 0.327 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.100 \text{ m} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans ce cas ($e_0 > \frac{h}{6}$), le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL91 (Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} e_a = \max\{2 \text{ cm} ; h/250\} = \max\{2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}\} = 2 \text{ cm} \\ e_2 = \frac{3 * L_f^2}{h_0 * 10^4} * (2 + \theta * \alpha) \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

(Art4.3.5)

Tel que :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ avec } M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0 \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art4.3.5)}$$

$$L_f = 2 * h = 2 * 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

h_0 : Hauteur de la section = **10 cm**

θ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 * 1.2^2}{0.1 * 10^4} * 2 \rightarrow e_2 = \mathbf{0.00864 \text{ m}}$$

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.327 + 0.02 + 0.00864 \rightarrow e = \mathbf{0.356 \text{ m}}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\mathbf{Nu = 2.746 \text{ KN.}}$$

$$Mu = Nu * e = 2.746 * 0.356 \rightarrow \mathbf{Mu = 0.98 \text{ KN.m}}$$

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

III.1.5.1 Calcul à l'ELU :

$e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u(d - h/2)$$

$$\text{Avec : } \mathbf{Nu = 2.746 \text{ KN} ; Mu = 0.98 \text{ KN.m} ; d = 0.08 \text{ m} ; h = 0.10 \text{ m}}$$

Donc :

$$M_f = 0.98 + 2.746(0.08 - 0.10/2) = \mathbf{1.06 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.06 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08^2 \cdot 14.2} = 0.0117 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\dot{\lambda} = 0)$$

A_l

$$= \frac{M_f}{Z \cdot f_{st}} \text{ avec } \begin{cases} Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) \text{ avec: } \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0147 \\ Z = 0.08 \cdot (1 - 0.0147) = 0.0788 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{1.06 \cdot 10^{-3}}{0.0788 \cdot 348} = 3.86 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.386 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = (3.86 \cdot 10^{-5}) - \frac{2.746 \cdot 10^{-3}}{348} = 3.07 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.307 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Remarque**

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable.

III.1.5.2 Vérification à l'ELU :

a) **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.08 \cdot \frac{2.1}{400} \\ = 9.66 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s = 0.307 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On ferraille avec A_{min} et on choisit :

$$A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (**fissuration préjudiciable**).

On doit vérifier si :

$$\tau_u <$$

$$\bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} V_u = Q + F_p = 1 + 0.98 = 1.98 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.98 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08} = 0.0247 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u < \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \text{min}(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa} \end{cases}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$\tau_u = 0.0247 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

III.1.5.3 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_s = 4\text{T6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.5.4 Espacement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm on opte pour } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm on opte pour } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.1.5.5 Vérification de l'adhérence

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i} \dots \text{RPA (Article. A. 6. 1, 3)}$$

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n * \phi * \pi = 4 * 8 * 3.14 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{1.98 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 10.048 * 10^{-2}} = 0.274 \text{ Mp}$$

$\bar{\xi}_{se} = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 3.83 \text{ Mpa}$ RPA Article. A. 6. 1, 21

ψ_s : est le coefficient de scellement $\square \square 1.5$ Pour les HA

$\xi_{se} = 0.274 \text{ Mpa} < \bar{\xi}_{se} = 3.83 \text{ Mpa} \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.1.5.6 Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes :

$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.034 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour HR}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * y_{ser}}{\mu_t} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser} * (d - y_{ser})}{\mu_t} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{c28}} \right\} = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

a) Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

Avec :

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.034} + \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) \rightarrow e_1 = 0.345 \text{ m}$$

$$e_1 > d \rightarrow "c" \text{ à l'extérieur de section } c = 0.08 - 0.345 = -0.245 \text{ m}$$

$$\begin{cases} c = -0.245 \text{ m} \\ y_{ser} = y_c + c \\ y_c^3 + p * y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*) \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} q = -2 * c^3 + 90 * A_s * \frac{(d - c)^2}{b} = -2(-0.245)^3 + 90 * 2.01 * 10^{-4} * \frac{(0.08 + 0.245)^2}{1} = 0.031 \text{ m}^2 \\ p = -3 * c^2 + 90 * A_s * \frac{(d - c)}{b} = -3(-0.245)^2 + 90 * 2.01 * 10^{-4} * \frac{(0.08 + 0.245)}{1} = 0.174 \text{ m}^2 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.185 \text{ m}$; $y_{ser} = 0.060 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b * y_{ser}^2}{2} - 15 * A_s (d - y_{ser}) \\ &= \frac{0.08 * 0.06^2}{2} - 15 * 2.01 * 10^{-4} (0.08 - 0.060) \\ &= 8.37 * 10^{-5} \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * y_{ser}}{\mu_t} = \frac{2.034 * 10^{-3} * 0.06}{8.37 * 10^{-5}} = 1.45 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser} (d - y_{ser})}{\mu_t} = \frac{15 * 2.034 * 10^{-3} (0.08 - 0.06)}{8.37 * 10^{-5}} = 7.29 \text{ Mpa} < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv \end{cases}$$

III.1.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère

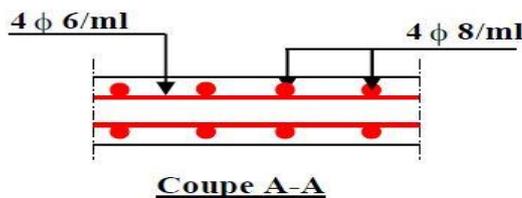


Figure III .2. Coupe horizontale de l'acrotère

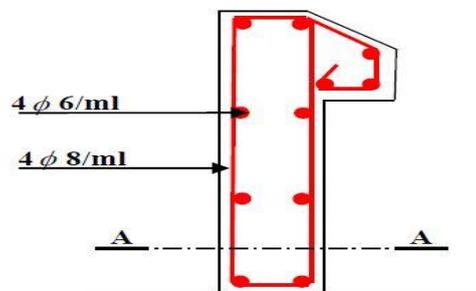


Figure III .3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul des escaliers

III.2.1 Les escaliers du RDC

III.2.1.1 Calcul de paillasse et palier de repos

III.2.1.1.1 Détermination des efforts :

La paillasse : $G_1 = 8.85 \text{ KN/m}^2$

Le palier de repos : $G_2 = 5.21 \text{ KN/m}^2$

La surcharge de l'escalier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

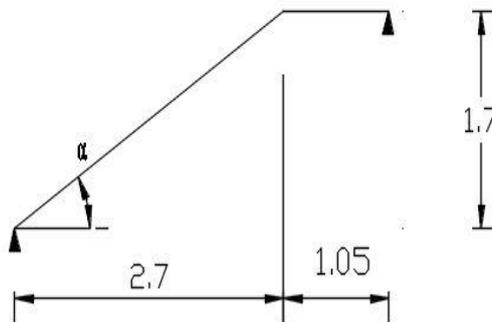


Figure III .4. Schéma statique de la volée RDC

III.2.1.1.2 Moments et efforts tranchants :

a) A l'ELU :

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 * 8.85 + 1.5 * 2.5 = 15.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 * 5.21 + 1.5 * 2.5 = 10.78 \text{ KN/m}^2$$

$$q_1 q_2$$

Par la méthode RDM on trouve :

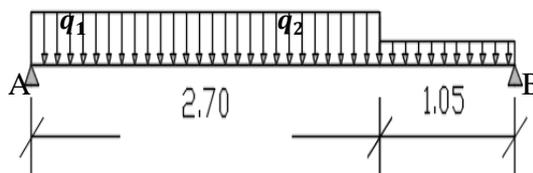


Figure III .5. Schéma statique avec chargement escalier RDC

$$R_A = 28.72 \text{ KN}$$

$$R_B = 25.01 \text{ KN}$$

$$M_0 = 25.19 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$M_t^{max} = 0.75.M_0 = 18.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.50.M_0 = -12.60 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 28.72 \text{ KN}$$

b) A PELS :

$$q_{s1} = G_1 + Q = 8.85 + 2.5 = 11.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s2} = G_2 + Q = 5.21 + 2.5 = 7.71 \text{ KN/m}^2$$

Par la méthode RDM on trouve

$$R_A = 20.74 \text{ KN}$$

$$R_B = 18.00 \text{ KN}$$

$$M_0 = 18.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.75.M_0 = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.50.M_0 = -9.07 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 20.08 \text{ KN}$$

III.2.1.1.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h) pour une bande de 1.3m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ b = 130 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

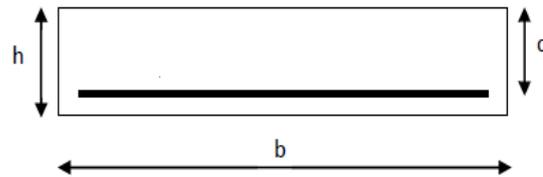


Figure III .6. Section à ferrailler de l'escalier

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa } \mu_l = 0.392 ,$$

$$A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s} \text{ avec } z = (1 - 0.4 \alpha).d \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III .2. Résumé des résultats de ferrailage d'escalier RDC.

Section	M (KN. m)	μ	α	Z (m)	A_s^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_s^{adopté}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	18.89	0.060	0.078	0.125	4.31	2.04	4HA14 = 6.16	25
Sur appui	-12.60	0.040	0.050	0.127	2.84	2.04	4HA12 = 4.52	25

Armatures de répartition :

$$A_s^r = \frac{A_s}{4}$$

Tableau III .3. Résultats de ferrailage des armatures de répartition

Section	$A_s^{r cal}$ (cm^2/ml)	$A_s^{r adopté}$ (cm^2/ml)	Choix	S_t (cm)
En travée	1.54	2.01	4HA8	25
Sur appui	1.13	2.01	4HA8	25

L'espace maximal :

$$S_t \leq \min\{3. h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 * 15 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Donc : on opte pour

$S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification de la flèche :**

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Cette vérification n'est pas nécessaire, car les escaliers ont été pré dimensionnés avec la condition de la flèche.

▪ Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{28.72 \cdot 10^{-3}}{1.3 \cdot 0.13} = 0.170 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ CV → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, y'a pas de risque de rupture par cisaillement

▪ Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

▪ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

▪ Position de l'axe neutre (y) :

D'après le maître de BAEL91 on cette équation (pour trouver (y) on doit résoudre cette équation de deuxième degré) :

$$\frac{1}{2} b \cdot y^2 + n \cdot A_s (y - d) - n \cdot A_s (d - y) = 0 \quad \text{Avec } A_s = 0 \text{ et } n = 15$$

▪ Calcul de moment d'inertie (I) :

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III .4. Vérification des contraintes à l'ELS (escaliers RDC).

Section	M_{ser} (<i>KN.m</i>)	y (<i>cm</i>)	I (<i>cm</i> ⁴)	σ_{bc} (<i>Mpa</i>)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (<i>Mpa</i>)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (<i>Mpa</i>)
En travée	13.62	3.65	10178.89	4.88	15	CV
Sur appui	-9.07	3.20	7928.27	3.66	15	CV

III.2.2 Calcul de la poutre palière (RDC)

La poutre est considérée partiellement encastree sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

Le pré dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

$$h = b = 30 \text{ cm.}$$

III.2.2.1 Evaluation des charges :

Poids propre : $0.30 * 0.30 * 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids du mur : $2.76 * (3.40 - 0.40) / 2 = 4.14 \text{ KN/m}$

$$G_{pp} = 2.25 + 4.14 = \mathbf{6.39 \text{ KN/m}}$$

Réaction de l'escalier sur la poutre

$$q_{eu} = \frac{(15.69 * 2.70) + (10.78 * 1.05)}{3.75} = 14.31 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } R_{eu} = \frac{q_{eu} * l}{2} = \frac{14.31 * 3.75}{2} = 26.84 \text{ KN/m}$$

$$q_{es} = \frac{(11.35 * 2.70) + (7.71 * 1.05)}{3.75} = 10.33 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } R_{es} = \frac{q_{eu} * l}{2} = \frac{10.33 * 3.75}{2} = 19.37 \text{ KN/m}$$

III.2.2.2 Sollicitations du calcul:

ELU: $q_{ppu} = 1.35G_{pp} + R_{eu} = 1.35(6.39) + 26.84 = 35.47 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q_{ppu} \cdot l^2}{8} = \frac{35.47 * 3^2}{8} = 39.90 \text{ KN.m}$$

$M_t^{max} = 0.85.M_0 = 33.92 \text{ KN.m}$

$M_a^{max} = -0.30.M_0 = -11.97 \text{ KN.m}$

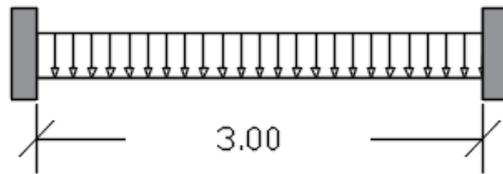


Figure III .7. Schéma statique de la poutre palière

$V_u = \frac{q_{ppu} \cdot l}{2} = 53.21 \text{ KN}$

ELS: $q_{pps} = G_{pp} + R_{es} = (6.39) + 19.37 = 25.76 \text{ KN}$

$$M_0 = \frac{q_{pps} \cdot l^2}{8} = \frac{33.23 * 3^2}{8} = 28.98 \text{ KN.m}$$

$M_t^{max} = 0.85.M_0 = 24.63 \text{ KN.m}$

$M_a^{max} = -0.30.M_0 = -8.69 \text{ KN.m}$

III.2.2.3 Etude de la poutre palière à la flexion simple (RDC)

III.2.2.3.1 Calcul du ferrailage :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa } \mu_l = 0.392 ,$

$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \text{ Avec } z = (1 - 0.4 \alpha) \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et}$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$d = 0.9 \cdot h = 27 \text{ cm}$

$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

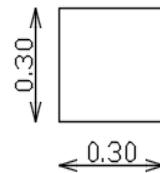


Tableau III .5.Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Section	M_{ppu} (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_s^{cal} > A_{min} (cm)
En travée	33.92	0.109	0.145	0.254	3.84	1.00	CV
Sur appui	-11.97	0.038	0.049	0.265	1.29	1.00	CV

III.2.2.3.2 Calcul des armatures transversales:

- **Vérification si les armatures transversales:**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{53.21 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.27} = 0.657 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ CV → Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{min}\right\} \rightarrow \phi_t \leq \min\{8.6; 30; 12\} \rightarrow \phi_t \leq 8.6 \text{ mm}$$

On prend

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0.50 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement des armatures transversales :**

a) $S_t \leq \min\{0.9.d; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{24; 40\} \rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$

b) $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{0.50 \cdot 400}{0.4 \cdot 30} = 16.66 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 16.66 \text{ cm}$

On prend

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

III.2.2.3.3 Etude de la poutre palière à la torsion (RDC)

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

D'après le CBA, la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses.

$$\tau_{ut} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Avec : M_{tor} : Moment de torsion

$$M_{tor} = \frac{M_a^{max} \cdot l}{2} = \frac{11.97 \cdot 3}{2} = 17.96 \text{ KN.m}$$

$$b_0 : \text{Épaisseur réelle de la paroi } b_0 = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \cdot (h - b_0) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \tau_{ut} = \frac{17.96 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 625 \cdot 10^{-4} \cdot 0.05} = 2.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{53.21 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.27} = 0.657 \text{ Mpa}$$

τ_{uv} : Contrainte tangente de cisaillement.

La fissuration est peu préjudiciable : $\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$

Pour les sections creuses, on doit vérifier :

$$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} = 2.95 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

• **Calcul du ferrailage à la torsion :**

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega}$$

Avec :

U : Périmètre de la section de la poutre palière $U = (h + b) \cdot 2 = 120 \text{ cm}$

$$M_{tor} : \text{Moment de torsion } M_{tor} = \frac{M_a^{max.l}}{2} = \frac{11.97 \cdot 3}{2} = 17.96 \text{ KN.m}$$

Donc :
$$A_l = \frac{17.96 \cdot 10^{-3} \cdot 1.2 \cdot 1.15}{400 \cdot 2 \cdot 625 \cdot 10^{-4}} = 4.95 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega} = \frac{17.96 \cdot 10^{-3} \cdot 0.15 \cdot 1.15}{400 \cdot 2 \cdot 625 \cdot 10^{-4}} = 0.62 \text{ cm}^2$$

III.2.2.3.4 Calcul du ferrailage global (torsion + flexion simple)

- **Armatures longitudinales :**

En travée: $A_{s t} = A_t^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 3.84 + \frac{4.95}{2} = 6.32 \text{ cm}^2$

Soit :
$$3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Sur appuis: $A_{s a} = A_a^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 1.29 + \frac{4.95}{2} = 3.77 \text{ cm}^2$

Soit :
$$3HA14 + 1HA12 = 5.75 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales :**

$$A_{s a} = A_{tran}^{FS} + A_{tran}^{tor} = 0.50 + 0.62 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit :
$$4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (Un cadre et un étrier)}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc})

▪ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

▪ Position de l'axe neutre (y) :

D'après le maître de BAEL91 on a cette équation (pour trouver (y) on doit résoudre cette équation de deuxième degré) :

$$\frac{1}{2} b \cdot y^2 + n \cdot A_s (y - d) - n \cdot A_s (d - y) = 0 \text{ avec } \lambda_s = 0 \text{ et } n = 15$$

▪ Calcul de moment d'inertie (I) :

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III .6. Vérification des contraintes à l'ELS (poutre palière RDC).

Section	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
En travée	24.63	11.23	44068.37	6.28	15	CV
Sur appui	-8.69	9.91	34930.14	2.46	15	CV

III.2.2.3.5 Schémas de ferrailage escalier RDC

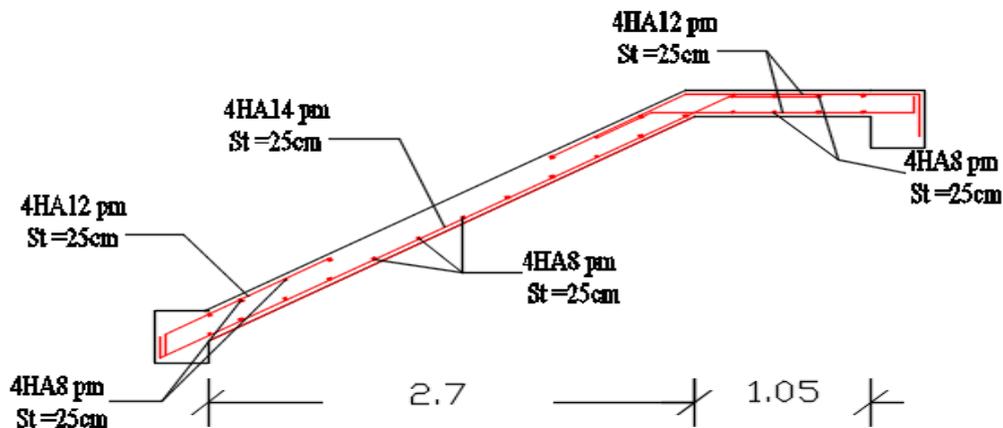


Figure III .8. Schéma de ferrailage de l'escalier RDC

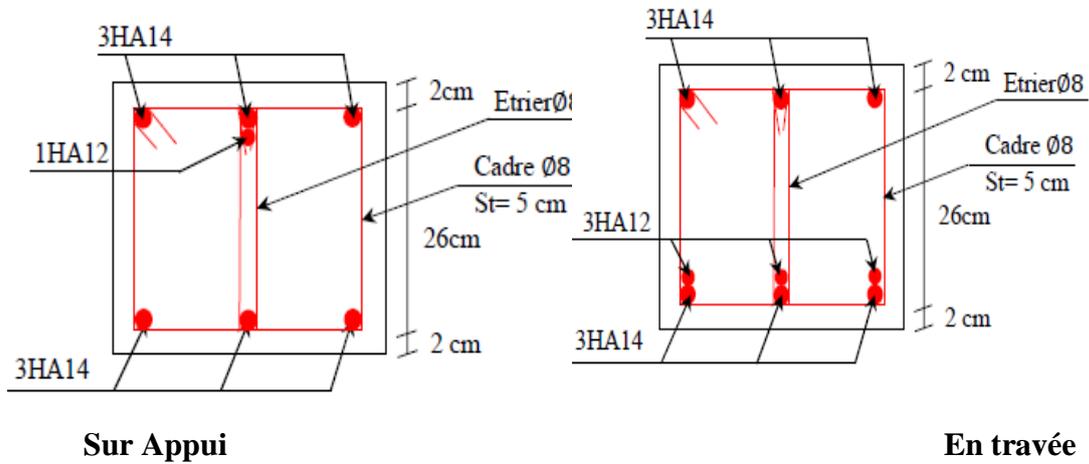


Figure III .9. Schéma de ferrailage de la poutre palière sur appui (RDC)

III.2.3 Les escaliers des étages courants

Calcul de paillasse et palier de repos

III.2.3.1 Détermination des efforts :

La paillasse : $G_1 = 8.85 \text{ KN/m}^2$

Le palier de repos : $G_2 = 5.21 \text{ KN/m}^2$

La surcharge de l'escalier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

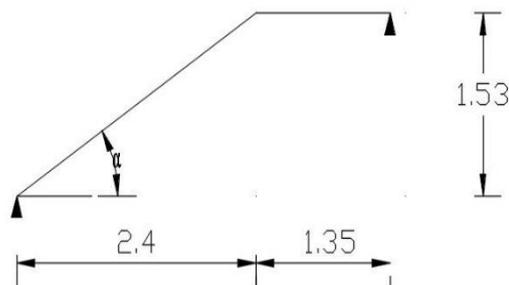


Figure III .10. Schéma statique de la volée étage courant

III.2.3.2 Moments et efforts tranchants :

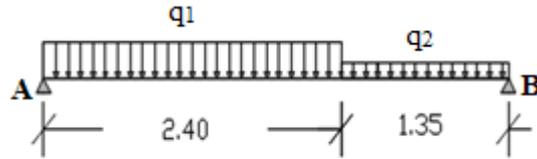
III.2.3.2.1 A l'ELU :

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 * 8.85 + 1.5 * 2.5 = 15.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 * 5.21 + 1.5 * 2.5 = 10.78 \text{ KN/m}^2$$

Par la méthode RDM on trouve

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires



$$R_A = 28.22 \text{ KN:}$$

$$R_B = 24.00 \text{ KN}$$

$$M_0 = 24.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.75 \cdot M_0 = 18.35 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.50 \cdot M_0 = -12.23 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 28.22 \text{ KN}$$

III.2.3.2.2 A l'ELS :

$$q_{s1} = G_1 + Q = 8.85 + 2.5 = 11.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s2} = G_2 + Q = 5.21 + 2.5 = 7.71 \text{ KN/m}^2$$

Par la méthode RDM on trouve

$$R_A = 21.48 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.25 \text{ KN}$$

$$M_0 = 17.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.75 \cdot M_0 = 13.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.50 \cdot M_0 = -8.82 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 21.48 \text{ KN}$$

III.2.3.3 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) pour une bande de 1.3m.

La fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

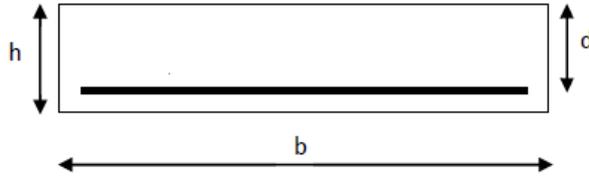


Figure 11. Section à ferrailleur de l'escalier

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ b = 130 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa } \mu_l = 0.392 ,$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \text{ avec } z = (1 - 0.4 \alpha) \cdot d \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III .7. Résumé des résultats de ferrailage d'escalier étage courant.

Section	M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_s^{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	18.35	0.059	0.076	0.126	4.18	2.04	4HA14 = 6.16	25
Sur appui	-12.23	0.039	0.049	0.127	2.76	2.04	4HA12 = 4.52	25

III.2.3.3.1 Armatures de répartition :

$$A_s^r = \frac{A_s}{4}$$

Tableau III .8. Résultats de ferrailage des armatures de répartition étage courant

Section	$A_s^{r\text{ cal}}$ (cm^2/ml)	$A_s^{r\text{ adopté}}$ (cm^2/ml)	Choix	S_t (cm)
En travée	1.54	2.01	4HA8	25
Sur appui	1.13	2.01	4HA8	25

III.2.3.3.2 L'espacement maximal :

$$S_t \leq \min\{3 \cdot h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Donc : on opte pour

$S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.3.3.3 Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire, car les escaliers ont été pré dimensionnés avec la condition de la flèche.

III.2.3.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{28.22 \cdot 10^{-3}}{1.3 \cdot 0.13} = 0.167 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ CV \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, y'a pas de risque de rupture par cisaillement

III.2.3.3.5 Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

III.2.3.3.6 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

III.2.3.3.7 Position de l'axe neutre (y) :

D'après le maître de BAEL91 on cette équation (pour trouver (y) on doit résoudre cette équation de deuxième degré) :

$$\frac{1}{2}b \cdot y^2 + n \cdot A_s(y - d) - n \cdot A_s(d - y) = 0 \quad \text{avec } A_s = 0 \text{ et } n = 15$$

III.2.3.3.8 Calcul de moment d'inertie (I) :

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III .9. Vérification des contraintes à l'ELS (escaliers étage courant).

