

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : de Technologie

Département : Génie Civil

Domaine : Génie Civil

Filière : Génie Civil

Spécialité Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+7 en béton armé à usage
d'habitation et commerce**

Présenté par : *BOUTAS Chaïma & MAACHE Assia*

Encadrant : *DJEGHABA Kamel* Professeur Université d'Annaba

Jury de Soutenance :

ATHMANI Alaeddine	MCA	Badji Mokhtar Annaba	Président
DJEGHABA Kamel	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
MEZIGHECHE Nawel	MAA	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement :

Tout notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce travail.

A notre directeur de mémoire

Pr. DJEGHABA Kamel

Nous tenons à vous remercier exceptionnellement pour votre soutien permanent, vos conseils, vos orientations, votre disponibilité, votre aide et solidarité l'élaboration de ce travail, ainsi que durant nos années d'études.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier le directeur et les membres de 'CTC' qui nous ont beaucoup aidés pour élaborer ce travail et pour le finaliser.

BOUTAS Chaïma & MAACHE Assia

Dédicace :

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

À l'être le plus cher de ma vie, Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesse à garder toujours espoir :

À ma chère MAMAN.

« La mère est une bougie sacrée qui éclaire la nuit de la vie ».

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher Père

« IL est mon cœur »

À mes chers frères

Madjid & Tarek

« Il sont un morceau de mon âme »

À mon encadrant ; 'M. DJEGHABA Kamel' merci pour ses efforts, merci pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je désire aussi remercier les professeurs, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

À mes amies :

Chaïma & Aya Malek & Nadjoua & Chaïma

À mon grand-père.

À Toute la promotion du génie CIVIL (2022/2023)

Enfin, à tous ceux que je porte dans mon cœur.

ASSIA



Dédicace :

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Avec tous mes sincères sentiments d'amour, je dédie mon humble travail à :

A celui dont je porte fièrement le nom, mon défunt père, je suis fière d'être ta fille et d'être capable, à la fin, de réaliser ce que tu souhaitais et attendais de moi.

A celle que dieu a fait le paradis sous ses pieds, ma mère, source de tendresse et exemple de dévouement qui n'a jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi.

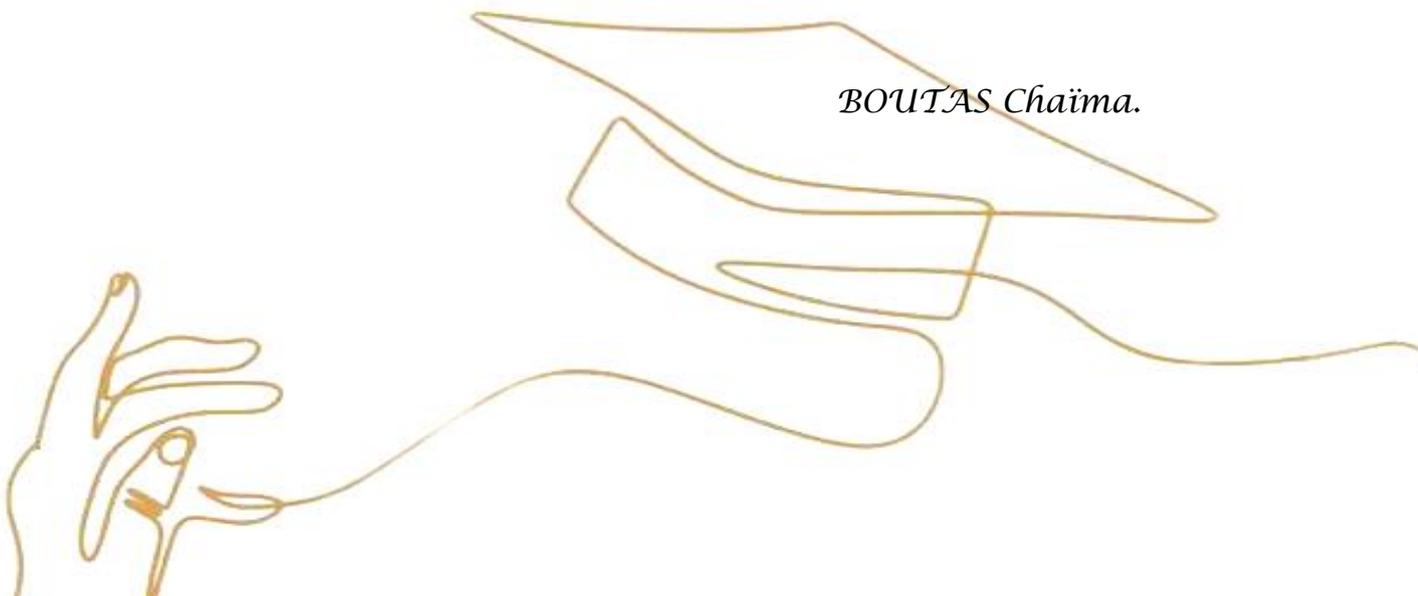
A mes soutiens, mes frères et sœurs qui sont restés et son toujours à mes côtés.