Section	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
En travée	13.24	3.65	10178.89	4.88	15	CV
Sur appui	-8.82	3.20	7928.27	3.66	15	CV

III.2.3.4 Calcul de la poutre palière (étage courant)

La poutre est considérée partiellement encastree sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

$$h = b = 30 \text{ cm.}$$

III.2.3.4.1 Evaluation des charges :

$$\text{Poids propre : } 0.30 \cdot 0.30 \cdot 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur : } 2.76 \cdot (3.40 - 0.40) / 2 = 4.14 \text{ KN/m}$$

$$G_{pp} = 2.25 + 4.14 = 6.39 \text{ KN/m}$$

Réaction de l'escalier sur la poutre

$$q_{eu} = \frac{(15.69 * 2.40) + (10.78 * 1.35)}{3.75} = 13.92 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } R_{eu} = \frac{q_{eu} \cdot l}{2} = \frac{13.92 * 3.75}{2} = 26.10 \text{ KN/m}$$

$$q_{es} = \frac{(11.35 * 2.40) + (7.71 * 1.35)}{3.75} = 10.04 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } R_{es} = \frac{q_{eu} \cdot l}{2} = \frac{10.33 * 3.75}{2} = 18.83 \text{ KN/m}$$

III.2.3.4.2 Sollicitation du calcul:

$$\text{ELU: } q_{ppu} = 1.35G_{pp} + R_{eu} = 1.35(6.39) + 26.10 = 34.73 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_{ppu} \cdot l^2}{8} = \frac{34.73 * 3^2}{8} = 39.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.85 \cdot M_0 = 33.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.30 \cdot M_0 = -11.72 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_{ppu} \cdot l}{2} = 52.10 \text{ KN}$$

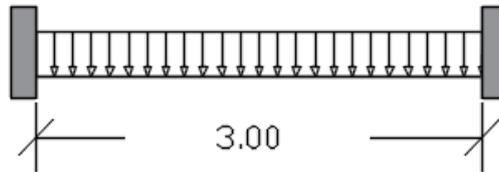


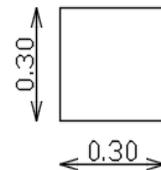
Figure 12. Schéma statique de la poutre palière

$$\text{ELS: } q_{pps} = G_{pp} + R_{es} = (6.39) + 18.83 = 25.22 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_{pps} \cdot l^2}{8} = \frac{25.22 * 3^2}{8} = 28.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.85 \cdot M_0 = 24.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -0.30 \cdot M_0 = -8.51 \text{ KN.m}$$



III.2.3.4.3 Calcul de la ferraille :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \mu_l = 0.392 ,$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \text{ avec } z = (1 - 0.4 \alpha) \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 27 \text{ cm}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Avec $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

Tableau III .10. Résultats de ferrailage de la poutre palière étage courant (en F.S)

Section	M_{ppu} (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_s^{cal} > A_{min} (cm)
En travée	33.20	0.107	0.141	0.254	3.75	1.00	CV
Sur appui	-11.72	0.038	0.048	0.265	1.27	1.00	CV

III.2.3.4.4 Calcul des armatures transversales:

▪ **Vérification si les armatures transversales:**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{52.10 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.27} = 0.643 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ CV → Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

▪ **Section et écartement des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{min}\right\} \rightarrow \phi_t \leq \min\{8.6; 30; 12\} \rightarrow \phi_t$$

$$\leq 8.6 \text{ mm}$$

On prend

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0.50 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement des armatures transversales :

c) $S_t \leq \min\{0.9.d; 40\text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{24; 40\} \rightarrow S_t \leq 24\text{ cm}$

d) $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{0.50 \cdot 400}{0.4 \cdot 30} = 16.66\text{ cm} \rightarrow S_t \leq 16.66\text{ cm}$

On prend

$S_t = 15\text{ cm}$

➤ Etude de la poutre palière à la torsion (étage courant) :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

D'après le CBA, la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses.

$$\tau_{ut} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Avec : M_{tor} : Moment de torsion

$$M_{tor} = \frac{M_a^{max} \cdot l}{2} = \frac{11.72 \cdot 3}{2} = 17.58\text{ KN.m}$$

b_0 : Épaisseur réelle de la paroi $b_0 = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{ cm}$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur des parois $\Omega = (a - b_0) \cdot (h - b_0) = 625\text{ cm}^2$

Donc : $\tau_{ut} = \frac{17.58 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 625 \cdot 10^{-4} \cdot 0.05} = 2.81\text{ Mpa}$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{52.10 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.27} = 0.643\text{ Mpa}$$

τ_{uv} : Contrainte tangente de cisaillement.

La fissuration est peu préjudiciable : $\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ Mpa}\right) = 3.33\text{ Mpa}$

Pour les sections creuses, on doit vérifier :

$$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} = 2.88\text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33\text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

III.2.3.4.5 Calcul de ferrailage a la torsion :

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega}$$

Avec : U : Périmètre de la section de la poutre palière $U = (h + b) \cdot 2 = 120 \text{ cm}$

Donc :
$$A_l = \frac{17.58 \cdot 10^{-3} \cdot 1.2 \cdot 1.15}{400 \cdot 2 \cdot 625 \cdot 10^{-4}} = 4.85 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega} = \frac{17.58 \cdot 10^{-3} \cdot 0.15 \cdot 1.15}{400 \cdot 2 \cdot 625 \cdot 10^{-4}} = 0.61 \text{ cm}^2$$

➤ *Calcul de ferrailage global (torsion + flexion simple) :*

❖ **Armatures longitudinales :**

En travée: $A_{s t} = A_t^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 3.75 + \frac{4.85}{2} = 6.18 \text{ cm}^2$

Soit :

$$3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Sur appuis: $A_{s a} = A_a^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 1.27 + \frac{4.85}{2} = 3.70 \text{ cm}^2$

Soit :

$$3HA14 + 1HA12 = 5.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature transversales :**

$$A_{s a} = A_{tran}^{FS} + A_{tran}^{tor} = 0.50 + 0.62 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc})

❖ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

❖ Position de l'axe neutre (y) :

D'après le maître de BAEL91 on a cette équation (pour trouver (y) on doit résoudre cette équation de deuxième degré) :

$$\frac{1}{2}b.y^2 + n.A_s(y - d) - n.A_s(d - y) = 0 \quad \text{avec } A_s = 0 \text{ et } n = 15$$

❖ Calcul de moment d'inertie (I) :

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III .11. Vérification des contraintes à l'ELS (poutre palière étage courant).

Section	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
En travée	24.11	11.23	44068.37	6.14	15	CV
Sur appui	-8.51	9.91	34930.14	2.41	15	CV

III.2.3.5 Schémas de ferrailage escalier étage courant

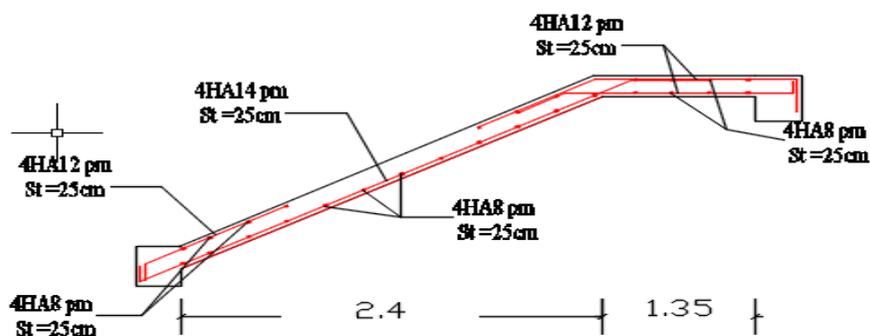


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier RDC

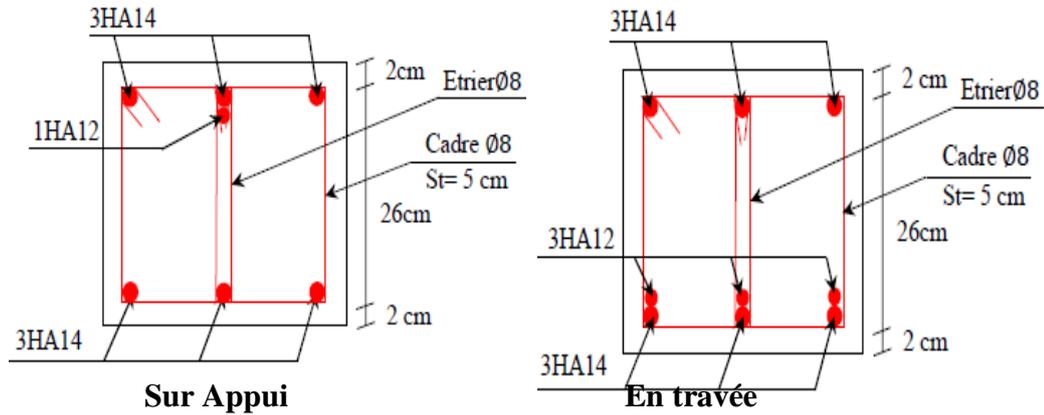


Figure III. 14. Schéma de ferrailage de la poutre palière sur appui (étage courant)

III.3 Etude des dalles pleines (balcon)

$$L_x = 1.35 \text{ m} , L_y = 3.55 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{3.55} = 0.38$$

⇒ $\rho = 0.38 < 0.4$ donc la dalle porte dans un seul sens

III.3.1 Evaluation des charges

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2 \text{ } q_u G_{\text{mur}}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{mur}} = 2.745 \text{ KN/m}^2$$

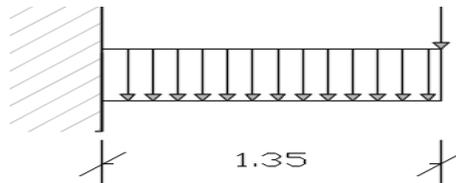


Figure III. 15. Schéma statique balcon

III.3.2 Calcul des sollicitations

a) A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 5.53 + 1.5 * 3.5 = 12.72 \text{ KN/m}^2$$

Après l'étude RDM on a

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + G_{\text{mur}} \cdot L_x = \frac{12.72 * 1.35^2}{2} + 2.745 * 1.35 = 15.29 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$V_u = q_u \cdot L + G_{\text{mur}} = 12.72 \cdot 1.35 + 2.745 = 19.92 \text{ KN}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.53 + 3.5 = 9.03 \text{ KN/m}^2$$

Après l'étude RDM on a

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + G_{\text{mur}} \cdot L_x = \frac{9.03 \cdot 1.35^2}{2} + 2.745 \cdot 1.35 = 11.93 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Calcul de ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, on a :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

III.3.3.1 Armatures principales

A l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.29 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12^2 \cdot 14.2} = 0.074 < \mu_{bl} = 0.394 \rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \text{ on est donc dans le pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.074}) = 0.096 \\ z = (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d = (1 - 0.4 \cdot 0.096) \cdot 0.12 = 0.11 \text{ m} \\ A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{15.29 \cdot 10^{-3}}{0.11 \cdot 348} = 3.99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.99 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s$$

→ On adopte

$$\boxed{4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

III.3.3.2 Les armatures de répartition:

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$A_{tmin} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{tcal} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on prend $A_t = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte

$$4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.3.3.3 L'espacement :

$$S_t \leq \min\{3 \cdot h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Donc : on adopte pour

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

III.3.3.4 *Vérification*

III.3.3.4.1 *Vérification des diamètres des barres :*

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 15 \text{ mm} \text{ soit } \phi_x \leq 15 \text{ mm}$$

$$\phi_x^{max} = 12 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.3.4.2 *Vérification à l'ELU :*

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{19.92 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.166 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, y'a pas de risque de rupture par cisaillement

III.3.3.4.3 *Vérification à l'ELS :*

La contrainte dans le béton :

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ avec $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

$$\text{Et } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \rightarrow 50y^2 + 67.8 \cdot y - 813.6 = 0 \rightarrow y = 3.41 \text{ cm} =$$

0.0341m

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d_x - y)^2 = \frac{100}{3} * 3.41^3 + 15 * 4.52(12 - 3.41)^2 = 6324.56 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.93 \cdot 10^{-3}}{6324.56 \cdot 10^{-8}} * 0.0341 = 6.43 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} =$$

15Mpa... condition vérifiée.

Pas de risque de fissuration du béton.

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{135} = 0.11 > \max \left\{ \frac{M_{ser}}{20 \cdot M_{0_{ser}}}; \frac{3}{80} \right\} = 0.072 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 * 12} = 0.00376 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire :

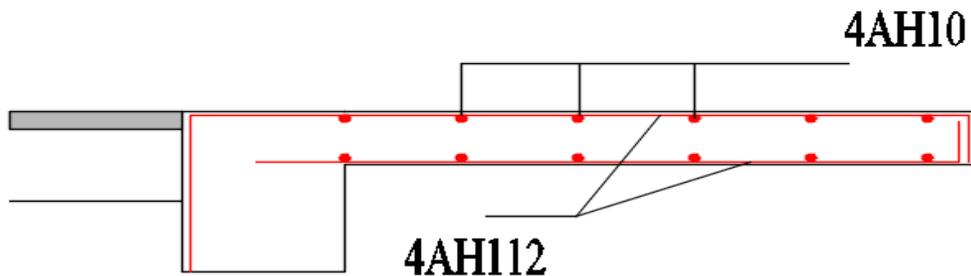


Figure III. 16. Schéma de ferrailage du balcon type 01

III.4 Etude des planchers

Un plancher c'est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges ;
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié ; dans le cas des bâtiments d'habitation, les épaisseurs de dalle sont le plus souvent fixées par des critères d'isolation et sont ainsi supérieures aux épaisseurs imposées par les critères de résistance.

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Dans ce projet nous avons deux type de plancher : le plancher à corps creux pour les étages courant et le plancher à dalle plein pour les balcons.

III.4.1 Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

III.4.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

III.4.1.1.1 Rappel sur le pré dimensionnement :

Dans le chapitre du pré dimensionnement, on a opté pour un plancher de 25cm d'épaisseur, Soit :

$$h_0 = 5 \text{ cm} , h = 25 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm} , b = 65 \text{ cm}$$

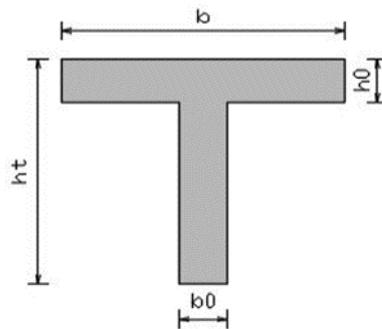


Figure III. 17. Coupe transversale des poutrelles

III.4.1.1.2 Méthode de calcul :

Le Règlement (**BAEL91**) Prévoit pour la résolution des systèmes de poutres continues ces deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ **Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- 1) Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- 2) Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- 3) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- 4) Fissuration peu nuisible (**F.P.N**).

Dans le cas où l'une de ces trois dernières n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers charge d'exploitation relativement élevée (méthode de Caquot).

Principe de la méthode

▪ **Valeurs des moments**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$
- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ; dans une travée de portée L (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie p , ce moment vaut : $M_0 = \frac{p \cdot l^2}{8}$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

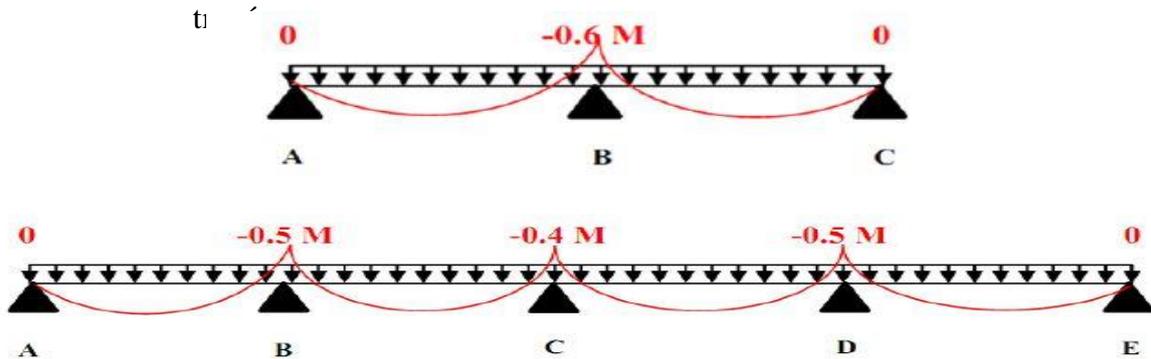
- M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considérée ;
- M_t Le moment maximal en travée dans travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_{t2} \geq \begin{cases} M_{t1} + \frac{(M_e + M_w)}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha); 1.05\} * M_0 \\ \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} * M_0 \rightarrow \text{Dans une travée intermédiaire} \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} * M_0 \rightarrow \text{Dans une travée de rive.} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées,
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois



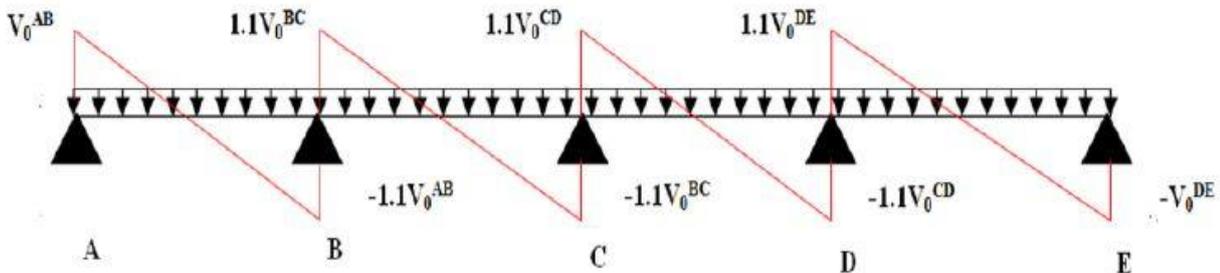
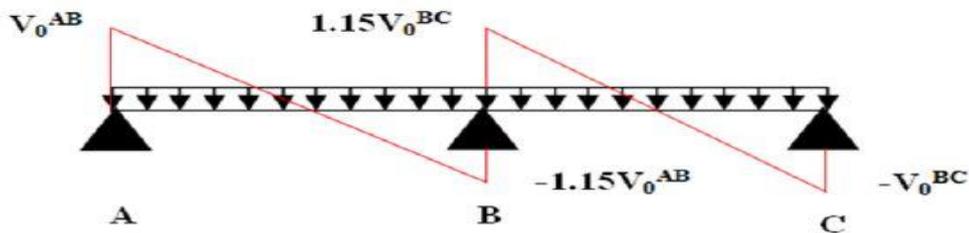
Dans la pratique, on calcule dans chaque travée le moment isostatique équivalent M_0 ; on détermine pour chaque appui le coefficient ($0,4-0,5-0,6$) à appliquer selon sa position, puis le moment sur appui en multipliant par ce coefficient le plus grand des deux moments M_0 dans les travées encadrant cet appui ; enfin, on calcule le moment en travée M_t par application des conditions ci-dessus.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $0,15M_0$

▪ **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{p.L_i}{2}$ de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées



➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5KN/m^2)$), on applique la **méthode de Caquot**.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

a) Evaluation des moments :

- En appuis :

$$M_a = \frac{(P_w \cdot \dot{L}_w^3) + (P_e \cdot \dot{L}_e^3)}{0.8(\dot{L}_w + \dot{L}_e)} \dots \dots \dots (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

$$\dot{L}_w, \dot{L}_e : \text{Longueurs fictives gauche et à droite} = \begin{cases} 0.8 L (\text{Travée intermédiaire}) \\ L (\text{Travée de rive}) \end{cases}$$

P_w, P_e : Charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

- Moment en travée :

$$M_t = M_0(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right) \text{ avec } \begin{cases} M_0(x) = P \cdot \frac{x}{2} (L - x) \\ x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{P \cdot L} \end{cases}$$

b) Evaluation de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

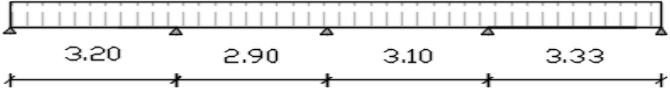
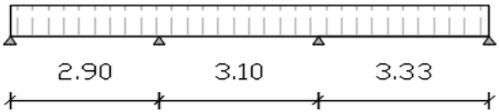
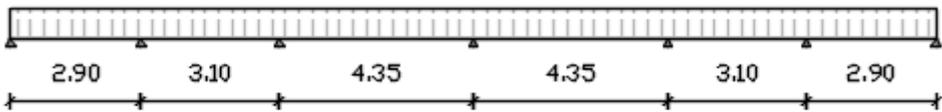
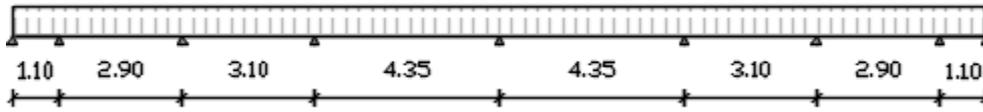
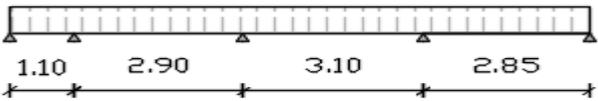
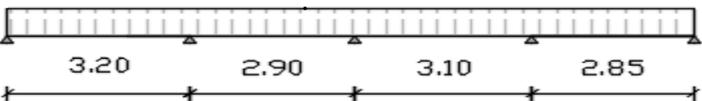
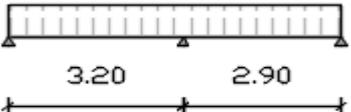
Les différents types de poutrelles

On distingue 10 types de poutrelles dans notre plancher :

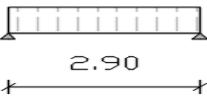
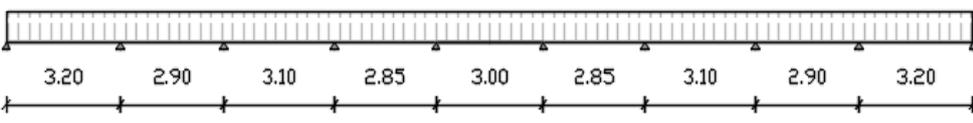
Tableau III .12. Les Types des poutrelles

Types	Schéma statique
Type 01 (Étage courant et terrasse inaccessible)	
Type 02 (étage courant et terrasse inaccessible)	

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

<p>Type 03(étage courant et terrasse inaccessibl e)</p>	
<p>Type 04(étage courant et terrasse inaccessibl e)</p>	
<p>Type 05(étage courant et terrasse inaccessibl e)</p>	
<p>Type 06 (étage courant et terrasse inaccessibl e)</p>	
<p>Type 07 (Étage courant)</p>	
<p>Type 08 (Étage courant)</p>	
<p>Type 09(étage courant et terrasse inaccessibl e)</p>	

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Type 10(étage courant et terrasse inaccessibl e)	
Type 11(terrasse inaccessibl e)	

III.4.1.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU: $q_u = (1.35G + 1.5Q)$; $p_u = q_u * 0.65$

A l'ELS : $q_s = (G + Q)$; $p_s = q_s * 0.65$

a) Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau III .13. Combinaisons d'actions et calculs des charges des poutrelles

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q_u	p_u	q_s	p_s
			KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/ml
Plancher terrasse	6,26	1,00	9,95	6,47	7,26	4,72
Plancher étage courant	5,13	1,50	9,18	5,96	6,63	4,31

III.4.1.1.4 Calcul des sollicitations dans la poutrelle

Exemples de calcul : (Type 1)

a) Plancher terrasse inaccessible

			
	3.20	2.90	3.10
Portées (m)	3,20	2,90	3,10
Q (KN/m ²)	1,00	1,00	1,00
G (KN/m ²)	6,26	6,26	6,26
$P_u = (1,35G+1,5Q)*0,65$ (KN/ml)	6,47	6,47	6,47
$P_s = (G+Q)*0,65$ (KN/ml)	4,72	4,72	4,72

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$	1.5>5	1.5>5	1.5>5
2) $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.	 	1,10	0,94
3) Moment d'inertie constant sur toutes les travées.	I = cte		
4) Fissuration peu nuisible	OK		

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul

b) Calcul des moments :

Tableau III .14. Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher terrasse inaccessible a l'ELU + diagramme des moments

Moments a l'ELU				
$M_0 = \frac{P_u \cdot l^2}{8} \text{ (KN, m}^2\text{)}$	8,28	6,80	7,77	
Moments sur appuis(KN.m)	$-0,15M_0$	$-0,50M_0$	$-0,50M_0$	$-0,15M_0$
	-1,24	- 4,14	- 3,88	- 1,17
$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$	0,14	0,14	0,14	
$M_{i1} \geq \frac{\max\{1,05 \cdot M_0; (1 + 0,3 \alpha)M_0\}}{2} \cdot (M_w + M_e)$	11,38	11,15	10,68	
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (travées de rive)	5,14	 	4,82	
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (travées intermédiaire)	 	3,54	 	
Moments en travées = max{Mt1 ; Mt2 } (KN.m)	11,38	11,15	10,68	
a) Diagramme des moments a l'ELU :				

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

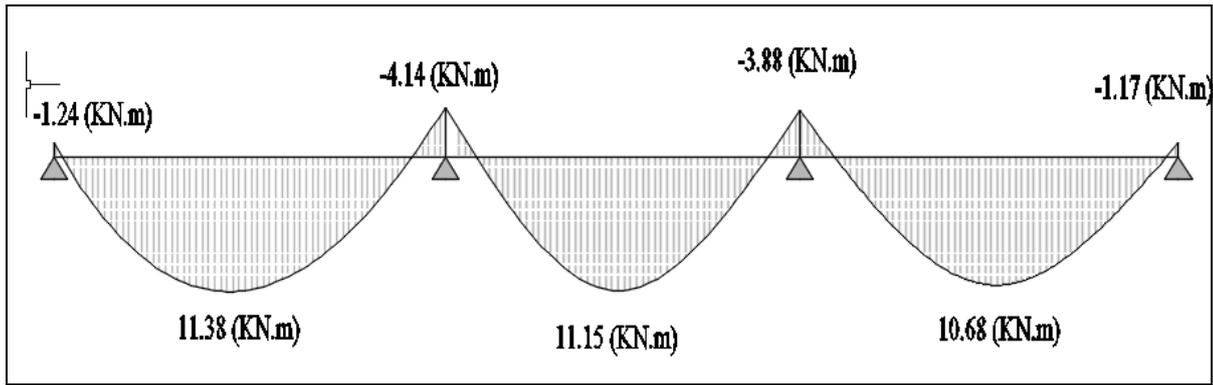


Tableau III .15. Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher terrasse inaccessible a l'ELS + diagramme des moments

Moments a l'ELS			
$M_0 = \frac{P_s \cdot l^2}{8} (KN, m^2)$	6,04	4,96	5,67
Moments sur appuis(KN.m)		$-0,50M_0$	$-0,50M_0$
	-0,91	-3,02	-2,83
α	0,14	0,14	0,14
$\alpha = \frac{Q}{O + G}$			
$M_{t1} \geq \max\{1,05 \cdot M_0; (1 + 0,3 \alpha)M_0\} - \frac{(M_w + M_e)}{2}$	8,31	8,14	7,79
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (travées de rive)	3,75	 	3,52
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (travées intermédiaire)	 	2,58	
Moments en travées = max {M_{t1} ; M_{t2}} (KN.m)	8,31	8,14	7,79
b) Diagramme des moments a l'ELS :			