A mon encadrant, M. DJEGHABA Kamel merci pour ces efforts, votre compréhension vos conseils précieux durant le progrès de ce travail.

Merci à tous mes professeurs tout au long de ces années.

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.

BOUTAS Chaïma.



Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé constitué d'un rez-de-chaussée plus 7 étages à usage multiple. Cette région est implantée dans la wilaya d'ANNABA, classée en zone de moyenne sismicité II_a selon le règlement parasismique Algérien de l'année 1999 version 2003 'RPA99v2003'

En premier lieu une description générale du projet a été faite

Ensuite un predimensionnement de la structure a été réalisé, sur la base de la descente des charges les éléments secondaires sont étudiés.

L'étude statique et dynamique de la structure a été menée après en utilisant le logiciel ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanentes, d'exploitations et sismiques, Ce qui a permis dimensionnement les éléments résistants et l'infrastructure du bâtiment.

Mots clés

ROBOT structural analysis, RPA99v2003, BAEL91, ferrailage, infrastructure

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites
R.P.A : Règles parasismiques algériennes
C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
D.T.R : Document Technique Réglementaire
E.L.U : Etat Limite Ultime
E.L.S : Etat Limite de Service
E.L.A : Etat Limite Accidentel
G : Charge permanente
Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence
R.L : Ronds Lisses
kN: kilo Newton
ml : mètre linéaire
MPa : Méga Pascal
RDC : Rez De Chaussée
S_{acr} : Section de l'acrotère
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)
f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)
E_s : Module d'élasticité de l'acier
E_{ij} : Module d'élasticité instantanée
E_{vj} : Module d'élasticité différée
 ν : coefficient de poisson
 σ_b : Contrainte de compression du béton
 f_{bu} : Contrainte de résistance du béton à l'ELU
 $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de résistance du béton à l'ELS
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS
 τ_u : Contrainte de cisaillement
 $\bar{\tau}_u$: Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L
f_e : Limite d'élasticité de l'acier
Y_b : Coefficient de sécurité du béton
Y_s : Coefficient de sécurité de l'acier
N_u : Effort normal à l'ELU
N_s : Effort normal à l'ELS
F_t : Effort de traction
V_u : Effort tranchant à l'ELU
M_u : Moment fléchissant à l'ELU
M_s : Moment fléchissant à l'ELS
M_{tor} : Moment de torsion
A_s : Section d'armatures
A_{max} : Section d'armatures maximales
A_{min} : Section d'armatures minimales

A_r : Section d'armatures de répartitions
A_t : Section d'armatures transversales
B_{hom} : Section homogène du béton et l'acier
Ø : Diamètre
Ø_t : Diamètre des armatures transversales
Δ_f: La flèche
Δ_{fadm}: La flèche admissible
L_r: Longueur de recouvrement
S_t : Espacement des armatures
c : L'enrobage
d : Hauteur utile
λ_g : L'élancement géométrique
L_f: Longueur de flambement
i: Rayon de giration
PP : Poutre principale
PS : Poutre secondaire

Sommaire

CHAPITRE I Présentation du projet	1
I .1. Introduction :	2
I .2. Présentation de l'ouvrage :	2
I .2.1. Présentation architecturale de bloc étudié :	2
I .2.2. Caractéristique du bloc étudié :	5
I .3. Conception de la structure :	5
I .3.1. Ossature de l'ouvrage :	5
I .3.2. Planchers	5
I .3.3. Escaliers :	5
I .3.4. Maçonnerie :	6
I .3.5. Revêtement :	6
I .3.6. Acrotères :	6
I .3.7. L'ascenseur :	6
I .4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I .4.1. Méthode de calcul :	6
I .4.2. Le béton :	7
I .4.3. L'acier :	8
CHAPITRE II Prédimensionnement et Evaluation des charges	10
II.1. Prédimensionnement des éléments :	11
II.1.1. Introduction :	11
II.1.2. Prédimensionnement des éléments principaux :	11
II.1.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :	17
II.2. Evaluation des charges :	20
II.2.1. Introduction :	20
II.2.2. Evaluation des charges du plancher en corps creux :	21
II.3. Conception structurelle et modélisation :	26
CHAPITRE III Etude sismique	28
III.1. Etude sismique :	29
II.2. Définition de l'action sismique :	29
II.3. Objectif de l'étude dynamique et sismique :	29

III. 4. Méthode utilisable dans le calcul sismique :	29
III.4.1. La méthode statique équivalente :	30
III.4.2. La méthode d'analyse spectrale modale :	30
III.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	30
II.5. La méthode de calcul adoptée :	31
III.5.1. Conception dans la disposition des voiles :	31
III.5.2. Nombre de modes considérer :	32
III.6. Analyse modale :	32
III.6. 1. Résultats de l'analyse modale :	32
III.7. Vérifications réglementaires :	35
III.7.1. Justification de l'interaction voiles portiques :	35
III.8. Calcul sismique :	36
III.8.1. La résultante des forces sismiques :	37
III.8.2 Les vérifications imposées par le règlement parasismique :	40
CHAPITRE IV Ferrailage des éléments structuraux	47
IV.1. Introduction :	48
IV.2. Ferrailages des poutres :	48
IV.2.3. Combinaison des charges :	48
IV.1.4. Les poutres principales :	48
IV.2.5. Les poutres secondaires (PS) :	61
IV.3. Ferrailage des poteaux :	65
IV.3.1. Introduction :	65
IV.3.2. Combinaison d'action :	66
IV.3.3. Les armatures longitudinales :	67
IV.3.4. Les armatures transversales :	67
IV.3.5. Les vérifications aux états limites :	70
IV.3.6. Schéma de ferrailage des poteaux :	72
IV.4. Ferrailage des voiles :	74
IV.4.1. Introduction :	74
IV.4.2. Armatures verticales :	75
IV.4.3. Le ferrailage horizontal :	79
IV.4.4. Les vérifications :	80
CHAPITRE V Ferrailage des éléments non structuraux	88
V.1. Ferrailage des planchers en corps creux :	89

V.1.1. Ferrailage des poutrelles :.....	89
V.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :.....	91
V.1.3. Schéma de ferrailage :.....	92
V.2. Ferrailage des planchers en dalle pleine :.....	92
V.2.1. Les balcons :	92
V.2.2. L'ascenseur :.....	96
V.3. Les escaliers :.....	97
V.3.1. Calcul des sollicitations :.....	98
V.3.2. Ferrailage d'escalier :.....	98
V.3.3. Les vérifications aux états limites :.....	100
V.3.4. Schéma de ferrailage :.....	101
V.4. L'acrotère :.....	102
V.4.1. Sollicitation :.....	102
V.4.2. Ferrailage de l'acrotère :.....	103
V.4.3. Schéma de ferrailage :.....	104
CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure.....	105
VI .1. Introduction :.....	106
VI .2. Combinaisons d'action à considérer :.....	106
VI .3. Classification des fondations :.....	106
VI .3.1 fondations superficielles :	106
VI .3.2 Fondations profondes :	106
VI .3.3 Fondations spéciales :.....	106
VI .4. Choix de type de fondation :.....	106
VI .5. Pré dimensionnement du radier nervuré :	107
VI .6. Modélisation de radier :.....	108
VI .7. Les vérifications :.....	108
VI .8. Ferrailage du radier nervuré :.....	110
VI .8.1. Ferrailage de la dalle :	110
VI .8.2 Ferrailage des nervures :.....	114
Plans de coffrages.....	118
Conclusion générale.....	122
Bibliographique	123