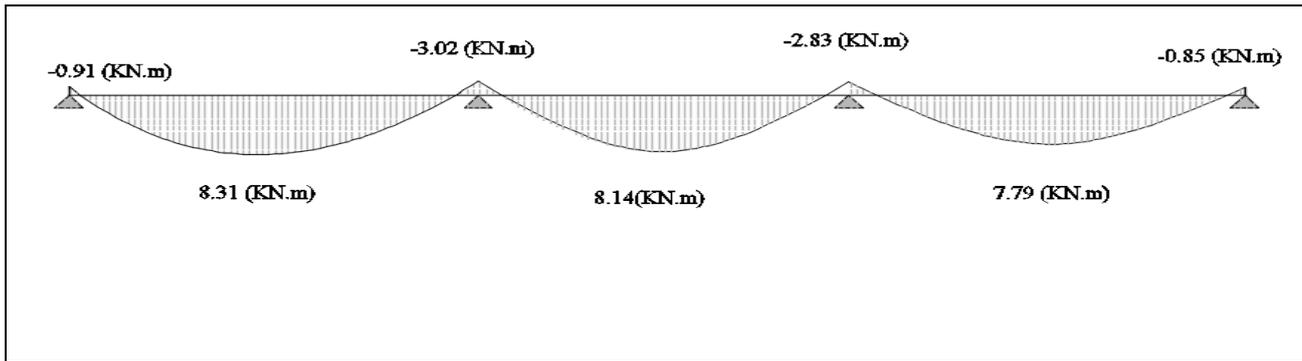
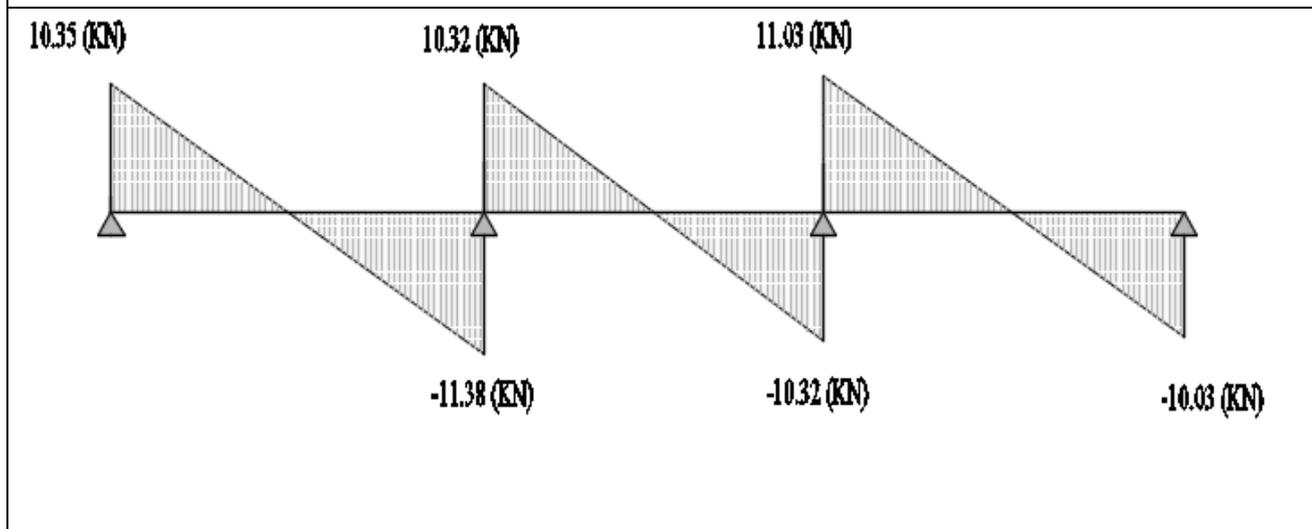


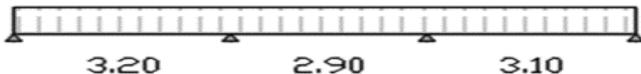
Tableau III .16. Calcul des efforts tranchants dans la poutrelle type 01 du plancher terrasse inaccessible a l'ELU + diagramme des Efforts tranchants

c) Efforts tranchants a l'ELU						
Portées (m)		3,20		2,90		3,10
Pu (KN/ml)		6,47		6,47		6,47
$V_0 = \frac{P_u * l_i}{8} (KN)$	V_{01}	-1.1V ₀₁	+1.1V ₀₂	-1.1V ₀₂	+1.1V ₀₃	-V ₀₃
	10,35	-11,38	10,32	-10,32	11,03	-10.03

a) Diagramme efforts tranchants a l'ELU :



Plancher étage courant



Portées (m)	3,20	2,90	3,10
Q (KN/m ²)	1,50	1,50	1,50
G (KN/m ²)	5,13	5,13	5,13
$P_u = (1,35G+1,5Q)*0,65$ (KN/ml)	5,96	5,96	5,96
$P_s = (G+Q)*0,65$ (KN/ml)	4,31	4,31	4,31

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$	1.5 > 5	1.5 > 5	1.5 > 5
2) $0.8 \leq l_i/l_i+1 \leq 1.25$.	X	1,10	0,94 X
3) Moment d'inertie constant sur toutes les travées.	I = cte		
4) Fissuration peu nuisible	OK		

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul

Tableau III .17. Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher étage courant à l'ELU + diagramme des moments

a) Moments a l'ELU				
$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8}$ (KN, m ²)		7.63	6,27	7,16
Moments sur appuis(KN.m)	$-0,15M_0$	$-0,50M_0$	$-0,50M_0$	$-0,15M_0$
	-1,15	- 3.82	- 3,58	- 1,07
α $= \frac{Q}{G}$		0,23	0,23	0,23
$M_{t1} \geq \max\{1,05.M_0; (1 + 0,3 \alpha)M_0\}$ $-\frac{(M_w + M_e)}{2}$		10.63	10.39	9.98
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} . M_0$ (travées de rive)		4.84	X	4,54

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (travées intermédiaire)	 	3,35	
Moments en travées = max{M _{t1} ; M _{t2} }(KN.m)	10.63	10.39	9.98

b) Diagramme des moments a l'ELU :

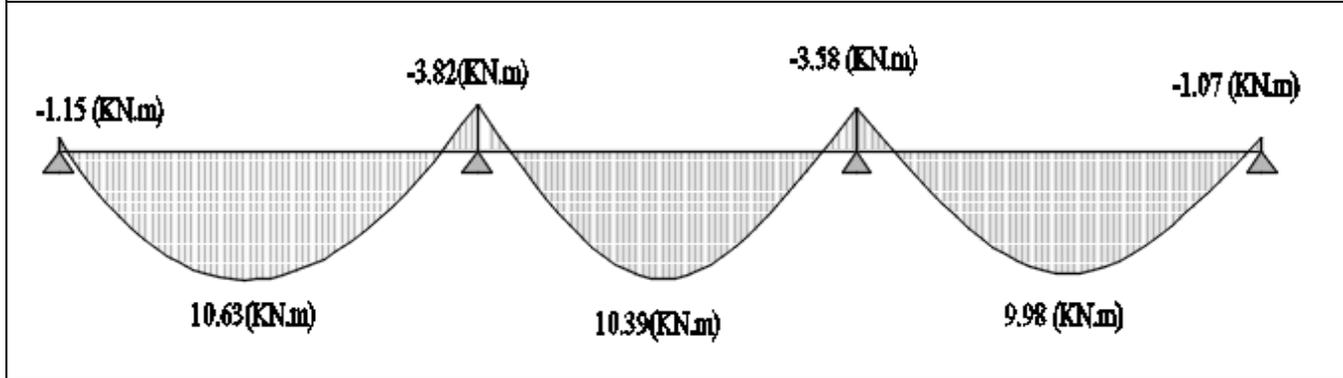


Tableau III .18. Calcul des moments dans la poutrelle type 01 du plancher étage courant à l'ELS + diagramme des moments

c) Moments a l'ELS				
$M_0 = \frac{P_s \cdot l^2}{8}$ (KN, m ²)		5.52	4,53	5.18
Moments sur appuis (KN.m)	-0,15M ₀	-0,50M ₀	-0,50M ₀	-0,15M ₀
	-0.83	-2.76	-2,59	-0,78
α		0,23	0,23	0,23
$\alpha = \frac{Q}{O+G}$				
$M_{t1} \geq \max\{1,05 \cdot M_0; (1 + 0,3 \alpha) M_0\} - \frac{(M_w + M_e)}{2}$		7.68	7.51	7.21
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (Travées de rive)		3.50	 	3.28
$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0$ (Travées intermédiaire)	 		2.42	
Moments en travées = max{M _{t1} ; M _{t2} }(KN.m)		7.68	7.51	7.21
d) Diagramme des moments a l'ELS :				

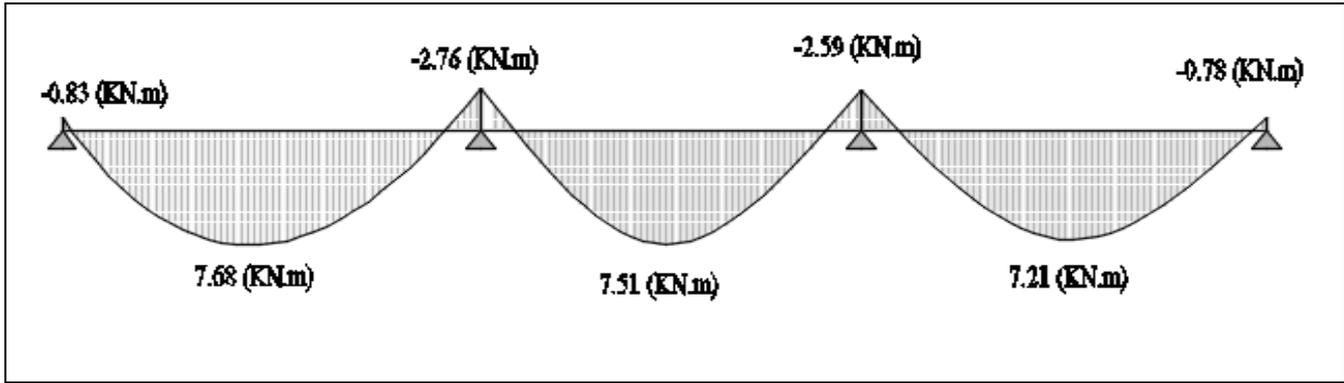
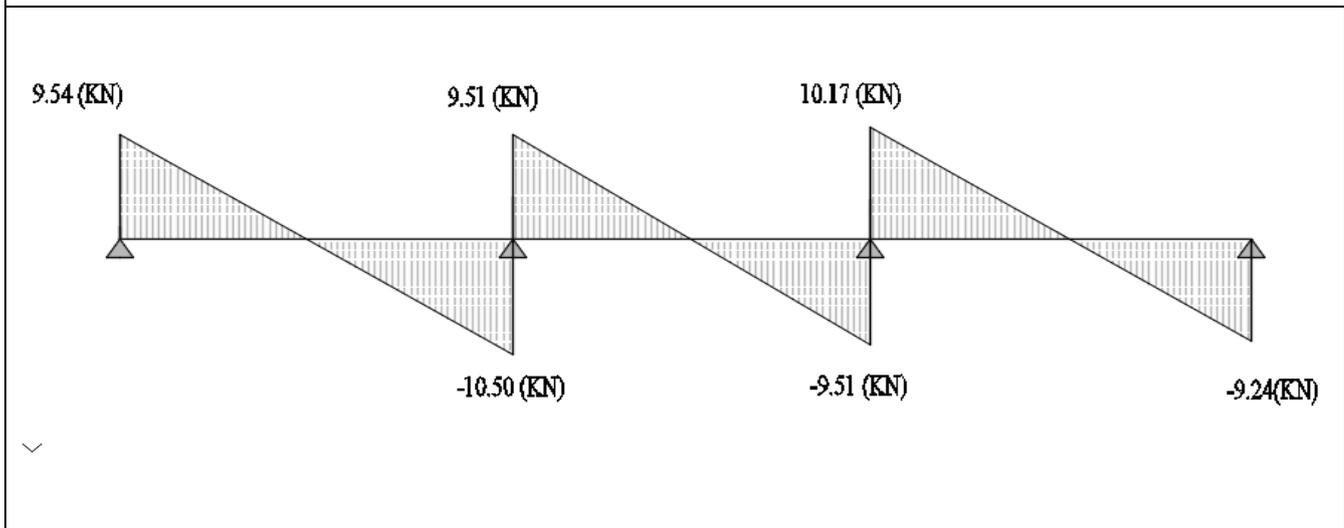


Tableau III .19. Calcul des efforts tranchants dans la poutrelle type 01 du plancher étage courant à l'ELU + diagramme des Efforts tranchants

e) Efforts tranchants a l'ELU						
Portées (m)	3,20		2,90		3,10	
Pu (KN/ml)	5.96		5.96		5.96	
$V_0 = \frac{P_u \cdot l_i}{8} (KN)$	V_{01}	$-1.1V_{01}$	$+1.1V_{02}$	$-1.1V_{02}$	$+1.1V_{03}$	$-V_{03}$
	9.54	-10.50	9.51	-9.51	10.17	-9.24

f) Diagramme efforts tranchants l'ELU :



CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Les sollicitations à l'ELU dans les poutrelles du Plancher terrasse inaccessible

Tableau III .20. Les sollicitations à l'ELU dans les poutrelles de Plancher terrasse inaccessible

TYPES	Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
1	1	3,20	6,47	- 1,24	- 4,14	11,83	10,35	- 11,39
	2	2,90	6,47	- 4,14	- 3,88	11,15	10,32	- 10,32
	3	3,10	6,47	- 3,88	- 1,17	10,68	11,03	- 10,03
2	1	3,20	4,64	0	- 4,47	3,91	8,82	- 6,02
	2	2,90	4,64	- 4,47	- 3,15	1,08	6,27	- 7,18
	3	3,10	4,64	- 3,15	- 5,25	1,42	7,87	- 6,51
	4	4,35	4,64	- 5,25	- 6,61	5,05	10,40	- 9,77
	5	4,35	4,64	- 6,61	- 5,25	5,05	9,77	- 10,40
	6	3,10	4,64	- 5,25	- 3,15	1,42	6,51	- 7,87
	7	2,90	4,64	- 3,15	- 4,47	1,08	7,18	- 6,27
	8	3,20	4,64	- 4,47	0	3,91	6,02	- 8,82
3	1	3,90	6,47	- 1,24	- 4,14	11,38	10,35	- 11,38
	2	2,90	6,47	- 4,14	- 3,11	10,76	10,32	- 10,32
	3	3,10	6,47	- 3,11	- 4,48	11,95	11,03	- 11,03
	4	3,33	6,47	- 4,48	- 1,34	12,33	11,85	- 10,77
4	1	2,90	6,47	- 1,02	- 3,40	9,35	9,38	- 10,32
	2	3,10	6,47	- 3,40	- 4,48	12,10	11,03	- 11,03
	3	3,33	6,47	- 4,48	- 1,34	12,33	11,85	- 10,77
5	1	2,90	4,64	0	- 4,02	3,07	8,11	- 5,34
	2	3,10	4,64	- 4,02	- 5,25	0,95	7,59	- 6,79
	3	4,35	4,64	- 5,25	- 6,61	5,05	10,40	- 9,77
	4	4,35	4,64	- 6,61	- 5,25	5,05	9,77	- 10,40
	5	3,10	4,64	- 5,25	- 4,02	0,95	6,79	- 7,59
	6	2,90	4,64	- 4,02	0	3,07	5,34	- 8,11
6	1	1,10	4,64	0	- 2,20	0,03	4,55	- 0,55
	2	2,90	4,64	- 2,20	- 3,15	2,21	7,05	- 6,40
	3	3,10	4,64	- 3,15	- 5,25	1,42	7,87	- 6,51
	4	4,35	4,64	- 5,25	- 6,61	5,05	10,40	- 9,77
	5	4,35	4,64	- 6,61	- 5,25	5,05	9,77	- 10,40
	6	3,10	4,64	- 5,25	- 3,15	1,42	6,51	- 7,87
	7	2,90	4,64	- 3,15	- 2,20	2,21	6,40	- 7,05
	8	1,10	4,64	- 2,20	0	0,03	0,55	- 4,55
9	1	3,20	6,47	- 1,24	- 4,97	11,80	10,35	- 11,39
	2	2,90	6,47	- 4,97	- 1,02	10,13	10,32	- 9,38

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

10	1	2,90	6,47	0	0	6,80	9,38	- 9,38
11	1	3,20	6,47	- 1,24	- 4,14	11,38	10,35	- 11,38
	2	2,90	6,47	- 4,14	- 3,11	10,76	10,32	- 10,32
	3	3,10	6,47	- 3,11	- 3,11	11,27	11,03	- 11,03
	4	2,85	6,47	- 3,11	- 2,91	9,90	10,14	- 10,14
	5	3,00	6,47	- 2,91	- 2,91	10,55	10,67	- 10,67
	6	2,85	6,47	- 2,91	- 3,11	9,90	10,14	- 10,14
	7	3,10	6,47	- 3,11	- 3,11	11,27	11,03	- 11,03
	8	2,90	6,47	- 3,11	- 4,14	10,76	10,32	- 10,32
	9	3,20	6,47	- 4,14	- 1,24	11,38	11,38	- 10,35
Ma max (KN.m)							-	6,61
Mt max (KN.m)								12,33
Vmax (KN.m)								11,85

Les sollicitations à l'ELS dans les poutrelles de Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III. 21. Les sollicitations à l'ELS dans les poutrelles de Plancher terrasse inaccessible

TYPES	Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
1	1	3,20	4,72	- 0,91	- 3,02	8,31
	2	2,90	4,72	- 3,02	- 2,83	8,14
	3	3,10	4,72	- 2,83	- 0,85	7,79
2	1	3,20	3,36	0	- 3,24	2,84
	2	2,90	3,36	- 3,24	- 2,29	0,79
	3	3,10	3,36	- 2,29	- 3,81	1,03
	4	4,35	3,36	- 3,81	- 4,79	3,66
	5	4,35	3,36	- 4,79	- 3,81	3,66
	6	3,10	3,36	- 3,81	- 2,29	1,03
	7	2,90	3,36	- 2,29	- 3,24	0,79
	8	3,20	3,36	- 3,24	0	2,84
3	1	3,20	4,72	- 0,91	- 3,02	8,31
	2	2,90	4,72	- 3,02	- 2,27	7,85
	3	3,10	4,72	- 2,27	- 3,27	8,72
	4	3,33	4,72	- 3,27	- 0,98	8,99
4	1	2,90	4,72	- 0,74	- 2,48	6,82
	2	3,10	4,72	- 2,48	- 3,27	8,83
	3	3,33	4,72	- 3,27	- 0,98	8,99
5	1	2,90	3,36	0	- 2,91	2,23
	2	3,10	3,36	- 2,91	- 3,81	0,69
	3	4,35	3,36	- 3,81	- 4,79	3,66
	4	4,35	3,36	- 4,79	- 3,81	3,66
	5	3,10	3,36	- 3,81	- 2,91	0,69

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

	6	2,90	3,36	- 2,91	0	2,23
6	1	1,10	3,36	0	- 1,60	0,02
	2	2,90	3,36	- 1,60	- 2,29	1,60
	3	3,10	3,36	- 2,29	- 3,81	1,03
	4	4,35	3,36	- 3,81	- 4,79	3,66
	5	4,35	3,36	- 4,79	- 3,81	3,66
	6	3,10	3,36	- 3,81	- 2,29	1,03
	7	2,90	3,36	- 2,29	- 1,60	1,60
	8	1,10	3,36	- 1,60	-	0,02
7	1	3,20	4,72	- 0,91	- 3,02	8,31
	2	2,90	4,72	- 3,02	- 0,74	7,09
10	1	2,90	4,72	0	0	4,96
11	1	3,20	4,72	- 0,91	- 3,02	8,31
	2	2,90	4,72	- 3,02	- 2,27	7,85
	3	3,10	4,72	- 2,27	- 2,27	8,22
	4	2,85	4,72	- 2,27	- 2,12	7,23
	5	3,00	4,72	- 2,12	- 2,12	7,70
	6	2,85	4,72	- 2,12	- 2,27	7,23
	7	3,10	4,72	- 2,27	- 2,27	8,22
	8	2,90	4,72	- 2,27	- 3,02	7,85
	9	3,20	4,72	- 3,02	- 0,91	8,31
Ma max (KN.m)					- 4,79	
Mt max (KN.m)					8,99	

Les sollicitations à l'ELU dans les poutrelles de Plancher étage courant:

Tableau III .22. Les sollicitations à l'ELU dans les poutrelles de Plancher étage courant

TYPES	Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
1	1	3,20	5,96	- 1,15	- 3,82	10,63	9,54	- 10,50
	2	2,90	5,96	- 3,82	- 3,58	10,39	9,51	- 9,51
	3	3,10	5,96	- 3,58	- 1,07	9,98	10,17	- 9,24
2	1	3,20	4,46	0	- 4,31	3,76	8,49	- 5,80
	2	2,90	4,46	- 4,31	- 3,03	1,04	6,03	- 6,91
	3	3,10	4,46	- 3,03	- 5,06	1,36	7,57	- 6,27
	4	4,35	4,46	- 5,06	- 6,36	4,86	10,01	- 9,41
	5	4,35	4,46	- 6,36	- 5,06	4,86	9,41	- 10,01
	6	3,10	4,46	- 5,06	- 3,03	1,36	6,27	- 7,57
	7	2,90	4,46	- 3,03	- 4,31	1,04	6,91	- 6,03
	8	3,20	4,46	- 4,31	0	3,76	5,80	- 8,49
3	1	3,20	5,96	- 1,15	- 3,82	10,63	9,54	- 10,50
	2	2,90	5,96	- 3,82	- 2,87	10,04	9,51	- 9,51

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

	3	3,10	5,96	- 2,87	- 4,13	11,15	10,17	- 10,17
	4	3,33	5,96	- 4,13	- 1,24	11,51	10,92	- 9,93
4	1	2,90	5,96	- 0,94	- 3,13	8,73	8,65	- 9,51
	2	3,10	5,96	- 3,13	- 4,13	11,28	10,17	- 10,17
	3	3,33	5,96	- 4,13	- 1,24	11,51	10,92	- 9,93
5	1	2,90	4,64	0	- 3,87	2,96	7,81	- 5,14
	2	3,10	4,64	- 3,87	- 5,06	0,92	7,30	- 6,54
	3	4,35	4,64	- 5,06	- 6,36	4,86	10,01	- 9,41
	4	4,35	4,64	- 6,36	- 5,06	4,86	9,41	- 10,01
	5	3,10	4,64	- 5,06	- 3,87	0,92	6,54	- 7,30
	6	2,90	4,64	- 3,87	0	2,96	5,14	- 7,81
6	1	1,10	4,46	0	- 2,12	0,03	4,38	- 0,53
	2	2,90	4,46	- 2,12	- 3,03	2,13	6,79	- 6,16
	3	3,10	4,46	- 3,03	- 5,06	1,36	7,57	- 6,27
	4	4,35	4,46	- 5,06	- 6,36	4,86	10,01	- 9,41
	5	4,35	4,46	- 6,36	- 5,06	4,86	9,41	- 10,01
	6	3,10	4,46	- 5,06	- 3,03	1,36	6,27	- 7,57
	7	2,90	4,46	- 3,03	- 2,12	2,13	6,16	- 6,79
	8	1,10	4,46	- 2,12	0	0,03	0,53	- 4,38
7	1	1,10	4,46	0	- 2,12	0,03	4,38	- 0,53
	2	2,90	4,46	- 2,12	- 3,03	2,13	6,79	- 6,16
	3	3,10	4,46	- 3,03	- 3,78	1,96	7,16	- 6,68
	4	2,85	4,46	- 3,78	0	2,84	5,03	- 7,69
8	1	3,90	5,96	- 1,15	- 3,82	10,63	9,54	- 10,50
	2	2,90	5,96	- 3,82	- 2,87	10,04	9,51	- 9,51
	3	3,10	5,96	- 2,87	- 3,58	10,87	10,17	- 10,17
	4	2,85	5,96	- 3,58	- 0,91	8,71	9,35	- 8,50
9	1	3,20	5,96	- 1,15	- 3,82	10,63	8,65	- 9,51
	2	2,90	5,96	- 3,82	- 0,94	9,07	10,92	- 9,93
10	1	2,90	5,96	0	0	6,27	8,65	- 8,65
Ma max (KN.m)							- 6,36	
Mt max (KN.m)							11,51	
Vmax (KN.m)							10,92	

Les sollicitations à l'ELS dans les poutrelles de Plancher étage courant:

Tableau III .23. Les sollicitations à l'ELS dans les poutrelles de Plancher étage courant

TYPES	Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
1	1	3,20	4,31	- 0,83	- 2,76	7,68
	2	2,90	4,31	- 2,76	- 2,59	7,51
	3	3,10	4,31	- 2,59	- 0,78	7,21
2	1	3,20	3,20	0	- 3,08	2,70
	2	2,90	3,20	- 3,08	- 2,17	0,75
	3	3,10	3,20	- 2,17	- 3,62	0,98
	4	4,35	3,20	- 3,62	- 4,56	3,48
	5	4,35	3,20	- 4,56	- 3,62	3,48
	6	3,10	3,20	- 3,62	- 2,17	0,98
	7	2,90	3,20	- 2,17	- 3,08	0,75
	8	3,20	3,20	- 3,08	0	2,70
3	1	3,20	4,31	- 0,83	- 2,76	7,68
	2	2,90	4,31	- 2,76	- 2,07	7,25
	3	3,10	4,31	- 2,07	- 2,99	8,06
	4	3,33	4,31	- 2,07	- 0,90	8,32
4	1	2,90	4,31	- 0,68	- 2,27	6,31
	2	3,10	4,31	- 2,27	- 2,99	8,15
	3	3,33	4,31	- 2,99	- 0,90	8,32
5	1	2,90	3,36	0	- 2,77	2,12
	2	3,10	3,36	- 2,77	- 3,62	0,66
	3	4,35	3,36	- 3,62	- 4,56	3,48
	4	4,35	3,36	- 4,56	- 3,62	3,48
	5	3,10	3,36	- 3,62	- 2,77	0,66
	6	2,90	3,36	- 2,77	0	2,12
6	1	1,10	3,20	0	- 1,52	0,02
	2	2,90	3,20	- 1,52	- 2,17	1,52
	3	3,10	3,20	- 2,17	- 3,62	0,98
	4	4,35	3,20	- 3,62	- 4,56	3,48
	5	4,35	3,20	- 4,56	- 3,62	3,48
	6	3,10	3,20	- 3,62	- 2,17	0,98
	7	2,90	3,20	- 2,17	- 1,52	1,52
	8	1,10	3,20	- 1,52	0	0,02
7	1	1,10	3,20	0	- 1,52	0,02
	2	2,90	3,20	- 1,52	- 2,17	1,52
	3	3,10	3,20	- 2,17	- 2,71	1,40
	4	2,85	3,20	- 2,71	0	2,03
8	1	3,90	4,31	- 0,83	- 2,76	7,68
	2	2,90	4,31	- 2,76	- 2,07	7,25
	3	3,10	4,31	- 2,07	- 2,59	7,86
	4	2,85	4,31	- 2,07	- 0,66	6,29

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

9	1	3,20	4,31	- 0,83	- 2,76	7,68
	2	2,90	4,31	- 2,76	- 0,68	6,56
10	1	2,90	4,31	0	0	4,53
Ma max (KN.m)					- 4,56	
Mt max (KN.m)					8,32	

III.4.1.2 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrailage

Tableau III .24. Les sollicitations maximales dans les poutrelles

Désignation	ELU			ELS	
	Ma max	Mt max	Vmax	Ma max	Mt max
Plancher terrasse inaccessible	- 6,60	12,33	11,85	- 4,79	8,99
Plancher étage courant	- 6,36	11,51	10,92	- 4,56	8,32

III.4.1.2.1 Calcul à L'ELU :

A. Calcul de section d'armature longitudinale :

➤ Plancher terrasse inaccessible

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

- Si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ → l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{t \max} = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = -6.61 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 11.85 \text{ KN.m}$$

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

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 94.61 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$

\rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ Ferrailage en travée :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma} \times b \times d^2}$$

$$\mu = 0.025$$

$$\mu_l = 1.41$$

$$\mu < \mu_l \quad \text{Donc : } A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha$$

$$\beta = 0.987$$

$$A_s = \frac{12.33 \times 10^6}{0.987 \times 230 \times 347.83} \times \frac{1}{100}$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t < A_{min}$$

$$\text{On opte pour } 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage en appuis :

1. Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$M = -6.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{6.61 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 230^2} = 0.088$$

$$\mu l = 1.41 \quad \rightarrow \quad \mu < \mu l$$

Donc:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.954$$

$$A_s = \frac{6.61 \times 10^6}{0.954 \times 230 \times 347.83} \times \frac{1}{100} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0.87 \text{ cm}^2}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 10 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a > A_{min} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

On opte pour **1HA12=1.13cm²**

2. Appuis de rive

$$M = -1.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.34 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 230^2} = 0.018$$

$$\mu l = 1.41 \quad \rightarrow \quad \mu < \mu l$$

Donc:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.991$$

$$A_s = \frac{1.34 \times 10^6}{0.991 \times 230 \times 347.83} \times \frac{1}{100} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0.17 \text{ cm}^2}$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 10 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a < A_{min}$$

Donc **As=0.28cm²**

On opte pour **1HA8 = 0.50 cm²**

B. Vérification à L'ELU

• **Vérification au Cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\sigma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_{max} = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 0.52 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

(Y'a pas de risque de rupture par cisaillement)

• **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donner par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right)$$

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales ($\phi_L = 8 \text{ mm}$)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; \frac{10}{10}; 8\right) = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier ϕ_6

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement St :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes :

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq 20.7cm$$

Flexion simple

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tjk})} \quad \text{fissuration peut nuisible} \rightarrow K = 1$$

Pas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^0$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})}$$

$$A_t \leq 165.82cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57m = 57cm$$

$S_t = \min(1 ; 2 ; 3)$ donc on opte pour $S_t = 16cm$

- **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :**

1) Appui intermédiaire:

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \rightarrow A_l = 1.13 + 2.7 = 3.83cm^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[11.85 - \frac{6.61}{0.9 \times 0.23} \right] \times 10^{-3}$$

$$A_l = 3.83 \geq -0.58cm^2$$

2) Appui de rive :

On a : $M_u = 0$ KN.m

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} A_l = 0.5 + 2.7 = 3.02cm^2$$

$$A_l = 3.02cm^2 \geq \frac{1.15 \times 11.85 \times 10^{-3}}{400} = 0.34cm^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la jonction table nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{Mpa} = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 11.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.23 \times 0.05} = 0.48 \leq \bar{\tau}_u$$

$= 3.33 \text{Mpa}$ *condition vérifiée*

(Y'a pas de risque de rupture par cisaillement)

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 23 = 20.7 \text{cm}$

$$V_u = 0.01185 \text{MN} < 0.267 \times 0.207 \times 0.1 \times 25 = 0.138 \text{MN} \quad \textit{condition virifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum ui} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

Avec :

$$\sum ui = \pi \times (T12 + T10 + T8) = 94.2 \text{mm}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} \quad \rightarrow \quad \psi = 1.5 \text{HA}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.84 \text{Mpa}$$

$$\tau_{ser} = 1.08 \text{Mpa} \leq 2.84 \text{Mpa} \dots \dots \dots \textit{condition virifiée}$$

- ❖ **Calcul à L'ELS :**

- a. **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- b. **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

- **En travée :**

Position de l'axe neutre :

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$q_{ser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.26 + 1) = 4.72 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 8.99 \text{KN}$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 65 \times \frac{5^2}{2} - 15 \times 2.7 \times (23 - 5) \rightarrow H = 83.5 \text{cm}^3$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

⇒ Calcul d'une section en $b \times h$

Détermination de l'axe neutre y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{0.64}{2} \times y^2 + 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times 0.25 = 0$$

$$0.32y^2 + 4.05 \times 10^{-3} - 9.32 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.048 \text{m} = 4.80 \text{cm}$$

Calcul de l'inertie I :

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

$$I = \frac{0.64 \times 0.048^3}{3} + 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.048)^2$$

$$I = 15774.52 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.99 \times 10^{-3}}{15774.52 \times 10^{-8}} \times 0.048 = 2.74 \text{Mpa}$$

Donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} > \sigma_{bc} = 2.74 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 4.79 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 \times (d - h_0)$$

$$H = 0.64 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} (0.23 - 0.05)$$

$$H = 0.49 \times 10^{-3} m$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

⇒ Calcul d'une section en $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$0.05y^2 + 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times 0.23 = 0$$

$$0.05 \times y^2 + 1.7 \times 10^{-3} \times y - 3.9 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 40 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

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

$$I = \frac{0.64 \times 0.4^3}{3} + 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.4)^2$$

$$I = 1370231.88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \frac{4.79 \times 10^{-3}}{1370231.88 \times 10^{-8}} \times 0.4$$

$$\sigma_{bc} = 0.14 \text{ Mpa}$$

Donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} > \sigma_{bc} = 0.14 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **En appuis de rives:**

$$M_{ser} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 \times A (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 0.5 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05)$$

$$H = 6.78 \times 10^{-4} m$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) $\Rightarrow (b_0 \times h)$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$5y^2 - 7.5y - 172.5 = 0$$

$$y = 5.17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 2994.08 + 2384.32$$

$$I = 5378.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{5378.4 \times 10^{-8}} \times 5.17 \times 10^{-2} = 0.94 \text{ Mpa}$$

Donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

c. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification (BAEL B-6-3)

d. Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• Evaluation de la flèche :

La flèche admissible

$$\text{Si } L \leq 500 f_{adm} = L/500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

$$f_{adm} = \frac{435}{500} = 0.87$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\frac{h_t}{l} = \frac{25}{435} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

Les propriétés de la section :

$$As = 2.70 \text{ cm}^2 ; y = 4.80 \text{ cm} ; I = 15774.52 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{As}{b_0 \times d} = \frac{2.70}{10 \times 23} = 0.012$$

Moment d'inertie :

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times As(v_2 - d')^2 + (b - b_0)h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right]$$

Avec $d'=2$ cm (enrobage)

$$v_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times As \times d \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times As$$

$$B = 10 \times 25 + (65 - 10) \times 5 + 15 \times 2.70 = 565.5 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{565.5} \times [3125 + 687.5 + 931.5]$$

$$v_1 = 8.39 \text{ cm}$$

$$v_2 = 25 - 8.39 = 16.61 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (8.39^3 + 16.61^3) + 15 \times 2.7(16.61 - 2)^2 + (65 - 10) \times 5 \times \left[\frac{5^2}{12} + \left(8.39 - \frac{5}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 130843.13 \text{ cm}^4$$

calcul de λ_i et λ_v :

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 3.55$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.42$$

Calcul des contraintes σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

- ✓ q_j charge permanentes avant la mise en place des revêtements.
- ✓ q_g charge permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- ✓ q_p charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{j \text{ ser}} = 0.65 \times 2.65 = 1.72 \text{ KN/m}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{g \text{ ser}} = 0.65 \times 6.26 = 4.07 \text{ KN/m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{p \text{ ser}} = 0.65(6.26 + 1) = 4.72 \text{ KN/m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{j \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{1.72 \times 4.35^2}{8} = 3.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{4.07 \times 4.35^2}{8} = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{p \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{4.72 \times 4.35^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{j \text{ ser}} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.05 \times 10^6 \times (230 - 48)}{15774.52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{sj} = 52.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{g \text{ ser}} \times (d - y)}{I} = 124.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{p \text{ ser}} \times (d - y)}{I} = 144.85 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 52.78 + 2.1}$$

$$\mu_j = 0.21$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.55$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.59$$

Calcul de l'inertie fictive (If) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 130843.13}{1 + 3.55 \times 0.21} = 82456.28 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 48747.65 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 46510.73 \text{cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 80812.71 \text{cm}^4$$

• **Evaluation des flèches :**

$$E_i = 32164.195 \text{Mpa} ; E_v = 10721.395 \text{Mpa}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{3.05 \times 10^{-3} \times 4.35^2}{10 \times 32164.195 \times 82456.28 \times 10^{-8}} = 0.00022 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00087 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0011 \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{p \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0018 \text{m}$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta_f = 0.18 - 0.022 + 0.11 - 0.087 = 0.181 \text{cm}$$

$$\Delta_f = 0.181 \text{cm}$$

Donc $\Delta_f = 0.181 < f_{adm} = 0.87$ la flèche est vérifiée

• **Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :**

Tableau III .25. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

niveaux	position	M (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Terrasse inaccessible	travée	12.33	0.025	0.032	0.987	1.56	1.81	2HA10+1HA12=2.7
	Appui inter	-6.61	0.088	0.115	0.954	0.87	0.28	1HA12=1.13
	Appui de rive	-1.34	0.018	0.023	0.991	0.17	0.28	1HA8=0.50
Etage courant	Travée	11.51	0.024	0.03	0.988	1.46	1.81	2HA10+1HA12=2.7
	Appui inter	-6.36	0.085	0.111	0.956	0.83	0.28	1HA12=1.13
	Appui de rive	-1.24	0.017	0.021	0.992	0.16	0.28	1HA8=0.50

• **Vérification au cisaillement**

Tableau III .26. Vérification au cisaillement

	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
	Appui de rive	Appui inter		Le béton	cisaillement
poutrelles	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u \times (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times b \times d \times h_0}$ $\leq \bar{\tau}_u = 3.33$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u \leq 138Kn$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ $\leq \bar{\tau}_u = 3.33$
Terrasse inaccessible	$A_l = 3.20cm^2$ $A_l \geq 0.34cm^2$ vérifiée	$A_l = 3.83cm^2$ $A_l \geq -0.58cm^2$ vérifiée	$\tau_u = 0.48Mpa$ vérifiée	$V_u = 11.85KN$ vérifiée	$\tau_u = 0.52Mpa$ vérifiée
Etage courant	$A_l = 3.20cm^2$ $A_l \geq 0.31cm^2$ vérifiée	$A_l = 3.83cm^2$ $A_l \geq -0.57cm^2$ vérifiée	$\tau_u = 0.45Mpa$ vérifiée	$V_u = 10.92Mpa$ vérifiée	$\tau_u = 0.47Mpa$ vérifiée

Récapitulation de vérification de l'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.84 \text{ Mpa}$$

Tableau III .27. Vérification de l'adhérence

	L'adhérence
Terrasse inaccessible	$\tau_{ser} = 1.08 \text{ Mpa} \leq 2.84 \text{ Mpa}$ vérifiée
Etage courant	$\tau_{ser} = 0.56 \text{ Mpa} \leq 2.84 \text{ Mpa}$ vérifiée

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend :

- Armatures transversales : $A_t = 2 \times HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$
- L'espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

Etat limite de déformation : $\Delta_f \leq f_{adm}$

Tableau III .28. Vérification des états limite de déformation.

planchers	Terrasse inaccessible	Etage courant
$q_{jser} \text{ (KN/m)}$	1.72	1.72
$q_{gser} \text{ (KN/m)}$	4.07	3.33
$q_{pser} \text{ (KN/m)}$	4.72	4.31
$M_{jser} \text{ (KN.m)}$	3.05	3.05
$M_{gser} \text{ (KN.m)}$	7.22	5.91
$M_{pser} \text{ (KN.m)}$	8.37	7.65
Y (cm)	4.80	4.80
I (cm⁴)	15774.52	15774.52
σ (Mpa)	2.74 < 15	2.53 < 15
I₀ (cm⁴)	130843.13	130843.13
ρ	0.012	0.012
λ_i	3.55	3.55
λ_p	1.42	1.42
σ_{sj} (Mpa)	52.78	52.78
σ_{sg} (Mpa)	124.95	102.28
σ_{sp} (Mpa)	144.85	132.39
μ_j	0.21	0.21
μ_g	0.55	0.48
μ_p	0.59	0.57
I_{fij} (cm⁴)	82456.28	82456.28

$I_{fig} (cm^4)$	48747.65	53227.6
$I_{fip} (cm^4)$	46510.73	47602.92
$I_{fvg} (cm^4)$	80812.71	85589.58
$f_{ji}(m)$	0.00022	0.00022
$f_{gi}(m)$	0.00087	0.00065
$f_{pi}(m)$	0.0011	0.00095
$f_{vg}(m)$	0.0018	0.0016
$\Delta_f(cm)$	0.181	0.168
$f_{adm}(cm)$	0.87	0.87
observation	vérifiée	vérifiée

III.4.2 Ferrailage de la de compression

III.4.2.1 Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$si \ l \leq 50cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (cm^2) \quad (f_e \text{ en Mpa})$$

$$si \ 50 < l \leq 80cm \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$$

l : longueur de entre l'axe des nervures (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400Mpa$; $l = 65cm$

$$50 < l \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65cm^2/ml$$

D'où on opte pour : 4HA8/ml=2.01cm²

III.4.2.2 Armature parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325$$

D'où on opte pour : 4HA8/ml=2.01cm²

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé $TS\Phi 5(150 \times 150)$.

III.4.3 Les schémas de ferrillages :

III.4.3.1 Dalle de compression

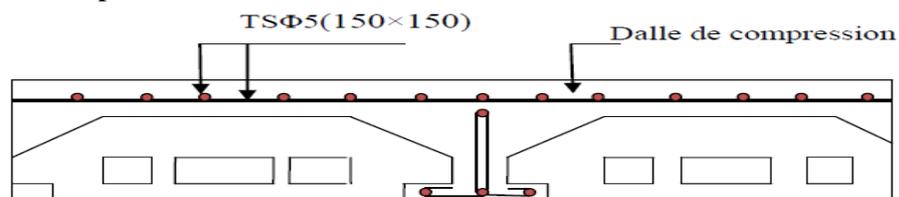


Figure III .18. Schéma de ferrillage de la dalle de compression

III.4.3.2 Les poutrelles

Figure III .29. Schéma de ferrillage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrillage des poutrelles		
	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Etage courant			

III.5 Etude de l'ascenseur

III.5.1 Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ L : longueur de l'ascenseur = 2.15 m
- ✓ l : largeur de l'ascenseur = 2.05 m
- ✓ H : hauteur de l'ascenseur = 2m
- ✓ F_c : charge du à la cuvette = 145 KN
- ✓ P_m : charge du à l'ascenseur 15KN
- ✓ D_m : charge du à la salle des machines = 51 KN
- ✓ La charge normale est de 630 KN
- ✓ La vitesse $V=1.6$ m/s

III.5.2 Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquée sur elle.

On a $l_x = 2.8m$ et $l_y = 2.15m$ donc une surface $S = 2.8 \times 2.15 = 4.14m^2$

$$\rho = 2.8/2.15 = 1.30m \rightarrow \frac{l_y}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow 4.7cm \leq e \leq 7cm$$

$$e \geq 11cm \rightarrow 2H \text{ de coupe-feu}$$

$$e \geq 13cm \rightarrow \text{isolation phonique}$$

$$\text{Soit } e = 20cm$$

III.5.2.1 Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{poids de la dalle en béton armé})$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{poids du revêtement})$$

$$G_3 = G_1 + G_2 = 5 + 1.1 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_4 = \frac{FC}{S} = \frac{145}{4.41} = 32.88 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{poids de la machine})$$

$$G_{\text{totale}} = G_3 + G_4 = 6.1 + 32.88 = 38.98 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = 38.98 \text{ KN/m}^2$$

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

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Cas d'une charge répartie

III.5.2.2 Calcul des sollicitations

III.5.2.2.1 L'ELU

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 38.98 + 1.5 \times 1 = 54.13 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 54.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens :

$$\frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.0409$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) = 0.8960$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0409 \times 54.13 \times 2.05^2$$

$$M_{0x} = 9.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.8960 \times 9.3$$

$$M_{0y} = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times 9.3 = 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 9.3 = 6.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 8.33 = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 8.33 = 6.25 \text{ KN.m}$$

Valeur minimal à respecter:

En travée q répartie :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \quad , \quad M_{ty} \geq \frac{6.98}{4}$$

$$M_{ty} \geq 1.75 \quad \text{donc} \quad M_{ty} = 6.25 \text{ KN.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ay} = M_{ax} \rightarrow M_{ay} = 4.65 \text{ KN.m}$$

Donc:

$$M_{tx} = 6.98 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{ty} = 6.25 \text{ KN.m}$$

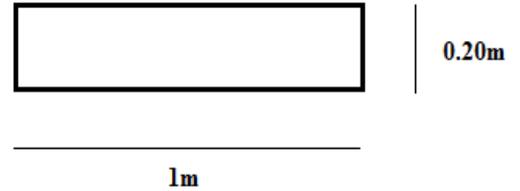
$$M_{ax} = 4.65 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{ay} = 4.65 \text{ KN.m}$$

III.5.2.2.2 Calcul du ferrailage

$$dx = dy = 18\text{cm}$$

- En travée

// à L_x : $M_{tx} = 6.98 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma} \times b \times d^2}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{6.98 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 180^2} = 0.015$$

$$\mu l = 1.41$$

$$\mu < \mu l$$

Donc:

$$As = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.019$$

$$\beta = 0.992$$

$$As = \frac{6.98 \times 10^6}{0.992 \times 180 \times 347.83} \times \frac{1}{100} = 1.12 \text{ cm}^2$$

As = 1.12 cm²/ml

// à l_y : $M = 6.25 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma} \times b \times d^2} \mu = 0.014 \mu < \mu l \quad \text{Donc : } As' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.018$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha$$

$$\beta = 0.9928$$

$$A_s = \frac{6.25 \times 10^6}{0.9928 \times 180 \times 347.83} \times \frac{1}{100}$$

As = 1.01 cm²/ml

• **En appui :** $M = 4.65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma \times b \times d^2} \mu = 0.01 \mu < \mu_l \quad \text{Donc : } A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.9948$$

$$A_s = \frac{4.65 \times 10^6}{0.9948 \times 180 \times 347.83} \times \frac{1}{100}$$

As = 0.69 cm²/ml

Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$h_0 > 12 \text{ cm } A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{3-f}{2} \times b \times h_0$$

$$\rho > 0.4 A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_0$$

On a des HA FeE400 → $\rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 20 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$$\rho = 0.95$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min x} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min y} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^y > A_x^t/4$$

$$1.6 > 1.64/4 \rightarrow 1.6 > 0.41 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **En appui :**

$$A_{\min}^x = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau III .30. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At calculé (cm ² /ml)	At min (cm ² /ml)	Aa calculé (cm ² /ml)	Aa min (cm ² /ml)	At adopté (cm ² /ml)	Aa adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	6.98	4.65	1.12	1.64	0.69	1.64	4T10=3.14cm ²	4T10=3.14cm ²
Sens y-y	6.25	4.65	1.01	1.6	0.69	1.64	4T10=3.14cm ²	4T10=3.14cm ²

a) Calcul des espacements :

$$\text{Sens x-x}' : S_t \leq \min (30; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y}' : S_t \leq \min (40; 45\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

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

$\rho > 0.4 \rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$V_x = 54.13 \times \frac{2.05}{2} \times \frac{2.15^4}{2.15^4 + 2.05^4} = 30.38 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$V_y = 54.13 \times \frac{2.15}{2} \times \frac{2.05^4}{2.05^4 + 2.15^4} = 26.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.169 \text{ Mpa} < 1.25 \text{ Mpa}$$

C'est vérifié (les armatures transversale sont pas nécessaires)

c) Vérification à L'ELS :

$$Q_{ser} = G_{totale} + Q = 38.98 + 1 = 39.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0409$$

$$\mu_y = 0.8960$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0409 \times 39.98 \times 2.05^2$$

$$M_{0x} = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 6.87 \times 0.8960$$

$$M_{0y} = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \cdot M_{0x} = 5.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0y} = 5.24 \text{ KN.m}$$

d) Vérification des contraintes:

- état limite de compression :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} c$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b}{2} = y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad I = 11319.6286 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

III.5.2.3 Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$

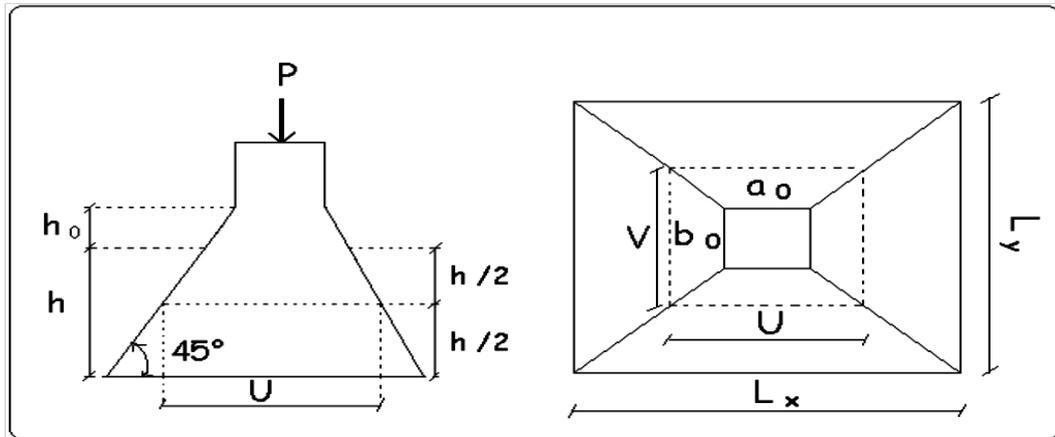


Figure III .19. Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1$$

$$a_0 = 110\text{cm}$$

On a une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s} \rightarrow$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} b_0 = 110\text{cm}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \rightarrow \varepsilon = 1$

Donc :

$$u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm}$$

$$v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm}$$

III.5.2.3.1 Calcul des sollicitations :

$$M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2)$$

$$\nu = 0 \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \quad \text{avec : } \nu \text{ coefficient de poisson}$$

$$\nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS}$$

$$M_1 \text{ en fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.68 \quad ; \quad \rho = 0.95$$

$$M_2 \text{ en fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.65 \quad ; \quad \rho = 0.95$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1 = 0.076$ et $M_2 = 0.076$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

III.5.2.4 Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à L'ELU :

$$M_{x1} = P_u \times M_1$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2$$

$$\text{On a: } g = Dm + Pm + P_{\text{personnes}}$$

$$g = 51 + 15 + 63 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 97.60 \times 0.076 = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97.60 \times 0.076 = 7.42 \text{ KN.m}$$

III.5.2.4.1 Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à L'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \\ \mu_x = 0.0410 \end{cases}$$

$$\mu_y = 0.8875$$

$$M_{x2} = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.49 \text{ KN.m}$$

III.5.2.4.2 Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.1 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 2.67 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 7.75 \text{ KN.m}$$

III.5.2.4.3 Valeur minimal à respecter :

- **En travée q répartie :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \rightarrow M_{ty} \geq \frac{7.74}{4} \geq 1.94$$

- **En appui :**

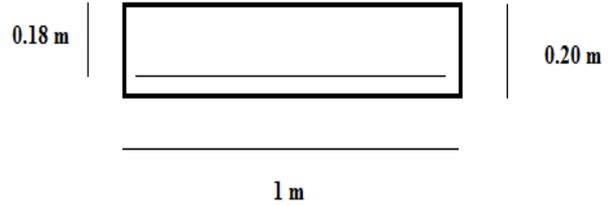
$$M_{ay} = M_{ax} = 2.73 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

Donc :

$$M_{tx} = 7.74 \text{ KN.m} ; \quad M_{ty} = 7.57 \text{ KN.m} ; \quad M_{ax} = 2.73 \text{ KN.m} ; \quad M_{ay} = 2.73 \text{ KN.m}$$

III.5.2.4.4 Ferrailage :



• **Entravée:**

// à L_x : $M_{tx} = 7.74 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma} \times b \times d^2}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{7.74 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 180^2} = 0.017 < \mu_l \rightarrow AS' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.992$$

$$As = \frac{7.74 \times 10^6}{0.992 \times 180 \times 347.83} \times \frac{1}{100} = 1.25 \text{ cm}^2$$

AS = 1.25 cm²

// à l_y : $M_{ty} = 7.57 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{7.57 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 180^2} = 0.016 < \mu_l \rightarrow AS' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.02 \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.992$$

$$As = \frac{7.57 \times 10^6}{0.992 \times 180 \times 347.83} \times \frac{1}{100} = 1.22 \text{ cm}^2$$

• **En appui:**

$M_{ax} = M_{ay} = 2.73 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{2.73 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 180^2} = 0.006 < \mu_l \rightarrow AS' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.008 \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.997$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$A_s = \frac{2.73 \times 10^6}{0.997 \times 180 \times 347.83} \times \frac{1}{100} = 0.44 \text{ cm}^2$$

- **En travée:**

$$A_{\min}^x = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appui:**

$$A_{\min}^x = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau III .31. Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At calculé (cm ² /ml)	At min (cm ² /ml)	Aa calculé (cm ² /ml)	Aa min (cm ² /ml)	At adopté (cm ² /ml)	Aa adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	7.74	2.73	1.25	1.64	0.44	1.64	4T10=3.14cm ²	4T10=3.14cm ²
Sens y-y	7.57	2.73	1.22	1.6	0.44	1.64	4T10=3.14cm ²	4T10=3.14cm ²

III.5.2.4.5 Vérification à L'ELU :

- **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140) \rightarrow U_c = 560 \text{ cm}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN.m} ; \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 840 \text{ KN} \quad Q_u \leq 840 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{tx} = 4T10 = 3.14 > A_{\min}^x = 1.64$$

$$A_{tx} = 3.14 > A_{\min}^y = 1.60$$

$$A_{ax} = A_{ay} = 3.14 > A_{\min} = 1.64$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

$$\bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{ KN}$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v+u} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.129 \text{ Mpa}$$

0.129 < 1.25C.V (Y'a pas de risque de cisaillement)

- **Diamètre maximum des barres :**

$$\Phi_{max} \leq \frac{h}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$\Phi_{max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

- **Espacement des barres :**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Calcul à L'ELS

- **Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v + M_2) = 72.3 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v + M_2) = 72.3 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 6.59 \text{ KN.m}$$

- **Les moments dus au poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = 6.1 \times 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.08 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.8KN.m$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.67KN.m$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.36KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.52KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 2.34KN.m$$

III.5.2.4.6 Vérification des contraintes :

- **Etat limite de compression da béton :**

$$A_{tx} = A_{ty} = 3.14cm^2$$

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.67cm$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 11319.6286 cm^4$$

$$M_{tx} = 6.36 KN.m$$

$$\sigma_{bc} = 2.06 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \dots C.V$$

Sens y-y' :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.67cm$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 11319.6286 cm^4$$

$$M_{ty} = 6.52 KN.m$$

$$\sigma_{bc} = 2.11 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \dots C.V$$

III.5.2.4.7 Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$0.1 > 0.06 \dots\dots\dots (1)$$

$$0.1 \geq \frac{6.36}{10 \times 7.8} = 0.08 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{3.14 \times 10^2}{1000 \times 180} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

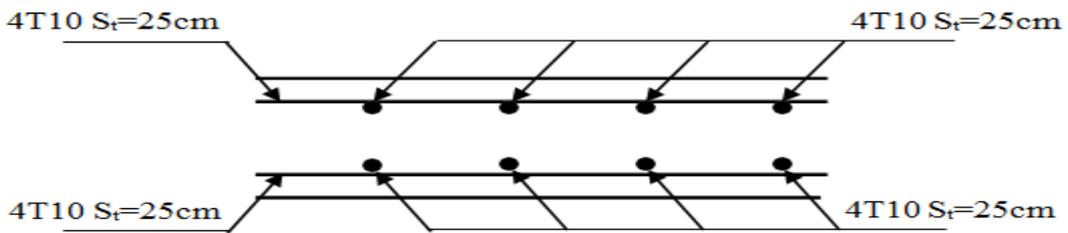


Schéma da ferrailage

Figure III .20. Vue en coupe du ferrailage de la dalle

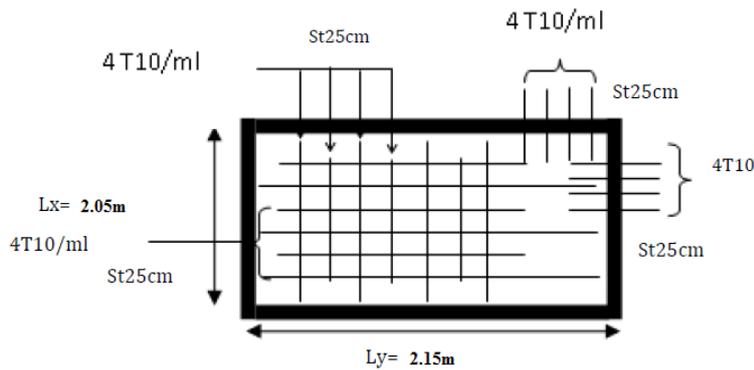


Figure III .21. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.6 Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le **BAEL91/99** et le **RPA99/2003**.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

ET SISMIQUE DU BATIMENT

Chapitre IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

IV.1 Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003]

IV.2 Choix de la méthode de calcul

Selon **RPA99 v2003** le calcul de la force sismique peut être mené suivant les méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Principe de la méthode

Dans le but d'évaluer de façon réaliste le comportement d'une structure soumise à un tremblement de terre, on emploie les techniques d'analyse dynamique des structures.