Liste des figures

Figure 1- Plan architecturale de la façade principale.	2
Figure 2- Plan architecturale de la façade postérieure.	3
Figure 3- Plan architecturale des coupes.	3
Figure 4- Plan architecturale du RDC.	4
Figure 5- Plan architecturale des étages courants.	4
Figure 6- Disposition structurelle adoptée des poteaux et des voiles.	12
Figure 7- Section de la Poutre Principale.	14
Figure 8- Coupe transversale d'un voile.	16
Figure 9- Coupe du plancher à corps creux.	17
Figure 10- Les éléments d'escaliers.	18
Figure 11- Coupe des couches' Plancher étage courante.	21
Figure 12- Coupe des couches' Plancher terrasse inaccessible.	22
Figure 13- La forme de pente.	22
Figure 14- L'acrotère.	25
Figure 15- bâtiment modélisée par Robot Structural Analysis v2017.	27
Figure 16- Vue en 3D des voiles.	31
Figure 17- Vu en plan des voiles.	32
Figure 18- Mode de translation selon la direction X.	33
Figure 19- Mode de translation selon la direction Y.	34
Figure 20- Mode de torsion autour de l'axe verticale Z.	34
Figure 21- Principe du renversement.	45
Figure 22- section de la PP.	48
Figure 23- disposition constructive des poutres.	48
Figure 24- Schéma de ferrailage de PP des étages.	58
Figure 25- Schéma de ferrailage de PP de terrasse.	60
Figure 26- Section de la poutre secondaire.	61
Figure 27- Schéma de ferrailage de PS des étages.	64
Figure 28- Schéma de ferrailage de PS de terrasse.	65
Figure 29- Schéma de ferrailage du poteau 45cm x 45cm.	72
Figure 30- Schéma de ferrailage du poteau 35cm x 35cm.	73
Figure 31- disposition d'armatures dans les voiles.	74
Figure 32- disposition des armatures verticales dans les voiles.	75
Figure 33- disposition des voiles 2D.	76
Figure 34- section rectangulaire entièrement comprimé.	78
Figure 35- schéma de ferrailage vertical des voiles dans la direction X.	85
Figure 36- schéma de ferrailage horizontal des voiles dans la direction X.	86
Figure 37- schéma de ferrailage vertical des voiles dans la direction Y.	86
Figure 38- schéma de ferrailage vertical des voiles dans la direction Y.	86
Figure 39- schéma de ferrailage horizontal des voiles dans la direction Y.	87
Figure 40- schéma de plancher corps creux.	89
Figure 41- Les moments aux états limites du poutrelles 'terrasse'.	90
Figure 42- Schémas de ferrailage des poutrelles.	92
Figure 43- Les sollicitations max à la flexion simple d'un balcon à l'ELU.	93
Figure 44- Les moments max à la flexion simple d'un balcon à l'ELS.	94
Figure 45- ferrailage balcon.	96
Figure 46- Le chargement sur escalier.	98
Figure 47- Les sollicitations maximales sur escalier aux états limites.	99
Figure 48- ferrailage des escaliers.	102
Figure 49- schéma statique de l'acrotère.	102

Figure 50- ferrailage d'acrotère.....	104
Figure 51-Vue en 3D radier nervure.....	108
Figure 52-Contrainte sous radier combinaison ELS.....	109
Figure 53-Contrainte de cisaillement selon XX.....	109
Figure 54-Contrainte de cisaillement selon YY.....	110
Figure 55-Les moments à l'ELU selon le sens XX.....	110
Figure 56-Les moments à l'ELU selon le sens YY.....	111
Figure 57-Les moments à l'ELU selon le sens YY.....	111
Figure 58-Les moments à l'ELS selon le sens YY.....	112
Figure 59-schéma de ferrailage de la dalle « Radier ».....	114
Figure 60-Les moments à l'ELU selon le sens XX.....	114
Figure 61-Les moments à l'ELS selon le sens XX.....	115
Figure 62-Les moments à l'ELU selon le sens YY.....	115
Figure 63-Les moments à l'ELS selon le sens YY.....	116
Figure 64-schéma de ferrailage des nervures de radier.....	117