Le principe de cette méthode consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Principe de la méthode

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un modèle dont on calcule la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

Cette méthode s'applique ou cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.2.4 Choix de la méthode de calcul : RPA99V2003 (Article 4.1.1)

Conditions d'application de méthode statique équivalente :RPA99V2003 (Article 4.1.1).

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du règlement parasismique algérien, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II :

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Classification de l'ouvrage selon la zone sismique :RPA99 V2003 (Article 3.1)

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité.

- **Zone 0** : Sismicité négligeable.
- **Zone I** : Sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb**: Sismicité moyenne.
- **Zone III** : Sismicité élevée.

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

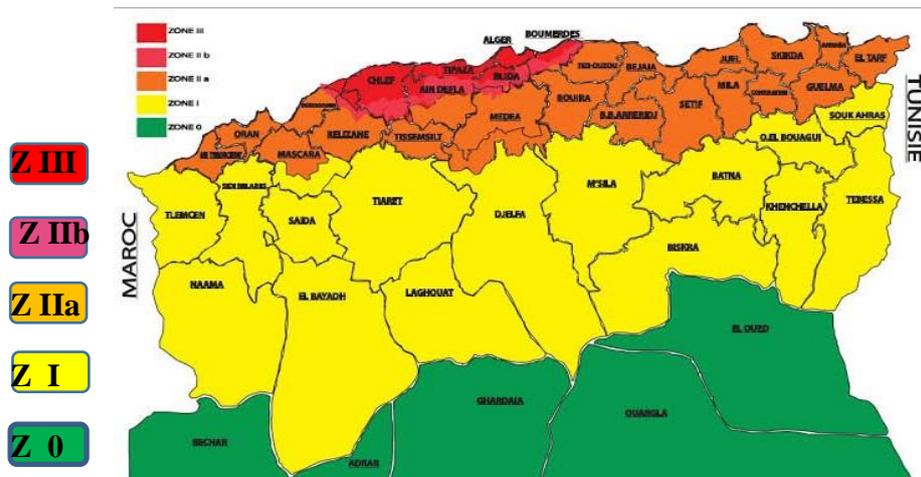


Figure IV.1. Carte de zonage sismique du territoire national algérien

Notre projet est implanté dans la wilaya de **Mila** qui est classé dans une zone de sismicité moyenne **Zone IIa**.

Classification de l'ouvrage selon leur importance :.....**RPA99 V2003 (Article 3.2)**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, la hauteur ne dépasse pas **48m**.

Donc il est de **Groupe d'usage 2**

Classification de l'ouvrage selon leur configuration :.....**RPA99 V2003 (Article 3.5)**

- **Vérification de la régularité :**

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

Cette vérification se fera selon le paragraphe 3.5 du RPA 99 V 2003 comme suite :

a) **Régularité en plan :**

Vérification des décrochements :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

$$\frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{3.2+3.2}{27.4} = 0.23 < 0.25 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{l_1+l_2}{L_y} = \frac{4.7+2.25}{19.69} = 0.35 > 0.25 \dots\dots\dots CNV$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière en plan.

b) Régularité en élévation :

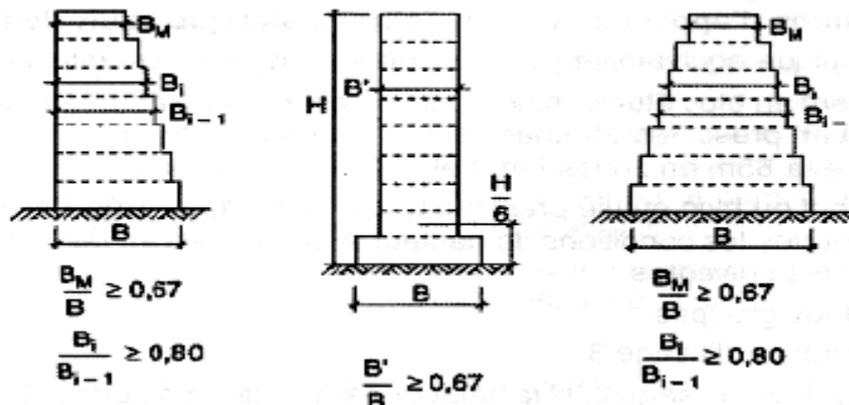


Figure IV.2. Limite des décrochements en élévation d'après RPA 99 V 2003

Notre structure ne contient aucun décrochement en élévation donc elle est classée comme une structure régulière en élévation.

Classification de site :RPA99 V2003 (Article 3.3)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

IV.2.5 Conclusion

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (**zone IIa, groupe d'usage 2**) ne dépasse pas **65m**, donc la

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

méthode statique équivalente est inapplicable, sa nous conduit donc à adopter la méthode d'analyse modal spectrale pour l'étude sismique, Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3 Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale Spectrale

IV.3.1 Introduction

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2 Hypothèses à respecter

- Les masses sont concentrées au niveau des nœuds principaux.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3.3 Spectre de réponse de calcul

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25. A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5. n. \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \dots \dots \dots si \ 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5. n (1.25. A) \left(\frac{Q}{R}\right) \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots si \ T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5. n \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots si \ T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5. n (1.25. A) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) \dots \dots \dots \dots \dots si \ T > 3s \end{cases}$$

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

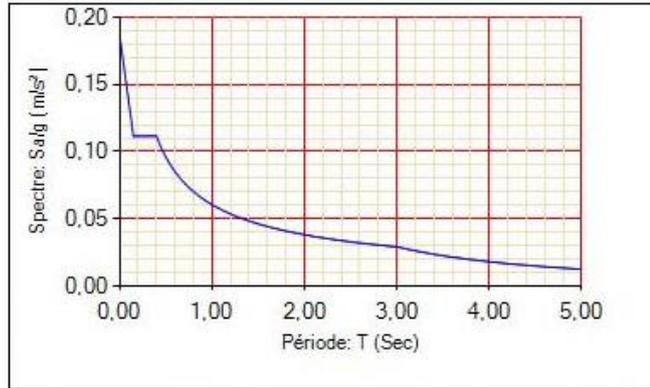


Figure IV.3. Spectre de réponse de calcul

IV.3.4 La période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (Article. 4.2.4)}$$

$$T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 31.62$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \dots \dots \dots \text{ (RPA99 V 2003 Tableau 4.6)}$$

D'où : $T_1 = 0.650(s)$.

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

Sens (x) : $D_x = 27.40m \Rightarrow T_2 = 0.526 (s)$

Sens (y) : $D_y = 19.85m \Rightarrow T_2 = 0.618 (s)$

$$T_x = \min(0.650s; 0.526s) = \mathbf{0.526 (s)}$$

$$T_y = \min(0.650s; 0.618s) = \mathbf{0.618 (s)}$$

IV.3.5 Nombre de modes à considérer

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être telle que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

N : est le nombre de niveaux $N = 10 \rightarrow K \geq 9.48$; Donc on prend $K = 10$

IV.4 Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**, dépend du groupe d'usage de la structure et de

La zone sismique..... (RPA99 V 2003 Tableau 4.1)

Dans notre cas : $A = 0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte portique /voiles avec interaction.

$\Rightarrow R = 5$

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

- **Q : facteur de qualité.**

Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \quad \text{RPA99 (formule 4.4)}$$

p : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q sont satisfaits ou non, donnée par le tableau 4.4 du [RPA]

Tableau IV.1. Valeurs des facteurs de qualité.

Critère (q)	observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	
2. Redondance en plan	0	
3. Régularité en plan		0.05
4. Régularité en élévation		0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1
Total		0.25

Q = 1.25RPA99 V2003

- **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à La structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **tableau 4.5 (RPA99)**

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération

$$\beta = 0.20.$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvée est :

$$W = 61\,914,60\text{ KN}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{RPA99 V 2003 4.2.3})$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases} \dots \text{RPA99 V2003 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \dots \dots \dots (\text{RPA99 V 2003 4.2.3})$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2, RPA99/V2003).

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

Donc, on prend $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% . \eta = 0.816$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que :

$$T_{sx} = 0.526(s) ; T_{sy} = 0.618(s)$$

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

$$D_x = \begin{cases} 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.526} \right)^{2/3} = 1.972 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.618} \right)^{2/3} = 1.771 \end{cases}$$

Car $0.50 \leq T \leq 3.0s$

On aura donc l'effort horizontal (dans les deux sens) dans la structure qui est :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. La force sismique totale

	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)
Sens -X	0,15	1,972	1,25	5	61 914,60	4 578,58
Sens-Y	0,15	1,771	1,25	5	61 914,60	4111,90

IV.5 Modélisation de la structure

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux....etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **Autodesk Robot structural analysais Professional 2014** est utilisé.

IV.5.1 Description générale du logiciel utilisé

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014** est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2014

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle Pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre II)
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - **Charge permanente G**: la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - **Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitations distribuées par les poutres.
 - **Les forces sismiques E** : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y)
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
 - 2) **ELS** : $G + Q$
 - 3) **ELA** : $0,8G \pm E$
 - 5) **ELA** : $G + Q \pm E$
 - 6) **ELA** : $G + Q \pm 1,2E$
- Lancement de l'analyse
- Interprétation des résultats

IV.5.2 Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes fondamentales lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par des voiles porteurs en béton armé.

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

IV.5.3 Analyse de la structure en portique (non contreventée)

La variante initiale de la structure est présentée comme suite :

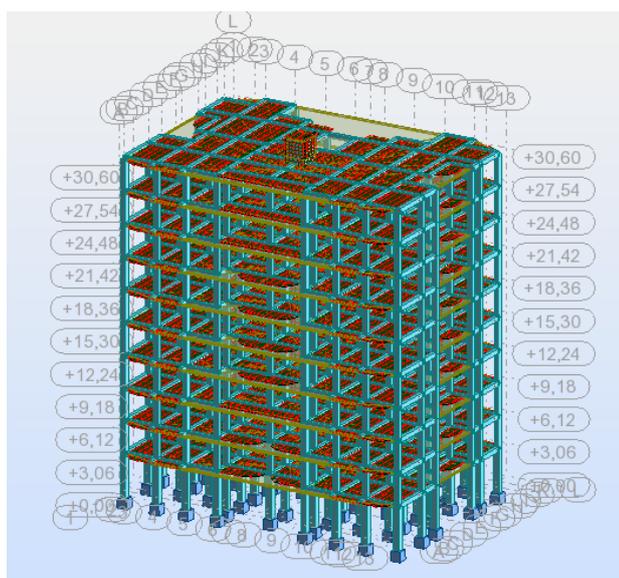


Figure IV.4. Vue en plan et en 3D de la structure en portique (non contreventée)

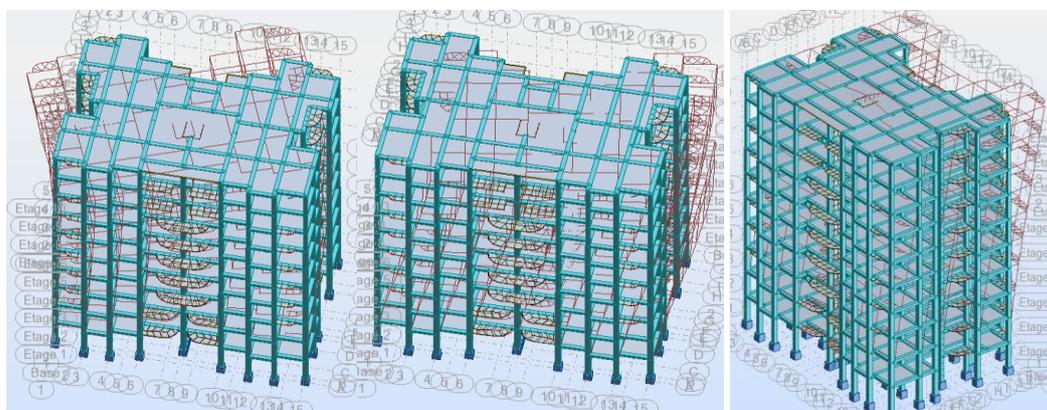
Résultat de l'analyse de la structure en portique (non contreventée)

Les différents modes propres de vibration de la structure en portique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Période et pourcentage des masses modales effectives (structure en portique)

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	
1	1,036	11,897	76,15	0,01	0,000	Translation
2	1,014	72,300	76,16	66,25	0,000	Torsion
3	0,813	72,300	76,16	11,48	66,964	Torsion
4	0,342	73,830	91,21	0,02	0,000	
5	0,309	85,497	91,22	2,02	0,000	
6	0,203	85,497	91,24	12,01	18,489	
7	0,186	86,064	91,24	0,04	0,001	
8	0,153	90,889	91,27	4,15	0,000	
9	0,120	91,219	95,64	0,03	0,000	
10	0,113	11,897	95,66	0	0,000	



Mode 01 Torsion

Mode 02 Torsion

Mode 03 .Torsion

Figure IV.5. Les trois modes propres de vibration de la structure en portique

IV.5.4 Constatation :

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1.036$ s.
- ❖ Le premier mode est un mode de Translation
- ❖ Le 2^{ème} et le 3^{ème} mode sont des modes de torsion.

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

- ❖ On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

IV.5.5 Interprétation des résultats

- Apparition du phénomène de la torsion dans le 2^{ème} mode.
- Ces constatations nous ont mené à procéder un système de contreventement de structure en portique par des voile en béton armé en respectant les exigences du **RPA99V2003 3.4.4b**

IV.5.6 Analyse de la structure en portique (contreventée)

IV.5.6.1 Positionnement des voiles

Après plusieurs simulations sur le positionnement des voiles, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants. Cette structure proposée est présentée dans la figure IV.6 :

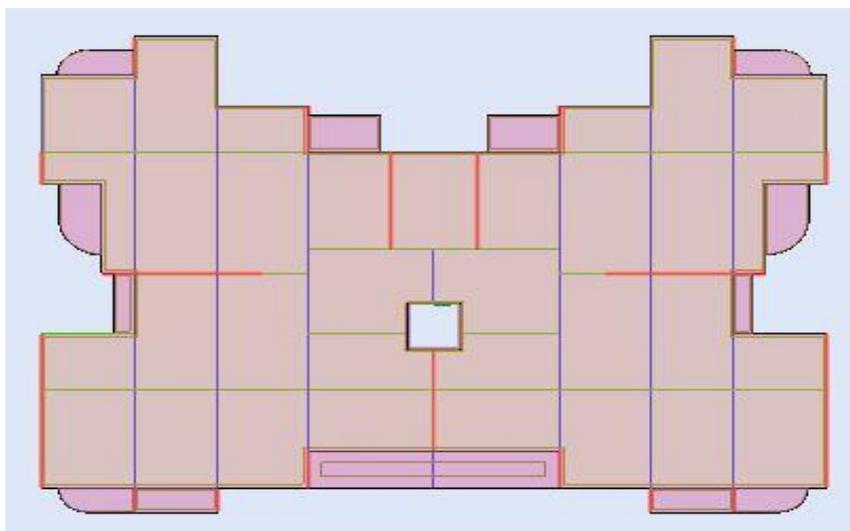


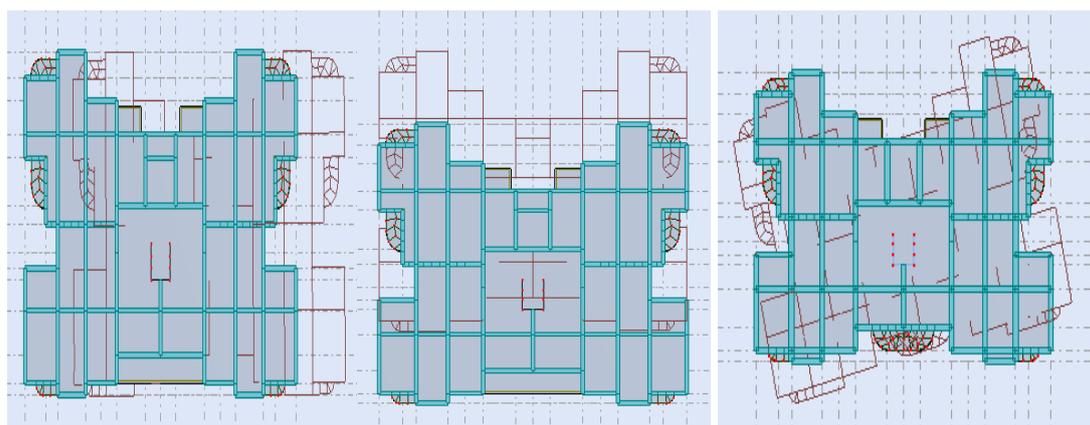
Figure IV.6. Dispositions des voiles

IV.5.6.2 Résultat de l'analyse de la structure en portique (contreventée)

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé)

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	
1	0,42	79,05	0	77,25	0	Translation
2	0,35	78,45	75,45	0	74,44	Translation
3	0,27	78,66	76,37	0,04	0	Torsion
4	0,26	91,34	77,37	14,21	0	
5	0,12	90,3	79,64	0	0,28	
6	0,11	91,31	84,65	0,01	0,01	
7	0,10	92,32	90,98	0,01	16,33	
8	0,095	93,55	91,01	4,13	0,03	
9	0,07	94,54	91,44	0	0,43	
10	0,06	95,32	90,44	0	0	



Mode 01 : Translation

Mode 02 Translation.

Mode03 Torsion.

Figure IV.7. Les trois modes propres de vibration de la structure en contreventement mixte

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_{an} = 42 \text{ s}$
- Les 1^{ier} et 2^{em}e modes sont des modes de translation.

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les onze (10) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les 90%

IV.5.6.3 Vérifications règlementaires

IV.5.6.3.1 Période fondamentale théorique

Les RPA99/Versions 2003 (article 4.2.4.4), préconisent qu'il faut que la valeur de T_{an} calculée par la méthode analytique, ne dépasse pas la valeur T_{em} estimé par la méthode empiriques appropriée de plus de 30 %

$$T_{em} = \min\{0.526; 0.618\} \rightarrow T_{em} = 0.526 \text{ s}$$

$$T_{an} = 0.42 < 1.3 * 0.526 = 0.68 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.5.6.3.2 Résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

Les vérifications des forces sismiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification des forces sismiques

	V (KN)	$0.8 * V$ (KN)	V_t (KN)	$V_t > 0.8 V$
SensX	4 578,58	3 662,86	6 691,66	Condition vérifiée
SensY	4 111,90	3 289,52	6 66,55	Condition vérifiée

IV.5.6.3.3 Vérifications des Sollicitations normales

Les vérifications prescrites par le RPA99/version 2003 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 calculé est limité par la condition suivante : $v =$

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

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

Avec

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton $N_d = N_G + N_Q + N_E$

B_C : Section brute de la section de béton

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les vérifications des sollicitations normales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérifications des Sollicitations normales

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_C (m ²)	f_{c28} (Mpa)	ν	$\nu < 0.3$
9	40x0	161,33	0,123	25	0,053	Condition vérifiée
8	40x40	316,94	0,123	25	0,105	Condition vérifiée
7	40x40	481,33	0,123	25	0,166	Condition vérifiée
6	45x45	640,66	0,203	25	0,135	Condition vérifiée
5	45x45	778,45	0,203	25	0,154	Condition vérifiée
4	45x45	913,59	0,203	25	0,179	Condition vérifiée
3	50x50	1070,49	0,250	25	0,172	Condition vérifiée
2	50x50	1193,05	0,250	25	0,181	Condition vérifiée
1	55x55	1338,79	0,303	25	0,176	Condition vérifiée
RDC	55x55	1509,05	0,303	25	0,233	Condition vérifiée

IV.5.6.3.4 Justification de la stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. (RPA99/version 2003 article 4.41).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} \geq 1.5$$

Avec :

M_{rv} : Moment de renversement. $M_{rv} = \sum F_i \cdot h_i$

F_i : Force sismique à l'étage i.

h_i : La hauteur de niveau i.

M_{st} : Moment stabilisant ou moment résistant $M_{st} = \sum W_i \cdot L_i$

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

W_i : Poids total de la structure.

L_i : Coordonné de centre de masse de chaque étage..

A) Sens longitudinal (Sens-X) :

Tableau IV.7. Vérification au renversement (sens X)

Etage	M_{rv}			M_{st}		
	$F_{xi}(KN)$	$h_i(m)$	$F_{xi} \cdot h_i (KN \cdot m)$	$W_i (KN)$	$L_{xi} (m)$	$W_i \cdot L_{xi} (KN \cdot m)$
9	1 260,34	3,06	3 856,64	5 718,37	13,55	77 483,91
8	2 470,43	3,06	7 559,52	6 022,32	13,55	81 602,44
7	3 545,96	3,06	10 850,64	6 057,01	13,55	82 072,49
6	4 489,94	3,06	13 739,22	6 016,47	13,55	81 523,17
5	5 318,05	3,06	16 273,23	6 016,46	13,55	81 523,03
4	6 014,05	3,06	18 402,99	6 016,47	13,55	81 523,17
3	6 590,12	3,06	20 165,77	6 194,88	13,55	83 940,62
2	7 059,18	3,06	21 601,09	6 289,57	13,55	85 223,67
1	7 400,23	3,06	22 644,70	6 431,61	13,55	87 148,32
RDC	7 593,66	3,06	25 818,44	7 151,44	13,54	96 830,50
	$\sum F_i \cdot h_i$		175 411,33	$\sum W_i \cdot L_i$		842 901,44

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{842\,901,44}{175\,411,33} = 4.80 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (**sens-X**).

B) Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.8. Vérification au renversement (sens X)

Etage	M_{rv}			M_{st}		
	$F_{yi}(KN)$	$h_i(m)$	$F_{yi} \cdot h_i (KN \cdot m)$	$W_i (KN)$	$L_{yi}(m)$	$W_i \cdot L_{yi} (KN \cdot m)$
9	1 377,20	3,06	4 254,01	5 718,37	9,19	52 551,82
8	2 580,85	3,06	8 111,60	6 022,32	9,34	56 248,47

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

7	3 55,51	3,06	11 308,26	6 057,01	9,29	56 269,62
6	4 532,36	3,06	13 869,02	6 016,47	9,41	56 614,98
5	5 218,61	3,06	15 968,95	6 016,46	9,41	56 614,89
4	5 807,16	3,06	17 769,91	6 016,47	9,41	56 614,98
3	6 342,25	3,06	19 407,29	6 194,88	9,44	58 479,67
2	6 805,01	3,06	20 823,33	6 289,57	9,39	59 059,06
1	7 150,02	3,06	21 879,06	6 431,61	9,49	61 035,98
RDC	7 338,34	3,06	24 950,36	7 151,44	9,46	67 652,62
	$\sum F_i \cdot h_i$		153 44,12	$\sum W_i \cdot L_i$		577643,531

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{577643,531}{153\,444,12} = 3.76 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (**sens-Y**).

IV.5.6.3.5 Vérification des déplacements latéraux inter- étages

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter étages, selon l'article (5.10 des RPA99/Version2003), les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées

$$\begin{cases} \Delta_{k(x)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage $\bar{\Delta} = 1\% \cdot h_e$

h_e : Hauteur d'étage.

$\Delta_{k(x,y)}$: Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

Avec : $\Delta_{k(x,y)} = \delta_k - \delta_{k-1}$

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k

R : Coefficient de comportement. $R = 5$

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges **0,8G + E**

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

A) Sens longitudinal (Sens-X) :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

Tableau IV.9. Vérification des déplacements latéraux inter- étages
(sens X)

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^x (cm)	δ_k^x (m)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_{k(x)} < \bar{\Delta}$
RDC	306,00	5	0,196	0.686	0,686	3,06	CV
1	306,00	5	0,400	1.4	0,714	3,06	CV
2	306,00	5	0,542	1.897	0,497	3,06	CV
3	306,00	5	0,643	2.25	0,353	3,06	CV
4	306,00	5	0,720	2.52	0,27	3,06	CV
5	306,00	5	0,763	2.67	0,15	3,06	CV
6	306,00	5	0,779	2.726	0,056	3,06	CV
7	306,00	5	0,735	2.57	0,156	3,06	CV
8	306,00	5	0,805	2.817	0,247	3,06	CV
9	306,00	5	0,847	2.964	0,147	3,06	CV

B) Sens transversal (Sens-Y) :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements latéraux inter- étages
(sens-Y)

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^y (m)	$\Delta_{k(y)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_{k(y)} < \bar{\Delta}$
RDC	306,00	5	0,105	0,105	0.367	3,06	CV
1	306,00	5	0,234	0,234	0.452	3,06	CV

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

2	306,00	5	0,334	0,334	0.35	3,06	CV
3	306,00	5	0,411	0,411	0.269	3,06	CV
4	306,00	5	0,473	0,473	0.212	3,06	CV
5	306,00	5	0,519	0,519	0.166	3,06	CV
6	306,00	5	0,547	0,547	0.098	3,06	CV
7	306,00	5	0,563	0,563	0.056	3,06	CV
8	306,00	5	0,567	0,567	0.01	3,06	CV
9	306,00	5	1,30	0,559	0.024	3,06	CV

IV.5.6.3.6 Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5.9 des RPA99/V2003**) :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k-1$

h_k : Hauteur de l'étage k

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

A) Sens longitudinal (Sens-X) :

Tableau IV.11. Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ (Sens X)

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_x	$\theta_x < 0.1$
RDC	306,00	60501,36	1,50	7 328,49	0,036	CV
1	306,00	53370,69	1,00	7 138,28	0,024	CV
2	306,00	46960,83	1,50	6 801,23	0,034	CV
3	306,00	40709,35	1,50	6 336,15	0,031	CV

CHAPITRE IV. Etude dynamique et Sismique du bâtiment

4	306,00	34551,9	1,50	5 763,97	0,029	CV
5	306,00	28573,19	1,00	5 071,75	0,018	CV
6	306,00	22594,49	1,50	4 247,89	0,026	CV
7	306,00	16706,32	1,00	3 342,28	0,016	CV
8	306,00	11078,46	0,50	2 356,79	0,008	CV
9	306,00	5484,74	0,50	1 228,10	0,007	CV

B) Sens transversal (Sens-Y) :

Tableau IV.12. Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y)

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_y	$\theta_y < 0.1$
RDC	306,00	60501,36	0,50	7 105,80	0,013	CV
1	306,00	53370,69	0,50	6 920,00	0,013	CV
2	306,00	46960,83	1,00	6 578,05	0,023	CV
3	306,00	40709,35	0,50	6 115,88	0,011	CV
4	306,00	34551,9	0,50	5 576,78	0,010	CV
5	306,00	28573,19	1,00	4 982,35	0,019	CV
6	306,00	22594,49	0,50	4 294,43	0,009	CV
7	306,00	16706,32	1,00	3 483,70	0,016	CV
8	306,00	11078,46	0,50	2 519,04	0,007	CV
9	306,00	5484,74	0,50	1 342,31	0,007	CV

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à **0.10** dans les deux sens, donc l'effet $P - \Delta$ peut être négligé.

IV.6 Conclusion

A partir de l'étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

CHAPITRE V .
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailages.

Il s'effectuera selon les règles : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et le règle parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, à la ductilité, et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres et les voiles.

La section d'un élément peut avoir trois types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
- Flexion simple.
- Flexion composée.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour assurer une protection acceptable de la vie humaine et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

$$\text{RPA99 (article 5.2): } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon la sollicitation suivante :

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

- Le moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

V.2.1 Recommandations de RPA (Article 7.4.2.1)

V.2.1.1 Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en **zone IIa**)
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en **zone courante**).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en **zone de recouvrement**),
- $\phi_{min} \geq 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** en **zone IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (**zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par **l'** et **h'**

$$l' = 2h'$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$ section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et Etage 1	55 × 55	24.2	121	181.5
Etage 2 et 3	50 × 50	20	100	150
Etage 4 et 5 et 6	45 × 45	16.2	81	121.5
Etage 7 et 8 et 9	40 × 40	9.8	49	73.5

V.2.1.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$ En zone **II a**

✓ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ En zone **II a**

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Où ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.2.1.3 La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0.3\%(t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0.8\%(t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

V.2.2 Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon la combinaison la plus défavorable sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	Section	M_{max} (KN)	N_{cor} (KN.m)
RDC et Étage 1	(55x55)	181,19	214,25
Étage 2 et 3	(50x50)	141,85	43,22
Étage 4, 5, 6	(45x45)	94,05	19,33
Étage 7, 8, 9	(40x40)	48,36	39,78

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.2.3 Ferrailage des poteaux

V.2.3.1 Armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

V.2.3.1.1 RDC et étage 1

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **RDC** et **Etage 1**, avec les sollicitations suivantes :

$$M_{max} = 181,19 \text{KN.m} \Rightarrow N_{cor} = 214,25 \text{KN} \rightarrow e_G = 0.725 \text{m} > \left(\frac{h}{2}\right) = 0.275 \text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

→ Section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 181,19 + 214,25 \times 0.52 - 0.55/2 = 307.49 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{307.49 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.146 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.198$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.479 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{307.49 \times 10^{-3}}{0.479 \times 348} = 18.45 \text{cm}^2$$

V.2.3.1.2 Etage 2 et 3 :

$$M_{max} = 141,85 \text{KN.m} \Rightarrow N_{cor} = 43,22 \text{KN} \rightarrow e_G = 2.93 \text{m} > \left(\frac{h}{2}\right) = 0.25 \text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

⇒ section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 141,85 + 43,22 \times 0.47 - 0.50/2 = 155.02 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{155.02 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.099 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.131$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{155.02 \times 10^{-3}}{0.45 \times 348} = 9.90 \text{cm}^2$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.2.3.1.3 Etage 4 et 5 et 6 :

$$M_{max} = 94,05 \text{KN.m} \Rightarrow N_{cor} = 19,33 \text{KN} \rightarrow e_G = 1,58 \text{m} > \left(\frac{h}{2}\right) = 0,225 \text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

→ Section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 94,05 + 19,33 \times 0,42 - 0,45/2 = 121,66 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{121,66 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,42^2 \times 14,2} = 0,108 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,143$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,396 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{121,66 \times 10^{-3}}{0,396 \times 348} = 8,83 \text{cm}^2$$

V.2.3.1.4 Etage 7 et 8 et 9 :

$$M_{max} = 48,36 \text{KN.m} \Rightarrow N_{cor} = 39,78 \text{KN} \rightarrow e_G = -1,43 \text{m} < \left(\frac{h}{2}\right) = 0,175 \text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 48,36 - 39,78 \times 0,32 - 0,35/2 = 40,39 \text{KN.m}$$

$$a = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$a = (0,337 \times 0,35 - 0,81 \times 0,03) \times 0,35 \times 0,35 \times 14,2 = 0,16$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua} \rightarrow b = [-40,24 \times (0,32 - 0,03) - 44,39] \times 10^{-3} \\ = -0,056$$

A > b

N'est pas vérifiée. → section partiellement comprimée Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44,39 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,32^2 \times 14,2} = 0,087 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,114$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,302 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{44,39 \times 10^{-3}}{0,302 \times 348} = 4,22 \text{cm}^2$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA}	A _{adoptée}	Barres
RDC et Etage 1	(55x55)	0	18.45	24.2	25.32	8HA16+6HA14
Etage 2 et 3	(50x50)	0	9.90	20	20.36	4HA16+8HA14
Etage 4, 5, 6	(45x45)	0	8.83	16.2	17.09	4HA16+8HA12
Etage 7, 8, 9	(40x40)	0	4.22	9.8	13.76	6HA14+4HA12

V.2.3.2 Armatures transversales

On prend par exemple de calcul le poteau du RDC (55x55).

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.40}{0.55} = 4.33 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{l_{min}} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

✓ Espacement

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{min}}, 15 \text{ cm}) = \min(14, 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{l_{min}} = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{3.75 \times 370,27 \times 10^{-3} \times 0.20}{3.40 \times 400} = 2.04 \text{ cm}^2$$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $3 < \lambda_g < 5$ d'où :

Zone nodale : x

Zone courante : $A_t^{min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(20 \times 55) = 5.5 \text{ cm}^2$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Donc : on adopte pour : $6HA10+2HA8 = 5.71\text{cm}^2$

Tableau V.4. Les armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4, 5, 6	Etage 7, 8, 9
Section cm^2	55x55	55x55	50x50	45x45	35x35
$\phi_l^{min}(\text{cm})$	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
$l_f(\text{cm})$	238	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.33	3.89	4.284	4.76	6.12
$V_u(\text{KN})$	162,70	126,35	104,36	77,28	50,16
$L_r(\text{cm})$	56	56	56	48	48
T zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
T zone courante (cm)	20	20	20	15	15
A_t	0.90	0.77	0.64	0.36	0.15
A_t^{min}	5.5	5.5	5	3.38	1.58
A adopté	6HA10+2HA8 =5.71cm²	6HA10+2HA8 =5.71cm²	10HA8=5.03c m²	7HA8=3.52c m²	4HA8=2.01cm²

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}).$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \text{ condition vérifiée.}$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.2.3.3 Vérifications

V.2.3.3.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- ✓ **As** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- ✓ **Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- ✓ $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$
- ✓ α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 (\text{longueur de flambement}) \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i$$

$$= \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2) (\text{section réduite}).$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (cm)	i (cm)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)	Obs
RDC	55x55	3.40	238	15.88	14.99	0.82	25.32	2809	4987.69	1370,93	C.V
Etage 1	55x55	3.06	214.2	15.88	13.49	0.83	25.32	2809	5048.51	1213,04	C.V
Etage 2 et 3	50x50	3.06	214.2	14.43	14.84	0.82	20.36	2304	4079.37	1075,08	C.V
Etage 4, 5, 6	45x45	3.06	214.2	12.99	16.49	0.81	17.09	1849	3255	815,88	C.V
Etage 7, 8, 9	35x35	3.06	214.2	10.10	21.21	0.79	13.76	1089	1971.27	424,54	C.V

V.2.3.3.2 Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser}.V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre superieure.}$$

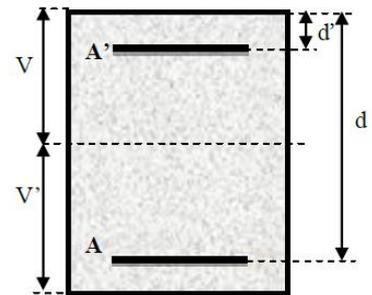
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser}.V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad \text{section homogène}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$



CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

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

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section	d	As	S	v	v'	I _{yy'}	N _{ser}	M _{ser}	σ_{bc1}	σ_{bc2}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Ob s
	(cm ²)	(m)	(cm ²)	Cm ²	(cm)		(m ⁴)	(KN)	KN.m	(Mpa)			
RDC	55x55	0.52	25.32	3404.8	30.23	24.77	0.0097	700.19	25,50	2.85	1.26	15	C.V
Etage 1	55x55	0.52	25.32	3404.8	30.23	24.77	0.0097	606,68	13,72	2.21	1.78	15	C.V
Etage 2	50x50	0.47	20.36	2805.4	27.39	22.62	0.0065	494,65	7,73	2.61	0.92	15	C.V
Etage 3	50x50	0.47	20.36	2805.4	27.39	22.62	0.0065	420,15	7,62	2.26	0.74	15	C.V
Etage 4	45x45	0.42	17.09	2281.35	24.69	20.31	0.0043	335,81	5,41	2.22	0.73	15	C.V
Etage 5	45x45	0.42	17.09	2281.35	24.69	20.31	0.0043	269,77	4,65	1.81	0.55	15	C.V
Etage 6	45x45	0.42	17.09	2281.35	24.69	21.31	0.0043	214,20	3,80	1.43	0.45	15	C.V
Etage 7	35x35	0.32	13.76	1431.4	19.59	15.41	0.0013	160,64	3,22	1.61	1.12	15	C.V
Etage 8	35x35	0.32	13.76	1431.4	19.59	15.41	0.0013	107,91	3,39	1.26	0.75	15	C.V
Etage 9	35x35	0.32	13.76	1431.4	19.59	15.41	0.0013	60,45	0,98	0.57	0.42	15	C.V

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc1,2} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 [Art : 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que ;} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \left\{ \begin{array}{l} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \text{avec ; } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ	$\bar{\tau}_{adm}$	observation
	(cm ²)						(Mpa)	(Mpa)	
RDC	55x55	2.38	4.33	0.04	52	162,70	0.57	1	C.V
Etage 1	55x55	2.142	3.89	0.04	52	126,35	0.44	1	C.V
Etage 2	50x50	2.142	4.284	0.04	47	104,36	0.44	1	C.V
Etage 3	50x50	2.142	4.284	0.04	47	104,36	0.44	1	C.V
Etage 4	45x45	2.142	4.76	0.04	42	77,28	0.41	1	C.V
Etage 5	45x45	2.142	4.76	0.04	42	77,28	0.41	1	C.V
Etage 6	45x45	2.142	4.76	0.04	42	77,28	0.41	1	C.V

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Etage 7	35x35	2.14 2	6.12	0.07 5	32	50,16	0.45	1.87 5	C.V
Etage 8	35x35	2.14 2	6.12	0.07 5	32	50,16	0.45	1.87 5	C.V
Etage 9	35x35	2.14 2	6.12	0.07 5	32	50,16	0.45	1.87 5	C.V

V.2.3.4 Disposition constructive des poteaux

- **Longueurs de recouvrement : [RPA99/2003]**

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$$Lr \geq 40 \times \varnothing \text{ en zone //a}$$

$$\varnothing = 16mm \quad Lr \geq 40 \times 16 = 64cm$$

$$\varnothing = 14mm \quad Lr \geq 40 \times 14 = 56cm$$

$$\varnothing = 12mm \quad Lr \geq 40 \times 12 = 48cm$$

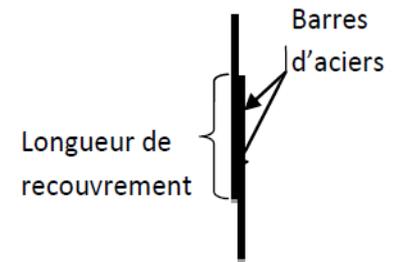
- **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section de poteau. h_e : hauteur d'étage.

On prend $h' = 60$ cm pour tous les niveaux.



V.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

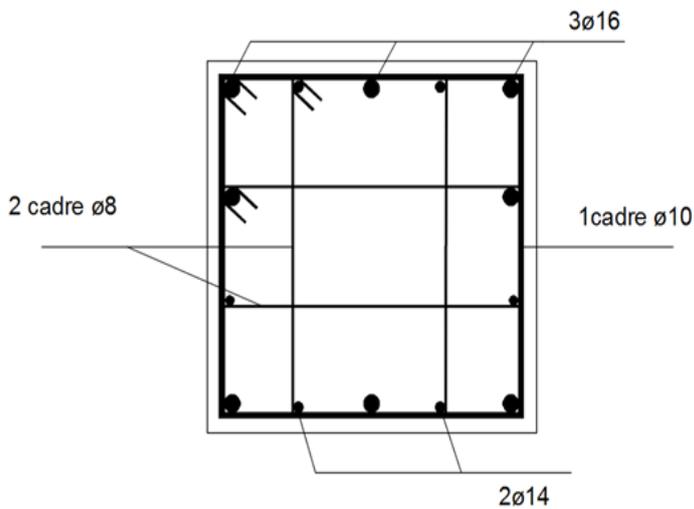


Figure V.1. Poteaux de RDC
et 1er étage

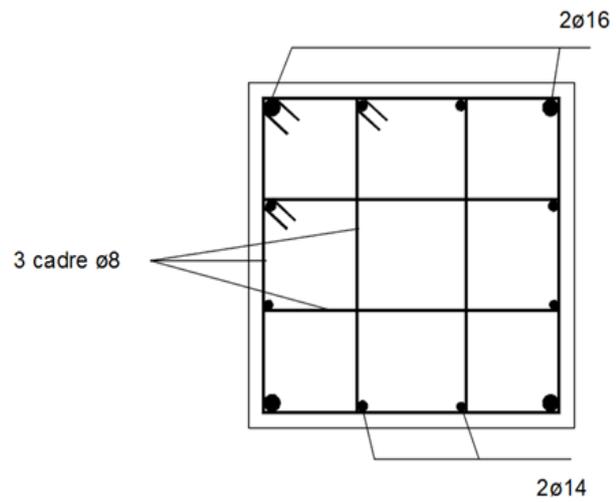


Figure V.2. Poteaux de 2eme et
3eme étage

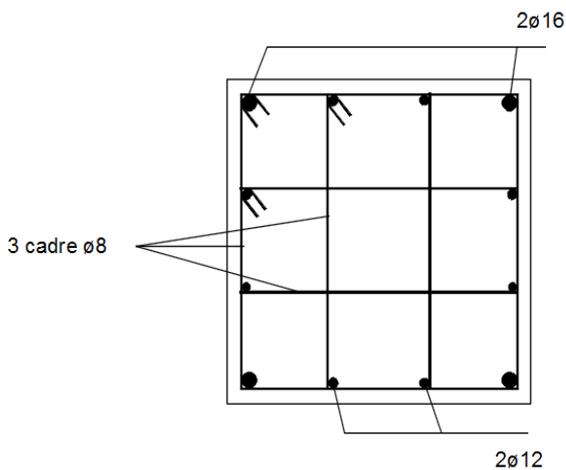


Figure V.3. Poteaux de 4eme et
5eme et 6eme étage

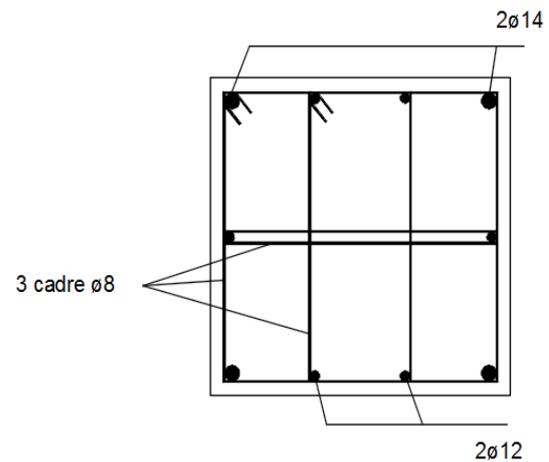


Figure V.3. Poteaux de 7eme et 8eme
et 9eme étage

V.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

- Situation durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$
- Situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1.15 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$

Dans notre structure on a deux type des poutres

- Poutre principale (sens Y)(35x45)cm
- Poutre secondaire (sens X)(35x40)cm

V.3.1.Prescriptions données par RPA99/version 2003

V.3.1.1.Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (*zoneIIa*).
- Le diamètre minimum est de 12 mm

V.3.1.2.Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003. S. b$
- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4; 12\phi$ »
 - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $s \leq h/2$ ».
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.3.2. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- La combinaison fondamentale :

Selon **CBA.931**. $35G + 1.5Q$ (*ELU*)

Cette combinaison nous permet de déterminer le moment maximal en travée.

- Les combinaisons accidentelles :

$$\text{Selon RPA.99v2003} \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases} \quad (ELA)$$

La combinaison $G + Q \mp E$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison $0.8G \mp E$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et nous permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

V.3.3. Les sollicitations dans les poutres

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014 :

Tableau V.9. Sollicitations de calcul (Poutre)

	1.35G + 1.5Q			G + Q		
	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	T (KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	T (KN)
PP	30.44	88.42	78.32	25.77	52.32	61.01
PS	21.56	19.44	60.11	16.54	34.66	43.43

V.3.4. Ferrailage des poutres

V.3.4.1. Calcul des Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du Robot2014, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 [1]

1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales

❖ Poutres principales

✓ En zone courante

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63cm^2$$

✓ En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5cm^2$$

❖ Poutres secondaires

✓ En zone courante

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56cm^2$$

✓ En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84cm^2$$

2. Pourcentage minimum des armatures longitudinales :

❖ Poutres principales

$$A_{min} = 0.5\%b \times h = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.875cm^2$$

❖ Poutres secondaires

$$A_{min} = 0.5\%b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7cm^2$$

Section d'armature calculée

• Poutre principale (35×45)

$$M_t = 30.44 \text{ KN.m} ; M_a = 88.42 \text{ KN.m}$$

✓ Armatures en travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30.44 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 14.20} = 0.037$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 412.10mm$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{30.44 \times 10^6}{412.10 \times 348} \times \frac{1}{100} = 2.12cm^2$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

✓ Armatures en appuie :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.42 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 18.48} = 0.078$$

$$\mu_{bu} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.075$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 407.4mm$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{66.56 \times 10^6}{407.4 \times 400} \times \frac{1}{100} = 4.08cm^2$$

• Poutre secondaire (35x40)

$$M_t = 21.56KN.m ; M_a = 19.44 CKN.m$$

✓ Armatures en travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.56}{350 \times 370^2 \times 14.20} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.037$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 364.52mm$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{21.56 \times 10^6}{364.52 \times 348} \times \frac{1}{100} = 1.44cm^2$$

✓ Armatures en appuie :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.44 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 18.48} = 0.088$$

$$\mu_{bu} = 0.088 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 356.68mm$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{19.44 \times 10^6}{356.68 \times 400} \times \frac{1}{100} = 5.32cm^2$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Type de poutre	Section (cm)	localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre des barres	V(KN)
Principale	35x45	Appui	4.08	7.875	8.01	3T12+3T14	80.37
		Travée	2.28	7.875	8.01	3T12+3T14	
Secondaire	35x40	Appui	5.32	7	7.10	2T14+2T16	245.28
		Travée	1.44	7	7.10	2T14+2T16	

V.3.4.2. Vérification à l'ELU

V.3.4.2.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{poutres secondaire.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

V.3.4.2.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{BAEL91(Article H. III. 1)}$$

$$\text{Tel que } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	V _u (MN)	τ _u (Mpa)	τ̄(Mpa)	Observation
Principale	0.080	0.51	3.25	Vérifiée
Secondaire	0.25	1.79	3.25	Vérifiée

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.}$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.3.4.3. Calcul des armatures transversales

V.3.4.3.1. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Lmin}\right)$$

➤ **Poutre principale :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) \rightarrow \phi_t = \min(1.29; 3.5; 1.2)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (uncadreetun étrier).

➤ **Poutre secondaire :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) \rightarrow \phi_t = \min(1.14; 3.5; 1.2)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (uncadreetun étrier).

V.3.4.3.2. Espacements des barres

Selon le RPA99/version2003(art7.5.2.2)

- Zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right)$
- Poutre principales : $S_t \leq \min(11.25; 14.4; 30)$ soit : $S_t=10cm$
- Poutre secondaires : $S_t \leq \min(10; 16.8 ; 30)$ soit : $S_t=10cm$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$
- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5$ soit : $S_t=15cm$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20$ soit : $S_t=15cm$

V.3.4.3.3. Vérification de la section minimale A_t

Pour les poutres principales

$$A_t^{min} = 2.01 \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \dots\dots\dots CV$$

Pour les poutres secondaires

$$A_t^{min} = 2.01 \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \dots\dots\dots CV$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.3.4.3.4. Vérifications des armatures longitudinales

- **Les longueurs de recouvrement :**

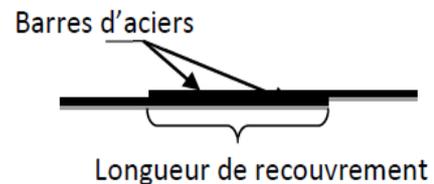
Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \phi \text{ en zone II}$$

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 16 = 64\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 14 = 56\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 12 = 48\text{cm}$$



V.3.4.3.5. Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

Poutres principales :

En zone courante :

$$3T12+3T14=8.01\text{cm}^2 < 4\% \times b \times h = 63\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En zone de recouvrement :

$$3T12 + 3T14 = 8.01\text{cm}^2 < 6\% \times b \times h = 94.5\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

En zone courante :

$$2T14+2T16=7.10\text{cm}^2 < 4\% \times b \times h = 56\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En zone de recouvrement :

$$2T14 + 2T16 = 7.10\text{cm}^2 < 6\% \times b \times h = 84\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$\text{En appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times Y_s}{f_e}$$

$$\text{En appui intermédiaire : } A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²) appui	Ma (KN.m)	V_u (KN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$	Observation
Principale	8.01	66.56	80.37	2.31	-2.75	Vérifiée
Secondaires	7.10	77.85	245.28	7.05	0.33	Vérifiée

V.3.4.3.6. Vérification à l'ELS

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} \leq 15 \text{ Mpa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres		M_{ser} (MN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	Appui	0.06656	0.00266	0.1389	3.48	Vérifiée
	Travée	0.03273			1.71	Vérifiée
Secondaires	Appui	0.07785	0.00187	0.1227	5.11	Vérifiée
	Travée	0.020			1.31	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation (flèche) :**

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification des conditions de la flèche

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Observation
Principales	$0.09 \geq 0.06$	$0.092 \geq 0.0032$	$0.0054 \leq 0.0105$	Vérifiée
Secondaires	$0.09 \geq 0.06$	$0.092 \geq 0.002$	$0.0055 \leq 0.0105$	Vérifiée

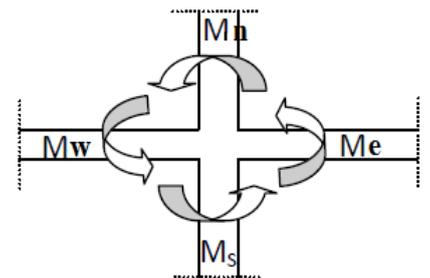
V.3.5.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.2.4.1 Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_R d'une section de béton dépend :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'acier dans la section du béton.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section	Z	A_s	M_R
	cm	cm	cm^2	KN.m
RDC	55x55	49.5	25.32	436.16
Etage 1	55x55	49.5	25.32	436.16
Etage 2	50x50	45	20.36	318.83
Etage 3	50x50	45	20.36	318.83
Etage 4	45x45	40.5	17.09	240.87
Etage 5	45x45	40.5	17.09	240.87
Etage 6	45x45	40.5	17.09	240.87
Etage 7	40x40	31.5	13.76	150.84
Etage 8	40x40	31.5	13.76	150.84
Etage 9	40x40	31.5	13.76	150.84

V.2.4.2 Détermination des moments résistants dans les poutres

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau ci dessus :

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Section (cm2)	Z (cm)	$A_s(cm^2)$	$M_R(KN.m)$
RDC	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 1	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 2	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Etage 3	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 4	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 5	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 6	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 7	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 8	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95
Etage 9	PP (35x45)	40.5	8.01	112.89
	PS (35x40)	36	7.10	88.95

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales.