Liste des tableaux

Tableau 1– Caractéristiques mécaniques des aciers.	9
Tableau 2– Section préalables des poteaux.	12
Tableau 3– récapitulatifs des vérifications des conditions de RPA.	13
Tableau 4– récapitulatifs des vérifications des conditions de flambement.	13
Tableau 5– Récapitulatifs des calculs des sections poteaux.	14
Tableau 6– Evaluation des charges dans les étages courants.	21
Tableau 7– Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible.	22
Tableau 8– Evaluation des charges des dalles pleines (balcon).	23
Tableau 9– Evaluation des charges de la cage d'ascenseur.	23
Tableau 10– Evaluation des charges des murs double parois.	24
Tableau 11– Evaluation des charges des paliers des escaliers.	25
Tableau 12– Evaluation des charges des volés des escaliers.	25
Tableau 13– Résultats dynamiques de l'analyse modale.	33
Tableau 14– Résultats de l'interaction sous charges horizontales.	35
Tableau 15– Résultats de l'interaction sous charges verticales.	36
Tableau 16– Récapitulatif de la vérification de la résultante sismique.	40
Tableau 17– Récapitulatif de la vérification de l'effort normal réduit.	40
Tableau 18– Vérification de l'excentricité.	41
Tableau 19– Vérification des déplacements latéraux inter-étages selon X.	41
Tableau 20– Vérification des déplacements latéraux inter-étages selon Y.	42
Tableau 21– Vérification des déplacements max au sommet selon X.	42
Tableau 22– Vérification des déplacements max au sommet selon Y.	42
Tableau 23– Vérification de l'effet P-Delta selon X.	43
Tableau 24– Vérification de l'effet P-Delta selon Y.	44
Tableau 25– Vérification du renversement selon les X.	45
Tableau 26– Vérification du renversement selon les Y.	46
Tableau 27– Sollicitations à la flexion simple de la PP 'étages'.	49
Tableau 28– Résultats des sections d'aciers de la PP 'étages'.	49
Tableau 29– Résultats des sections minimales de la PP.	50
Tableau 30– Résultats des sections maximales de la PP.	51
Tableau 31– Résultats des sections transversales de la PP 'étages'.	52
Tableau 32– Longueur de recouvrement.	52
Tableau 33– Récapitulatif des résultats des espacements de la PP 'étages'.	53
Tableau 34– Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement de la PP 'étages'.	53
Tableau 35– Récapitulatif de la vérification de la flèche de la PP 'étages'.	54
Tableau 36– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton de la PP 'étages'.	54
Tableau 37 – Condition de non fragilité de la PP 'étages'.	54
Tableau 38– moments à la flexion simple de la PP 'terrasse'.	54
Tableau 39– Résultats des sections d'aciers de la PP 'terrasse'.	55
Tableau 40– Résultats des sections minimales de la PP 'terrasse'.	55
Tableau 41– Résultats des sections maximales de la PP 'terrasse'.	55
Tableau 42– Récapitulatif des résultats des espacements de la PP 'terrasse'.	55
Tableau 43– Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement de la PP 'terrasse'.	56
Tableau 44– Récapitulatif de la vérification de la flèche de la PP 'terrasse'.	56
Tableau 45– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton de la PP 'terrasse'.	56
Tableau 46– Condition de non fragilité de la PP 'terrasse'.	56
Tableau 47– moments à la flexion simple de la PS.	61
Tableau 48– Récapitulatif des sections d'aciers de la PS.	61
Tableau 49– Récapitulatif de la section minimale d'acier de la PS.	61