Niveau	plan	M_n	M_s	$M_n + M_s$	$M_e = M_w$	$1.25(M_e + M_w)$	Observatio n
	Cm ²	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	
RDC	PP (35x45)	436.16	436.16	872.32	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 1	PP (35x45)	318.83	436.16	754.99	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 2	PP (35x45)	318.83	318.83	637.66	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 3	PP (35x45)	240.87	318.83	559.7	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 4	PP (35x45)	240.87	240.87	481.74	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 5	PP (35x45)	240.87	240.87	481.74	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Etage 6	PP (35x45)	150.84	240.87	391.71	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 7	PP (35x45)	150.84	150.84	301.68	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 8	PP (35x45)	150.84	150.84	301.68	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	
Etage 9	PP (35x45)	150.84	150.84	301.68	112.89	282.23	C.V
	PS (35x40)				88.95	222.38	

La vérification dans les zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.6. Schémas de ferrailage des poutres

V.3.6.1. Poutre principale

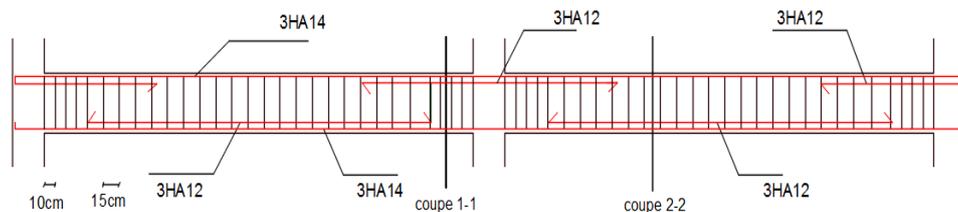


Figure V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres

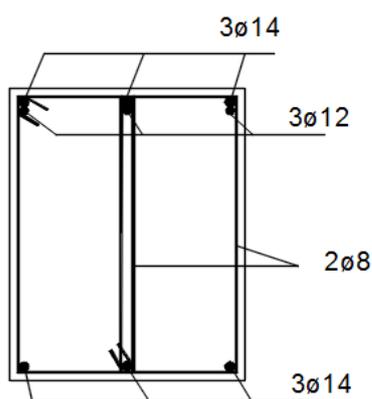


Figure V.6. Coupe 1-1 PP

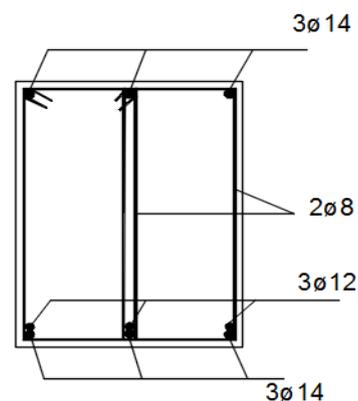


Figure V.7. Coupe 2-2

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.3.6.2. Poutre secondaire

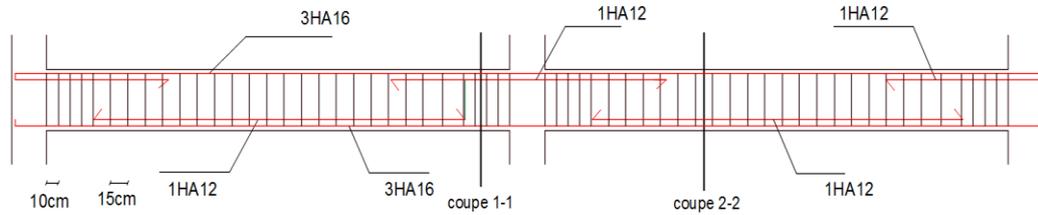


Figure V.8. Disposition constructive des armateurs dans les poutres secondaires

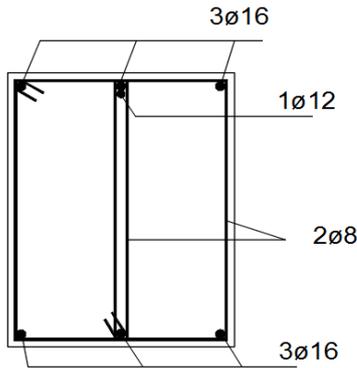


Figure V.9. Coupe 1-1 PS

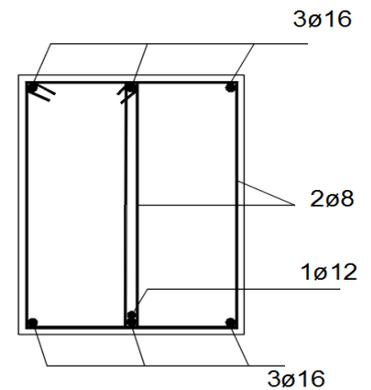


Figure V.10. Coupe 2-2 PS

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2.Recommandation du RPA99/03

V.4.2.1.Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



Figure V.11. Disposition des armatures verticales (vue en plan).

V.4.2.2. Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement. Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \emptyset$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - $\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par ml.

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m²

V.4.2.3. Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans les voiles.

Voile	M_{max}	N_{cor}	V_u
	(KN.m)	(KN)	(KN)
Vy1	50,46	-10,96	72,05
Vy2	51,45	-8,17	72,66
Vy3	51,73	-8,34	72,84
Vy4	51,00	-9,57	72,41
Vy5	330,49	-837,57	572,56
Vy6	64,20	-285,95	89,42
Vy7	114,92	-549,76	295,06
Vy8	64,22	-285,92	89,46
Vy9	331,26	-835,94	581,68
Vy10	74,00	-840,95	151,93
Vy11	28,68	-569,60	99,23
Vy12	74,62	-842,30	156,12
Vy13	141,67	-836,40	140,31
Vy14	143,06	-835,18	141,21
Vy15	48,33	-361,82	67,81
Vy16	451,91	-1276,83	513,26
Vy17	423,96	-1219,47	423,51
Vy18	49,60	-361,63	69,88
Vy19	94,98	-401,32	132,41
Vx1	38,95	-80,46	171,53
Vx2	112,39	-991,44	847,48

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Vx3	234,25	106,16	314,00
Vx4	234,25	106,16	314,00
Vx5	112,39	-991,44	847,48
Vx6	38,95	-80,46	171,53
Vx7	326,79	-827,60	365,92
Vx8	71,67	-205,95	12,15

V.4.3.Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$).

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adp} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{cal} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armature calculée
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

V.4.3.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple le voile Vy1 :

$$M_{max} = 50.46 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = -10.96 \text{ KN}$$

V.4.3.1.1.Calcul des armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1m ; d = 0.9m ; e = 0.2m$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{50,46}{10,96} = 4.60m$$

$e_G > \frac{L}{2} = 0.5m \Rightarrow N$ est un effort de traction et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement tendue.

Le calcul ce fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U(d - \frac{L}{2})$$

$$M_{UA} = 50.46 - 10.96 \left(0.9 - \frac{1}{2}\right) = 46.08KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.08 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$z = dz = d(1 - 0.4\alpha) = 0.891m$$

$$A_{cal} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{46.08 \times 10^{-3}}{0.891 \times 348} = 1.49cm^2$$

V.4.3.1.2. Calcul des armatures minimales

$$A_{min} = 0.15\% \times e \times L = 3cm^2$$

$$A_{min}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{1}{2} = 0.5m$$

$$\sigma^+ = \frac{10.96 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1} + \frac{50.46 \times 10^{-3}}{0.01667} \times 0.5 = 1.57Mpa$$

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

$$\sigma^- = \frac{10.96 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1} - \frac{50.46 \times 10^{-3}}{0.01667} \times 0.5 = -1.46 \text{Mpa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{1.46 \times 1}{1.57 + 1.46} = 0.48 \text{m}$$

$$A_{min}^t = 0.2\% \times 0.2 \times 0.48 = 1.92 \text{cm}^2$$

$$A_{min}^t = 1.92 \text{cm}^2 > A_{cal}$$

On choisit : 2T12 = 2.26cm²

$$A_{min}^c = 0.1\% \times e \times L_c \quad \text{avec: } L_c = L - 2 \times 0.48 = 0.04 \text{m}$$

$$A_{min}^c = 0.08 \text{cm}^2$$

On choisit : 1T12 = 1.13cm²

$$A_V \text{ adopté} = 3.39 \text{cm}^2$$

V.4.3.1.3. Calcul des armatures horizontales

On a : V = 72.05KN

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{72.05 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9} = 0.40 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$$

$$= 5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour S_t = 20cm² on aura :

- A_h^{min} = 0.15% × b × h = 0.15% × 340 × 20 = 10.2cm²
- A_h^{cal} = $\frac{A_v^{adp}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{cm}^2$

On choisit : 7T14 = 10.77cm²

$$A_h \text{ adopté} = 10.77 \text{cm}^2$$

Tableau V.19. Ferrailage des voiles à // yy'.

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vy5	Voile Vy6
L (m)	1	1	1	1	4.11	1.56
M (KN.m)	50,46	51,45	51,73	51,00	330,49	64,20
N (KN)	-10,96	-8,17	-8,34	-9,57	-837,57	-285,95

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V (KN)	72.05	72,66	72,84	72,41	572,56	89,42
τ_u (Mpa)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.77	0.32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)	1.49	1.77	1.49	1.77	8.24	2.34
Av min/face (cm ²)	3	3	3	3	12.33	4.68
A adop face (cm ²)	3.39	3.39	3.39	3.39	13.85	9.05
N ^{barre} /face	3T12	3T12	3T12	3T12	9T14	8T12
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.85	0.85	0.85	0.85	3.46	2.26
Ah min/face/ml (cm ²)	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2
Ah adop/face (cm ²)	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77
N ^{barre} /face/ml	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30

Tableau V.20. Ferrailage des voiles à // yy'

	Voile Vy7	Voile Vy8	Voile Vy9	Voile Vy10	Voile Vy11	Voile Vy12
L (m)	2.55	1.56	4.11	2.30	1.53	2.30
M (KN.m)	114,92	64,22	331,26	74,00	28,68	74,62
N (KN)	-549,76	-285,92	-835,94	-840,95	-569,60	-842,30
V (KN)	295,06	89,46	581,68	151,93	99,23	156,12
τ_u (Mpa)	0.64	0.32	0.77	0.37	0.36	0.37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)	5.49	2.34	8.24	10	6.90	10
Av min/face (cm ²)	7.65	4.68	12.33	6.9	4.59	6.9
A adop face (cm ²)	10.18	9.05	13.85	12.31	9.05	12.31
N ^{barre} /face	9T12	8T12	9T14	8T14	8T12	8T14
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30
Ah cal/face/ml (cm ²)	2.55	2.26	3.46	3.08	2.26	3.08
Ah min/face/ml (cm ²)	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Ah adop/face (cm ²)	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77
N ^{barre} /face/ml	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30

Tableau V.21. Ferrailage des voiles à // yy'

	Voile Vy13	Voile Vy14	Voile Vy15	Voile Vy16	Voile Vy17	Voile Vy18
L (m)	2.15	2.15	1.35	4.05	4.05	1.35
M (KN.m)	141,67	143,06	48,33	451,91	423,96	49,60
N (KN)	-836,40	-835,18	-361,82	-1276,83	-1219,47	-361,63
V (KN)	140,31	141,21	67,81	513,26	423,51	69,88
τ_u (Mpa)	0.33	0.30	0.28	0.70	0.70	0.28
$\bar{v} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)	8.85	8.85	3.56	13.06	13.06	3.56
Av min/face (cm ²)	6.45	6.45	4.05	12.15	12.15	4.05
A adop face (cm ²)	11.31	11.31	6.78	18.47	18.47	6.78
N ^{barre} /face	10T12	10T12	6T12	12T14	12T14	6T12
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30
Ah cal/face/ml (cm ²)	2.83	2.83	1.70	4.62	4.62	1.70
Ah min/face/ml (cm ²)	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2
Ah adop/face (cm ²)	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77
N ^{barre} /face/ml	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.22. Ferrailage des voiles à // xx'

	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4	Voile Vx5	Voile Vx6	Voile Vx7	Voile Vx8
L (m)	1.10	2.90	1.55	1.55	2.90	1.10	1.65	1.65
M (KN.m)	38,95	112,39	234,25	234,25	112,39	38,95	326,79	71,67
N (KN)	-80,46	-991,44	106,16	106,16	-991,44	-80,46	-827,60	-205,95
V (KN)	171,53	847,48	314	314	847,48	171,53	365,92	12,15
τ_u (Mpa)	0.87	1.62	1.12	1.12	1.62	0.87	1.23	0.041
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A _{v cal} /face (cm ²)	0.10	11.74	3.50	3.50	11.74	0.10	4.40	1.27
A _{v min} /face (cm ²)	3.3	8.7	4.65	4.65	8.7	3.3	4.95	4.95
A _{adop} face (cm ²)	3.39	13.85	5.65	5.65	13.85	3.39	5.65	5.65
N ^{barre} /face	3T12	9T14	5T12	5T12	9T14	3T12	5T12	5T12
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30
A _{h cal} /face/ml (cm ²)	0.85	3.46	1.41	1.41	3.46	0.85	1.41	1.41
A _{h min} /face/ml (cm ²)	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2
A _{h adop} /face (cm ²)	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77
N ^{barre} /face/ml	7T14							
S _t (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.4.4.Exemples de ferrailages des voiles

V.4.4.1.Voile V_{y5} , V_{y9}

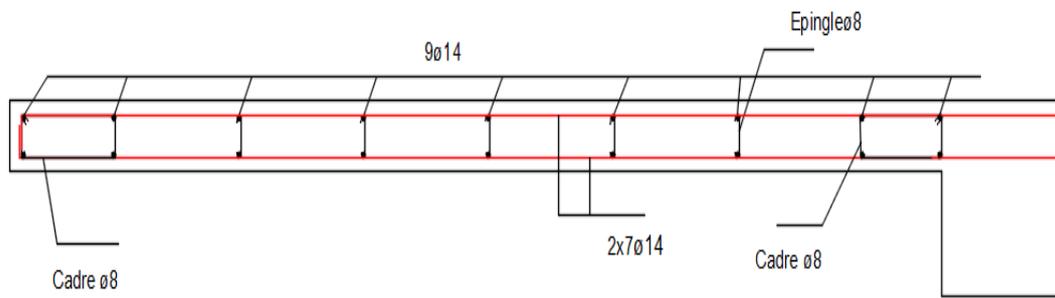


Figure V.12. Voile V_{y5} , V_{y9}

V.4.4.2.Voile V_{x2} , V_{x5}

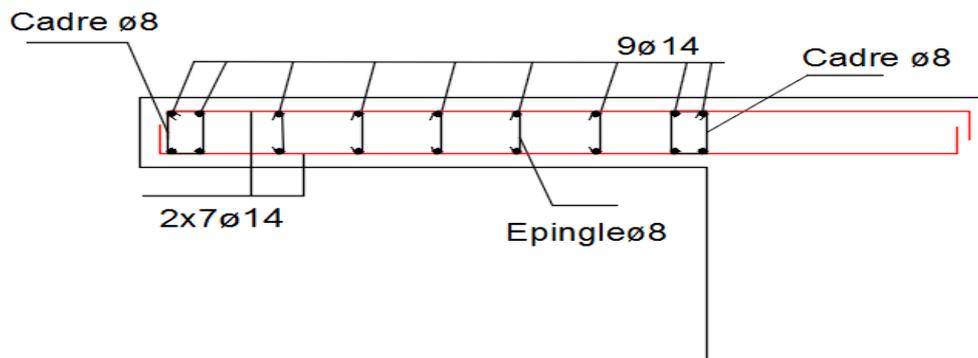


Figure V.13. Voile V_{x2} , V_{x5}

CHAPITRE VI :

CALCUL DE

L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VI. Calcul De l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure (poteaux, poutres, voiles, murs...), cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol, radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux..). De ce fait nous distinguons trois (03) types de fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

La détermination des ouvrages de fondation sont en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

VI.2 Choix du type des fondations:

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- Les charges et surcharges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- L'économie et la facilité de réalisation.

Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi par le rapport de sol, le type de fondations suggéré est superficielles, ancrées à partir de 1.5m du niveau de la base, avec une contrainte admissible du sol de 2 bars.

VI.2.1 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99/V2003 (Article 10.1.4.1),

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- D'après le DTR BC 2.33.1:
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$
- D'après le RPA99 :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases} \text{ (Art. 10.1.4.1)}$$

VI.2.2 Calcul de la contrainte

Selon (RPA l'article 10.1.4.1) ; on n'utilise pas la contrainte du sol admissible (donnée généralement par les rapports géotechniques) mais une contrainte ultime.

Nous avons :

$$\begin{cases} \sigma_{adm}[ELS] = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \\ \sigma_{adm}[ELU] = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \end{cases}$$

Avec γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\begin{cases} \gamma_q = 2 \text{ à l'ELU} \\ \gamma_q = 3 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

Il est a noté que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS ($\sigma_{adm}=2 \text{ bar}$) Donc ;

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS} \Rightarrow \sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 2 = 3 \text{ bars}$$

VI.2.3 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

Avec ;

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT » (poteau le plus sollicité),

S : Surface d'appuis de la semelle, $S=A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

Nous remplaçons A dans l'équation (1) nous trouverons : $\sigma_{ELU} = 3 \text{ bars}$

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

VI.2.3.1 Cas statique A l'ELU,

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q, nous avons un effort N=1347,86KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.50}{0.5} \times \frac{1347,86}{300}} = 2.12m$$

VI.2.3.2 Cas statique A l'ELS

Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort N=1122,51KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.50}{0.5} \times \frac{1122,51}{200}} = 2.36m$$

VI.2.3.3 Cas Dynamique A l'ELA,

Sous la combinaison G+Q+Ex, nous avons un effort N=1235,89KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.50}{0.5} \times \frac{1235,89}{300}} = 2.03m$$

- **Commentaire :**

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle B=2.8 m la semelle isolée ne passe pas.

D'après les résultats, On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe à l'étude des semelles filantes

VI.2.3.4 Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée (dans le sens yy). La surface totale des semelles est donné par :

La surface totale des semelles est donné par :

$$S \geq \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}}$$

Avec,

Ni: L'effort normal provenant du poteau « i ». D'où :

$$S = B \times L \geq \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{\sum Ni}{L \times \sigma_{sol}}$$

L = 27.4m

VI.2.3.5 Cas statique A l'ELU

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 24850,78\text{KN}$$

$$B \geq \frac{24850,78}{27,4 \times 300} = 3,03\text{m}$$

VI.2.3.6 Cas dynamique A l'ELA

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 17337,76\text{KN}$$

$$B \geq \frac{17337,76}{27,4 \times 300} = 2,1\text{m}$$

VI.2.3.7 A l'ELS

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 17340,51\text{KN}$$

$$B \geq \frac{17340,51}{27,4 \times 200} = 3,16\text{m}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{56831,42}{200} = 284,15$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{284,15}{359,8} = 0,789$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \mathbf{79 \% > 50\%}$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

VI.2.4 Vérification d'un radier général

Étant donné que les deux premières vérifications ne sont pas observées, nous opterons pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dans le but d'augmenter sa rigidité, nous opterons pour un radier avec nervures supérieur. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

❖ Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

On a : $L_{max} = 5,51 \text{ m}$; la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$\begin{aligned} \text{Radie} \dots\dots\dots h_r &\geq \frac{L_{max}}{20} \\ \text{Nervure} \dots\dots\dots h_n &\geq \frac{L_{max}}{10} \end{aligned}$$

Avec :

h_n : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur de la dalle du radier

$$\text{Radie} \dots\dots\dots h_r \geq \frac{5,51}{20} = 0,275 \text{ m}$$

$$\text{Nervure} \dots\dots h_n \geq \frac{5,51}{10} = 0,55 \text{ m}$$

➤ condition de rigidité

Un radier est considéré rigide, si : $h_r \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Tel que :

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : Largeur de la semelle

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,35^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0,83 \text{ m}$$

Donc, $h_t \geq 0,83 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,9 \text{ m}$

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.85^3 \times 3.216 \times 10^7}{1.375 \times 4 \times 10^4}} = 4.54\text{m}$$

$$L_{\max} = 5.51 \leq \frac{\pi}{2} \times 7.1 = 7.12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc notre radie est un radie rigide.

➤ Calcul de la surface du radier :

ELU :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{300} = \frac{80528,16}{300} = 268.43\text{m}^2$$

ELA :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{300} = \frac{56832,40}{300} = 189.44\text{m}^2$$

ELS :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{200} = \frac{56831,42}{200} = 284.157\text{m}^2$$

Soit: $S_{\text{rad}} = 284.157\text{m}^2$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} = 359.8 \text{ m}^2$$

➤ Condition de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

A partir de cette condition ; nous devons définir les paramètres suivant :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} \quad ; \quad q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

N_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (Soit $L_{\max} = 5.51 \text{ m}$).

V_u : Effort tranchant

$$\text{Donc :} \quad V_u = \frac{56831,42 \times 5.51}{2 \times 359.8} = 435.16\text{KN}$$

$$\text{De (1)} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{435.16 \times 10^{-3}}{1000 \times 2.5} = 0.174\text{m}$$

$$\Rightarrow d = 1.2 \text{ m}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{435.16 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.791 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

Les dimensions finales du radier sont :

- Hauteur total: $h_t = 90 \text{ cm}$
- Hauteur du radier : $h_r = 60 \text{ cm}$
- Enrobage : $d' = 5 \text{ cm}$
- La surface du radier : $S_{\text{rad}} = 359.8 \text{ m}^2$

VI.2.5 Vérifications nécessaires

VI.2.5.1 Vérification au poinçonnement Selon le BAEL99 (Article A.5.2, 42),

Nous devons vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_d : Effort normal de calcul sur poteau le plus sollicité ; $N_d = 1618,40 \text{ KN}$

h_t : Hauteur totale du radier ; $h_t = 90 \text{ cm}$.

Le poteau le plus sollicité est de dimensions : $(0.50 \times 0.5) \text{ m}^2$, le périmètre d'impact est donné : $U_c = 2 \times (A + B)$



Figure VI.1. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.5 + 0.9 = 1.4 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.50 + 0.9 = 1.4 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.6 \text{ m}$$

On trouve :

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

$$N_d = 1618,40KN \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3780KN$$

→ Pas de risque de poinçonnement.

VI.2.5.2 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à satisfaire est la suivante :

$$N_d \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

N_d : Le poids total de la superstructure.

F_s : Coefficient de sécurité ; $F_s = 1,5$

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ; $H = 3,06 \text{ m}$ (*Rapport géotechnique*).

S_{rad} : Surface du radier ; $S_{rad} = 359.8m^2$.

γ_w : Poids volumique de l'eau ; $\gamma_w = 10KN/m^3$.

$$N_d = 56831,42KN \geq 1.5 \times 3.06 \times 359.8 \times 10 = 16514.82KN \dots \dots \dots CV$$

VI.2.5.3 Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. Nous sommes dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a)))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{min,max}$: Etant la contrainte minimale, maximale respectivement sous le radier,

exprimé par l'expression suivante : $\sigma_{min,max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (x_G, y_G)$.

A partir du programme Autocad on a :

- I_x : Moment d'inertie suivant xx
- I_y : Moment d'inertie suivant yy

$$I_x = \frac{27.4 \times 19.6^3}{12} = 17192.44 m^4$$

$$I_y = \frac{19.6 \times 27.4^3}{12} = 33599.013m^4$$

$$\begin{cases} I_x = 17192.44 \text{ m}^4 \\ I_y = 33599.013 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} x_G = 13.698 \text{ m} \\ y_G = 8.39 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 92,08 \text{ KN.m} \\ M_y = 232,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N = N_{radier} + N_{batiment} = (359.8 * 0.50 * 25) + 56831,42 = 61\ 328.92 \text{ KN}$$

- Sens xx

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{61\ 328.92}{359.8} + \frac{92.08 \times 13.698}{17192.44} = 170.52 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{61\ 328.92}{359.8} - \frac{92.08 \times 13.698}{17192.44} = 170.37 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 170.52 + 170.37}{4} = 170.48 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots \dots CV$$

- Sens yy :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{61\ 328.92}{359.8} + \frac{232,89 \times 8.39}{33599.013} = 170.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{61\ 328.92}{359.8} - \frac{232,89 \times 8.39}{33599.013} = 170.39 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{moy} &= \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 170.5 + 170.39}{4} = 170.47 \leq \sigma_{sol} \\ &= 200 \text{ KPa} \dots \dots CV \end{aligned}$$

VI.2.5.4 Vérification de la stabilité au renversement

Selon l'énoncé de l'article (10.1.5) du RPA 99/2003 ; nous devons procéder à la vérification suivante, tel que : L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{Article (10.1.5)}$$

Avec,

- M : force verticale gravitaire ;

- N : force sismique.

Nous aurons donc :

- Sens xx

$$e = \frac{M}{N} = \frac{92,08}{61\ 328.92} = 1.50 \leq \frac{27.4}{4} = 6.85 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

- Sens yy

$$e = \frac{M}{N} = \frac{232,89}{61\ 328.92} = 3.79 \leq \frac{19.6}{4} = 4.9 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

VI.3 Ferrailage du radier générale

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour tout le radier.

Poids propre du radier : $G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.6 = 15 \text{ KN/m}^2$

VI.3.1 Calcul des sollicitations

Calcul des sollicitations Le calcul des sollicitations est donné par l'expression suivante :

ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$Q_u = \frac{80528,16}{359.8} + 1.35 \times 15 = 244.06 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$$

$$Q_s = \frac{56831,42}{359.8} + 15 = 172.95 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$L_x = 3.25 \text{ m}$; $L_y = 4.1 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 > 0.4$ Donc la Dalle travaille dans les deux sens

➤ Evaluation des moments :

❖ **ELU**: $v = 0$

$$\rho = 0.79 \begin{cases} \mu_x = 0.059 \\ \mu_y = 0.552 \end{cases} \quad \text{Annex 3}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_0^y = M_0^x \times \mu_y \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 0.059 \times 244.06 \times 3.25^2 = 152.095 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 152.095 \times 0.552 = 83.956 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés

- en Travee $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 129.28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 71.36 \text{ KN.m} \end{cases}$

- en appuis $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -64.64 \text{ KN.m}$

❖ **ELS** : $v = 0.2$

$$\rho = 0.79 \begin{cases} \mu_x = 0.0657 \\ \mu_y = 0.676 \end{cases} \quad \text{Annex 3}$$

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_0^y = M_0^x \times \mu_y \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 0.0657 \times 172.95 \times 3.25^2 = 120.02 \text{KN.m} \\ M_0^y = 120.02 \times 0.676 = 81.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés

- en Travee $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 102.02 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 68.96 \text{KN.m} \end{cases}$
- en appuis $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = 60.01 \text{KN.m}$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times hr) = (1 \times 0.6) \text{ m}^2$

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage longitudinal du radier

Sens		M (KN.m/ml)	μbu	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm2)	$A_{adopté}$ (cm2)	St (cm)
travée	x - x	129.28	0.03	0.038	0.541	6.86	6HA12=6.79	20
	y - y	71.36	0.016	0.0214	0.545	3.77	5HA12 =5.65	20
appuis	x - x	64.64	0.015	0.19	0.546	3.4	5HA12 =5.65	20
	y - y							

VI.3.2 Vérifications à l'ELU :

VI.3.2.1 Espacement

- Travée :
 - Sens-X : $S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$
 - Sens-Y : $S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$
- Appuis :
 - Sens X : $S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$
 - Sens-Y : $S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$

VI.3.2.2 Condition de non fragilité

Pour le calcul de A_{min}

On a $\rho = 0.79$; $h_r = 0.6\text{m}$

$$\begin{cases} A_x^{min} \geq \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} \geq \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = 0.79 \end{cases}$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.79}{2}\right) \times 100 \times 60 = 5.304 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 60 = 4.8 \text{ cm}^2$$

❖ **Travée :**

- Sens x-x : $A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 5.304 \text{ cm}^2$ vérifier.
- Sens y-y : $A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 4.8 \text{ cm}^2$ vérifier.

❖ **Appuis :**

- Sens x-x : $A_x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 4.8 \text{ cm}^2$ vérifier.
- Sens y-y : $A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 4.8 \text{ cm}^2$ vérifier.

VI.3.2.3 Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_c 28}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

Nous avons, $\rho > 0.4$ et une charge répartie,

$$\begin{aligned} V_x = V_{max} &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{244.06 \times 3.25}{2} \times \frac{4.1^4}{4.1^4 + 3.25^4} \\ &= 284.34 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{284.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} = 0.517 \text{ MPA} \leq 1.17 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Verifiée}$$

→ Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.3 Vérification à L'ELS

VI.3.3.1 Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que

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

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

Avec :

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

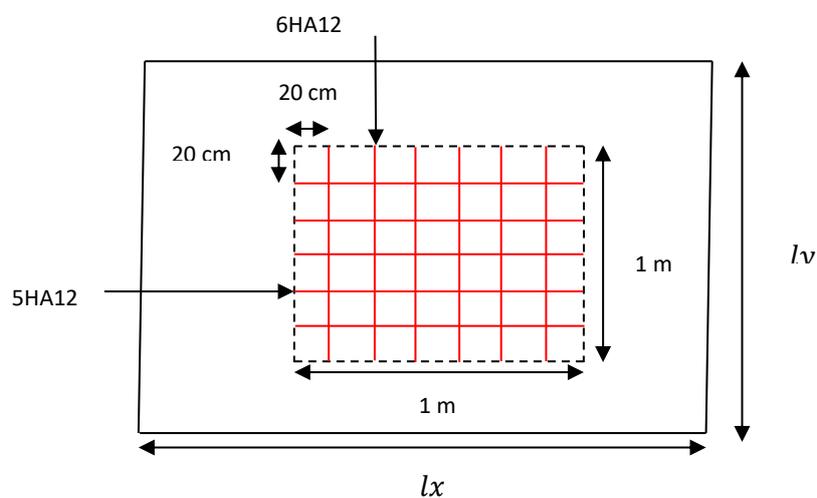
$$- y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right)$$

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le radier.

Sens		x-x		y-y	
		Travée	Appui	Travée	Appui
<i>Mser (KN.m)</i>		129.28	64.64	71.36	64.64
<i>As (cm²)</i>		6.79	5.65	5.65	5.65
<i>Y cm</i>		9.61	8.78	8.78	8.78
<i>I m⁴</i>		23.951	2.648	2.648	2.648
<i>Contrainte</i> <i>MPA</i>	<i>σbc</i>	5.19	2.15	2.37	2.15
	<i>σst</i>	36.75	169.24	186.83	169.24
	<i>σ̄bc</i>	15	15	15	15
	<i>σ̄st</i>	202	202	202	202
<i>σ < σ̄</i>		CV	CV	CV	CV

Donc les contraintes sont vérifiées et pas de risque de fissuration du béton.

VI.4 Schéma de ferrailage du radier



En travée

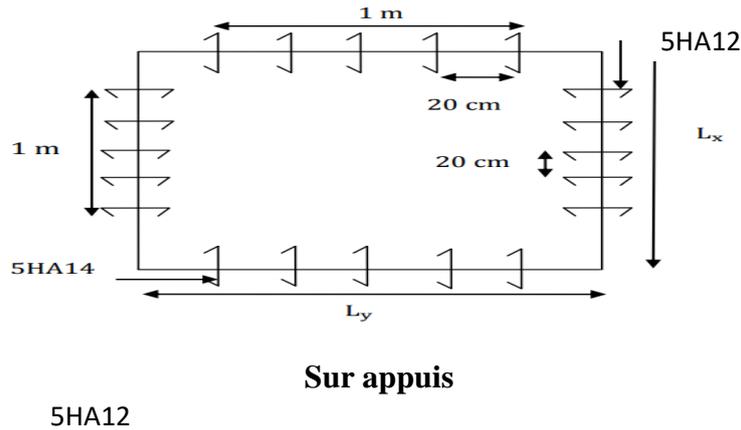


Figure VI.2. Schéma de Ferrailage du radier

VI.5 Etude des nervures

VI.5.1 Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, avant le calcul de ferrailage des nervures il faut faire la transmission des charges de la dalle du radier aux nervures. La répartition des charges se fait suivant la méthode des lignes de rupture comme indiqué sur la figure suivante :

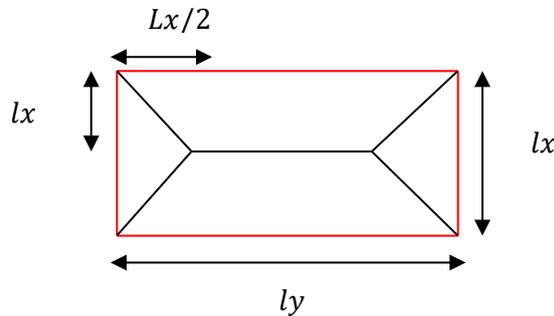


Figure : VI.3. La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

Suivant la figure précédente les poutres ayant une grande portée reprennent des charges trapézoïdales, et les deux autres poutres reprennent des charges triangulaires. Les charges trapézoïdales et triangulaires sont remplacées par des charges uniformément répartie équivalente suivant les formules suivantes :

Répartition	trapézoïdales	triangulaires
Effort tranchant P_V	$\left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot \frac{q \cdot L_x}{2}$	$\frac{q \cdot L_x}{2}$
Effort tranchant P_M	$\left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \cdot \frac{q \cdot L_x}{2}$	$\frac{q \cdot L_x}{3}$

On a :

- ELU : $q_u = 244.06 \text{KN/m}^2$
- ELS : $q_s = 172.95 \text{KN/m}^2$

VI.5.2 Calcul des sollicitations

VI.5.2.1 Evaluation des moments

a) Moments sur appuis :

$$M_a = \frac{(P_w * \dot{L}_w^3) + (P_e * \dot{L}_e^3)}{0.8(\dot{L}_w + \dot{L}_e)} \dots\dots\dots (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- \dot{L}_w, \dot{L}_e : Longueurs fictives gauche et à droite = $\begin{cases} 0.8 L (\text{Travée intermédiaire}) \\ L (\text{Travée de rive}) \end{cases}$
- P_w, P_e : Charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère.

a) Moment en travée :

$$M_t = M_0(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right) \text{ Avec } \begin{cases} M_0(x) = P \cdot \frac{x}{2} (L - x) \\ x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{P \cdot L} \end{cases}$$

VI.5.2.2 Evaluation de l'effort tranchant :

- $V_w = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$
- $V_e = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

VI.5.2.2.1 Sens longitudinal (X-X) :

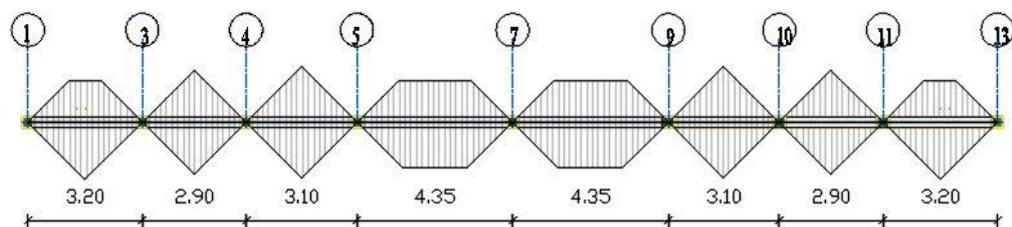


Figure VI.4. Répartition des charges sur la nervure X-X

VI.5.2.2.2 *Sens transversal (y-y) :*

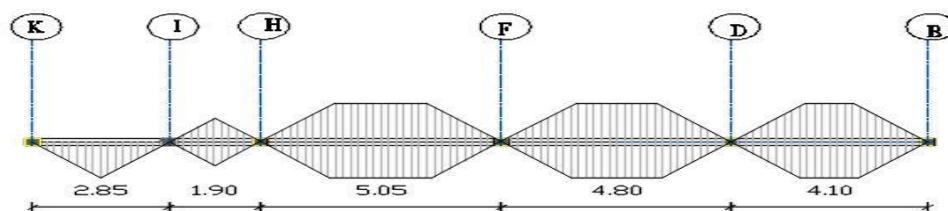


Figure VI.5. Répartition des charges sur la nervure y-y

Les sollicitations maximales sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les sollicitations maximales de la nervure du radier

	Combinaison	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	Vu
X-X	ELU	- 595,65	427,87	961,77
	ELS	- 557,43	400,07	-
Y-Y	ELU	- 481,04	403,45	673,35
	ELS	- 450,18	377,40	-

VI.5.3 Calcul du Ferrailage

On a : $h = 130 \text{ cm}$; $h_0 = 50 \text{ cm}$; $b_0 = 50 \text{ cm}$; $d = 120 \text{ cm}$; $f_{st} = 348 \text{ MPA}$;
 $f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2} \right) \Rightarrow \min \left(\frac{505}{10}; \frac{325}{2} \right) \Rightarrow b_1 \geq \min (50.5 ; 21.75) \Rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + h_0 = 80 + 55 = 135 \text{ cm}$$

VI.5.3.1 Armatures principales A l'ELU :

Moment réduit : $\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$ Avec $\mu_{bl} = 0.341\gamma - 0.1776$ et $\gamma = \frac{Mu}{Ms}$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Calcul du moment réduit de la nervure du radier

	Sens	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	γ	μ_{bl}	$\mu_{bu} < \mu_{bl}$
En travées	x - x	427.87	0.038	1.07	0.187	CV
	y - y	403.45	0.035	1.07	0.187	CV
Sur appuis	x - x	-595.65	0.053	1.068	0.186	CV
	y - y	-481.04	0.042	1.068	0.186	CV

$\mu_{bu} < 0.186$; on est donc dans le pivot 'A' $\Rightarrow \epsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

VI.5.3.2 Calcul des armatures tendues (A_s) :

❖ **Calcul des armatures tendues (A_s) :**

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha)$
- $A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s}$

❖ **Le ferrailage minimal :**

- Condition de non fragilité:

$b = 50\text{ cm}$ $d = 45\text{ cm}$ $hn = 90\text{ cm}$ HAFE400 $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

$$A_{s\text{ min }BAEL} = \max\left(0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}, \frac{bh}{1000}\right) = 4.5\text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ min }RPA} = 0.5\% bh = 0.005 \times 50 \times 90 = 22.5\text{ cm}^2$$

* Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Résumé des résultats de ferrillages de la nervure du radier

	Sens	M(KN. m)	α	z (m)	Ascal (cm ²)	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	choix
En travées	x - x	427.87	0.048	1.177	10.5	22.5	25.01	6HA20+4HA14
	y - y	403.45	0.044	1.179	9.8	22.5	25.01	6HA20+4HA14
Sur appuis	x - x	-595.65	0.068	1.167	14.7	22.5	25.01	6HA20+4HA14
	y - y	-481.04	0.054	1.174	11.8	22.5	25.01	6HA20+4HA14

❖ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par : $= 0.1\% \cdot bh = 6.5\text{ cm}$

On adopte au milieu de la section de nervure : **6HA14= 9.24 cm²**

VI.5.4 Vérification de la contrainte tangentielle

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{961,77}{50 \cdot 120} = 1.6\text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{CV}$$

VI.5.5 Les armatures transversales

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de:

$$st \geq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \{32.5 ; 24\} = 24cm$$

D'après le C.B.A l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs : $st \leq \min\{15\phi ; 40cm ; a + 10\} = \min \{30 ; 40 ; 60\} = 30cm$

On prend : $St = 15\text{ cm}$ (Dans les zones courantes)

$St = 15cm$ (Dans les zones nodales)

VI.5.6 Diamètre des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- Selon RPA : $At = 0.3\% . st . b = 0.003 * 15 * 50 = 2.25\text{ cm}^2$
- Selon CBA $\frac{Atfe}{bst} \geq 0.4 \rightarrow At \geq 0.4 * 50 * 15 = 0.75\text{ cm}^2$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 : **$At = 6HA8 = 3.02cm^2$**

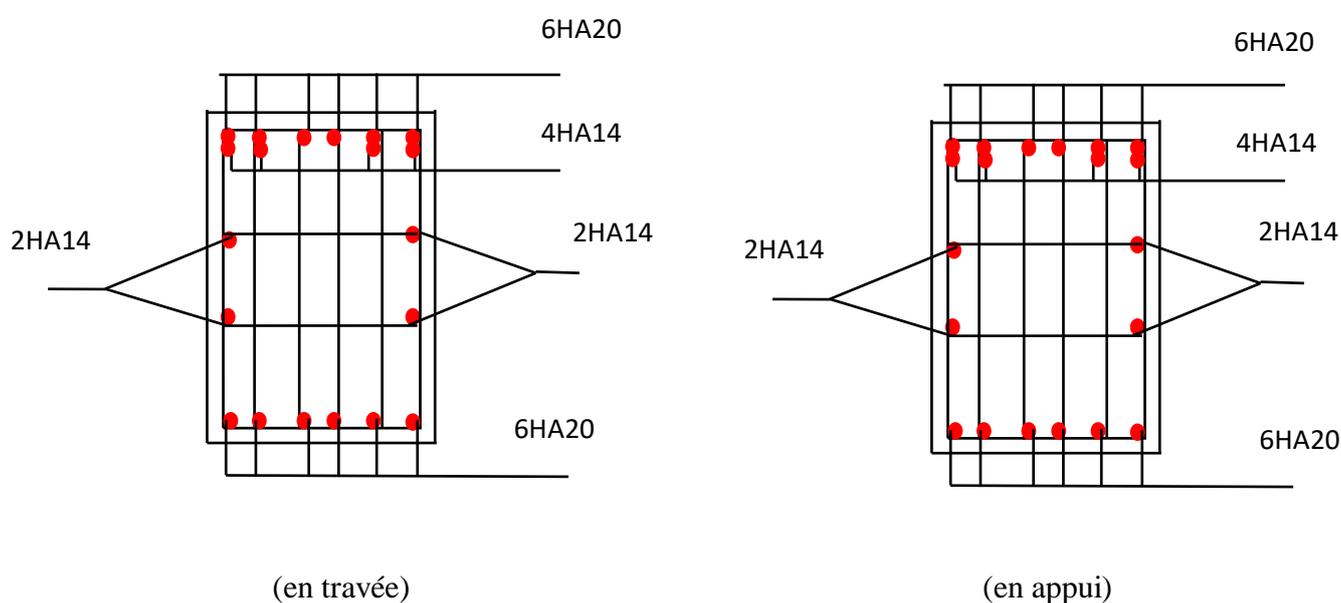


Figure : VI.7 : Ferrailage des nervures

VI.6 Etude du voile périphérique

Un est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le **RPA99/version2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale **15cm**.
- ✓ Les armateurs sont constitués de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimal est de **0,10%** dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

❖ Dimensionnement du mur

- Hauteur : $h = 3 \text{ m}$
- Epaisseur : $e = 0.2 \text{ m}$
- Longueur : $L_{max} = 4.1 \text{ m}$

❖ Les caractéristiques voile périphérique est :

- Le poids spécifique de terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 10^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

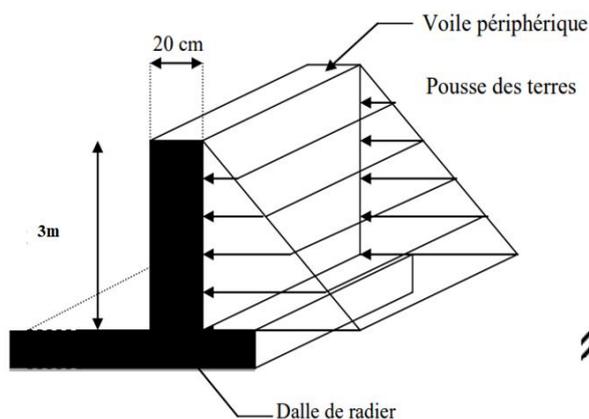


Figure VI.8. Schéma du voile périphérique

VI.6.1 Evaluation des charges et surcharges

Voile périphérique est soumis à :

La poussée des terres : $G = h \cdot \gamma \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 3 * 17 * 0.70 = 35.7 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = q \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ avec $q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 10 * 0.70 = 7.00 \text{ KN/m}^2$

VI.6.2 Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

Avec : σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

❖ **A l'ELU :**

$$\bullet \begin{cases} \sigma_{H(1)} = \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(35.7) + 1.5(7.00) = 58.69 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{H(0.00)} = \sigma_{\min} = 1.5Q = 1.5(7.00) = 10.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\bullet q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 46.64 \text{ KN/m}^2$$

❖ **A l'ELS :**

$$\bullet \begin{cases} \sigma_{H(1)} = \sigma_{\max} = G + Q = 35.7 + 7.00 = 42.7 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{H(0.00)} = \sigma_{\min} = Q = 7.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\bullet q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 33.77 \text{ KN/m}^2$$

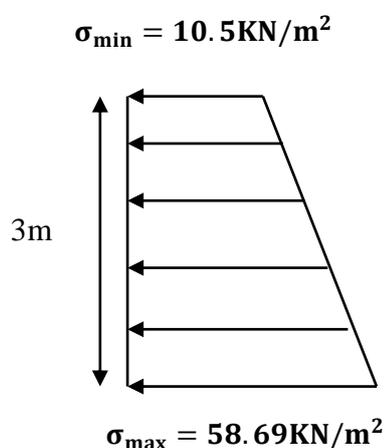


Figure VI.9. Répartition des contraintes ELU

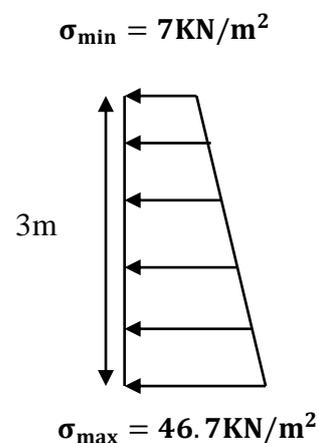


Figure VI.10. Répartition des contraintes ELS

VI.6.3 Ferrailage du voile périphérique

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

CHAPITRE VI. Calcul De l'Infrastructure

$$L_x = 3.00m ; L_y = 4.1m ; e = 0.2m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

VI.6.3.1 Sollicitations du calcul

❖ **ELU: $v = 0$**

$$qu = 46.64 \text{ kN/m}^2$$

- Sens X : $M_0^x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2$
- Sens-Y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients en fonction de $\rho = L_x / L_y$ (avec $L_x \leq L_y$) et v (prend 0,2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voir cours béton armé BAEL 91).

$$\begin{cases} \mu_x = 0.059 \\ \mu_y = 0.552 \end{cases}$$

- Sens X : $M_0^x = 0.059 \times 46.64 \times 3^2 = 24.76 \text{ KN.m}$
- Sens-Y : $M_0^y = 0.552 \times 24.76 = 13.67 \text{ KN.m}$

$$M_{tmax} = 0.85.M_0 = 21.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax} = -0.30.M_0 = -4.1 \text{ KN.m}$$

VI.6.3.2 Armatures principales

- $\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}}$; Avec $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha)$
- $A_u = \frac{M_t}{Z.\sigma_s}$ avec ; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$
- $A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots$ Condition exigée par le RPA
- $A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

*Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.2) \text{ m}^2$

$$b = 100 \text{ cm } e = 20 \text{ cm } d = 18 \text{ cm}$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Section des armatures du voile périphérique

Localisation	$M \text{ (KN.m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adoptée} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}\right)$	Choix
Travée	21.04	3.45	2	3.93	5HA10
Appui	-4.1	0.659	2	3.93	5HA10

VI.6.3.3 Espacements

- Armatures // $L_x: St \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$; soit : $st = 15cm$
- Armatures // $L_y: St \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$; soit : $st = 15cm$

VI.6.3.4 Vérifications

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2$$

- $At > Amin$ CV
- $Aa > Amin$ CV

❖ Effort tranchant :

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

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa$$

On a : $L_x = 3m$; $L_y = 4.10m$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{46.64 \times 3}{2} + \frac{3^4}{3^4 + 4.1^4} = 70.18KN$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{46.64 \times 4.1}{2} + \frac{4.1^4}{3^4 + 4.1^4} = 96.38KN$$

$$Vu = \max(Vx; Vy) = 96.38KN$$

$$\tau_u = \frac{96.38 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.53Mpa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots CV$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

- Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$
- Dans l'acier : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 201.63\right) = 202Mpa$

Les résultats sont récapitulés dans les deux tableaux suivant :

Tableau VI.6. Vérification de la contrainte dans le béton

Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Travée	18.34	3.58	15741.2	4.1	15	Vérifiée
Appui	-3.97	3.58	15741.2	0.9	15	Vérifiée

Tableau VI.7. Vérification de la contrainte dans l'acier

Localisation	Mser (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	observation
Travée	18.34	3.58	15741.2	152.01	202	Vérifiée
Appui	-3.97	3.58	15741.2	56.34	202	Vérifiée

VI.6.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique

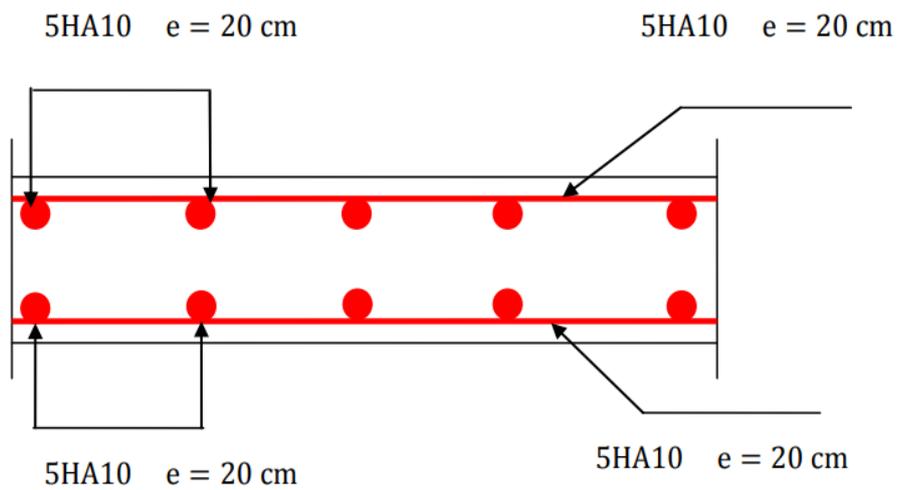


Figure VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Références bibliographiques

Règlements :

- ❖ Béton armé aux états limites BAEL91 modifié 99.
- ❖ Règlement parasismique algérienne RPA99V2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- ❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR BC.

Documents :

- ✓ Mémoires de fin d'étude
- ✓ Les cours de béton armé du cursus universitaire

Logiciels utilisés :

- ROBOT/ STRUCTURAL ANALYSIS version 2014
- Auto-Cad 2019.

Annexes

ANNEXE 1

Exposé de la méthode forfaitaire

A. Calcul des moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

- $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$: Moment isostatique d'une travée supposée indépendante.
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée.

• Les moments en travées

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{poure une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{poure une travée intermédiaire.}$$

• Les moments en appuis

- Cas d'une poutre continue à deux travées



- Cas d'une poutre continue à trois travées



- Cas d'une poutre continue à plus de trois travées



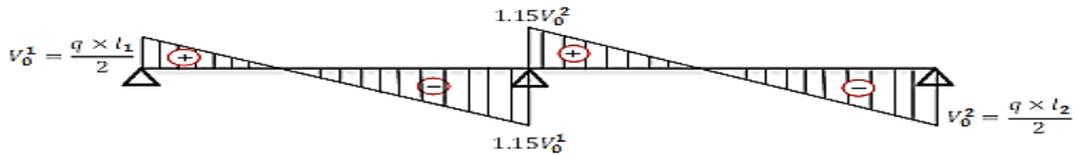
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) cependant le BAEL91 exige de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale à : $0.15 \times M_0$

M_0 : Moment isostatique de la travée de rive.

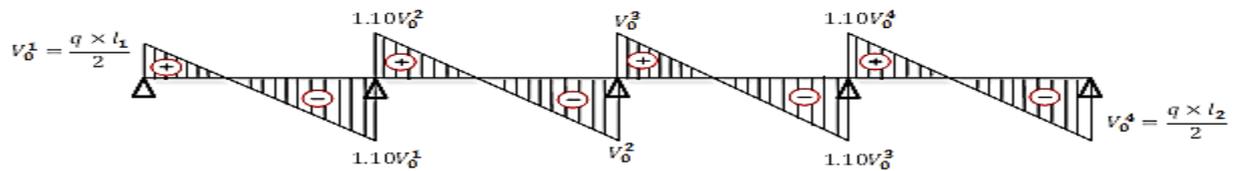
B. Calcul des efforts tranchants V_u

Dans le calcul des efforts tranchants aux appuis on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui a pour valeur $V = \frac{q \times l}{2}$ sauf les premiers appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre a deux travées.



- 10% pour une poutre a plusieurs travées.



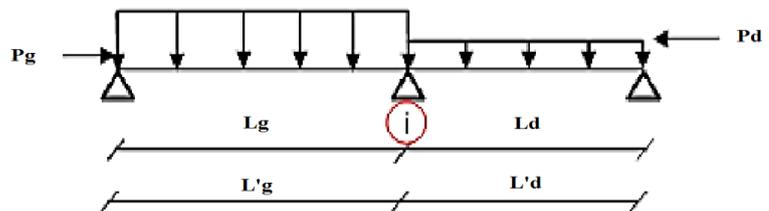
ANNEXE 2

Exposé de la méthode Caquot

La méthode est basée sur la méthode des trois moments, elle tient compte de :

- la variation de l'inertie réelle, due à la variation de la largeur de la table de compression d'une travée à une autre.
- l'amortissement de l'effet du chargement sur les poutres dans le béton armé, ou l'on considère que le chargement sur deux travées voisines de l'appui considéré.

Soit une poutre continue représentée sur la figure ci-dessous :



A. Calcul des moments

- **Moments aux appuis**

$$M_i = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

- P_g P_d : c'est le chargement sur la travée à gauche et à droite de l'appui considéré respectivement.
- L'_g L'_d : longueurs fictives des travées de gauche et de droite respectivement, la longueur fictive d'une travée de longueur « l » est égale à :
 - ✓ L : pour une travée de rive.
 - ✓ 0.8L : pour une travée intermédiaire.

- **Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés par la méthode de RDM, en isolant la travée considérée.

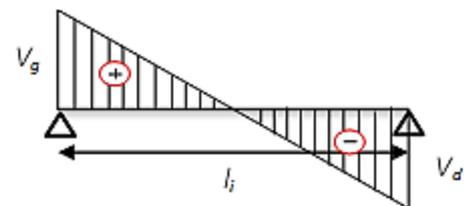
$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) ; x_0 = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g + M_d}{P_u \times l_i}$$

Le moment maximal dans la travée est égal à : $M(x_0)$.

B. Calcul des efforts tranchants

$$V_g = \frac{p_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad V_d = - \frac{p_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$



ANNEXE 3

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.383	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

ANNEXE 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $L_x \times L_y$ avec $L_x < L_y$. $\rho = 0.9$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
v/ly													
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035	0.032

ANNEXE 5

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