Tableau 50– Résultats des sections maximales de la PS.	62
Tableau 51– Résultats des sections transversales de la PS.	62
Tableau 52– Récapitulatif des résultats des espacements de la PS.	62
Tableau 53– Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement de la PS.	62
Tableau 54– Récapitulatif de la vérification de la flèche de la PS.	62
Tableau 55– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton de la PS.	63
Tableau 56– Condition de non fragilité de la PS.	63
Tableau 57– Caractéristique mécanique des matériaux.	66
Tableau 58– Les moments à la flexion composée des poteaux.	67
Tableau 59– Les sections minimales des poteaux.	67
Tableau 60 – Les espacements des cadres dans les poteaux.	68
Tableau 61– La quantité des armatures transversales.	69
Tableau 62–Longueur de la zone nodale et le recouvrement.	70
Tableau 63– Vérification de l’effort tranchant des poteaux.	71
Tableau 64– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton des poteaux.	71
Tableau 65– Condition de non fragilité des poteaux.	71
Tableau 66–Vérification de la stabilité (non flambement) ELU.	81
Tableau 67–Vérification de la contrainte tangentielle.	81
Tableau 68–Vérification de la contrainte de compression (ELS) ; V_{x1} (RDC) :	81
Tableau 69–calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{x1} (étage1-2-3).	82
Tableau 70–calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{x1} (étage4-7).	83
Tableau 71–calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{Y1} (RDC).	83
Tableau 72–calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{Y1} (étage1-2-3)	84
Tableau 73–calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{Y1} (étage4-7).	85
Tableau 74– Calcul des charges linéaires sur poutrelles aux états limites.	89
Tableau 75– les moments max dans les poutrelles.	90
Tableau 76– Calcul des sections d’armatures et choix de ferraille des poutrelles.	90
Tableau 77– Vérification de la contrainte tangentielle des poutrelles.	91
Tableau 78– Les moments max aux états limitent du balcon dans les deux directions.	94
Tableau 79– Récapitulatif des sections d’armatures du balcon dans les deux directions.	95
Tableau 80– Vérification de la contrainte tangentielle du balcon dans les deux directions.	95
Tableau 81 – Vérification de la contrainte du béton du balcon dans les deux directions.	95
Tableau 82– Vérification de la flèche du balcon dans les deux directions.	95
Tableau 83– Condition de non fragilité du balcon dans les deux directions.	96
Tableau 84– Les moments max aux états limites de l’ascenseur dans les deux directions.	96
Tableau 85– Sections d’armatures de la cage d’ascenseur.	96
Tableau 86– L’espacement des cadres de l’ascenseur.	97
Tableau 87 – Vérification de la contrainte tangentielle d’ascenseur.	97
Tableau 88– Vérification de la contrainte du béton du balcon dans les deux directions.	97
Tableau 89– Vérification de la flèche du béton d’ascenseur.	97
Tableau 90– les moments.	99
Tableau 91– Section d’armatures d’escaliers.	99
Tableau 92– Vérifications de la contrainte tangentielle d’escaliers.	100
Tableau 93– Vérifications de la flèche d’escaliers.	100
Tableau 94–Condition de non fragilité d’escaliers.	100
Tableau 95–ferraillage de l’acrotère.	103
Tableau 96–Vérification de contrainte de cisaillement maximale.	110
Tableau 97–Récapitulatifs des résultats de ferraillage selon XX.	112
Tableau 98–Récapitulatifs des résultats de ferraillage selon YY.	112
Tableau 99–Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité XX.	112
Tableau 100–Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité YY.	113
Tableau 101–Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité.	113
Tableau 102–Récapitulatifs des résultats de ferraillage des nervures.	116
Tableau 103–Récapitulatifs des résultats de ferraillage des nervures.	116
Tableau 104–Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité.	116

CHAPITRE I

Présentation du projet

I .1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir dans lequel l'ingénieur joue un rôle fondamental. Elle vise à mettre en application les connaissances acquises préalablement.

Dans le cadre de cette étude, il s'agit du calcul Béton armé d'un bâtiment en R+7, présentant une ossature en poteaux poutres contreventé par voiles. Le logiciel « *ROBOT Structural Analysis Professional 2017* » a été utilisé pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, permettront de ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91, le CBA93 et le RPA99 version2003, afin d'assurer une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

I .2. Présentation de l'ouvrage :

L'objet de cette étude est un bâtiment implanté à la wilaya d'ANNABA dans une région de moyenne sismicité classée dans la zone IIa selon RPA 99-2003

Ce bâtiment est composé de :

- D'un RDC destinés à des locaux commerciaux avec deux appartements (F3)
- De7 étages, utilisés pour habitation comprenant des appartements (F3)

I .2.1. Présentation architecturale de bloc étudié :

❖ Plan de façade principale :



Figure 1- Plan architecturale de la façade principale.

❖ Plan de façade postérieure :



Figure 2- Plan architecturale de la façade postérieure.

❖ **Plan des coupes :**

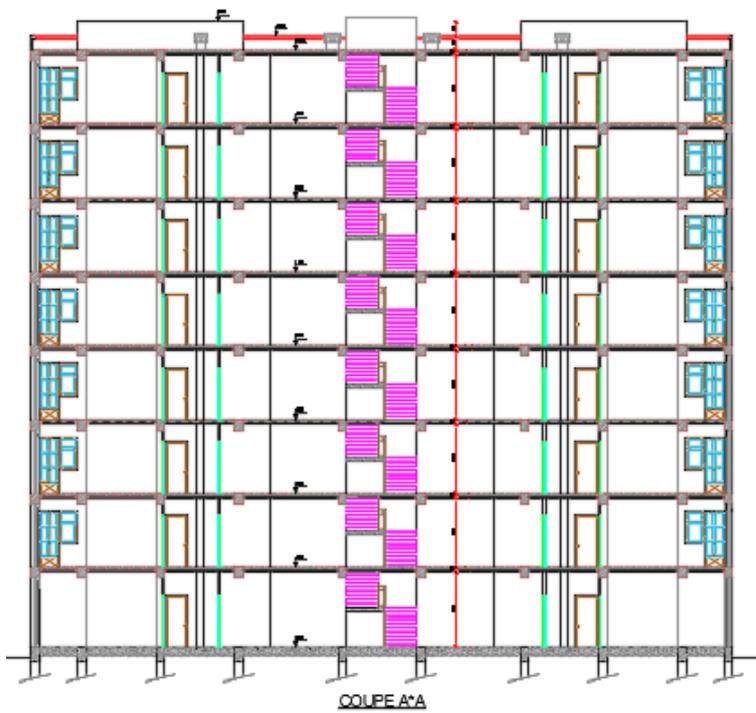


Figure 3- Plan architecturale des coupes.

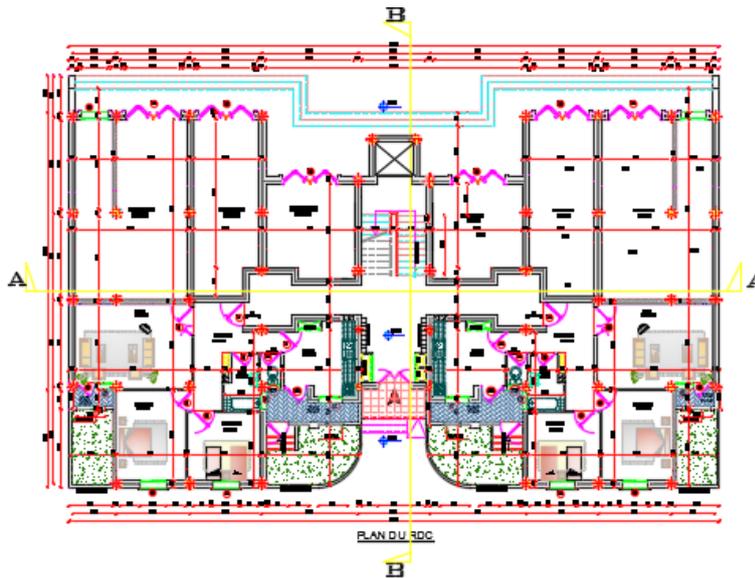
❖ Plan de RDC :

Figure 4- Plan architecturale du RDC.

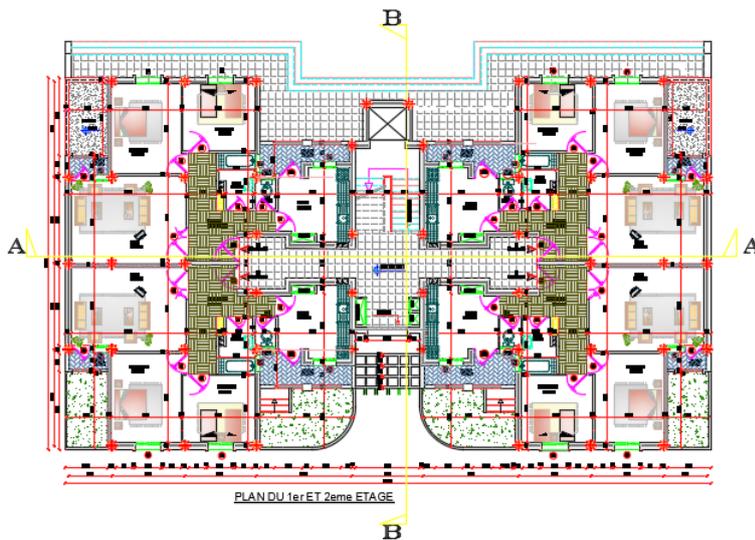
❖ Plans des étages courants :

Figure 5- Plan architecturale des étages courants.

Remarque : il y a lieu de noter que les plans d'architecture ont été modifiés principalement en ce qui concerne le nombre d'étages, une légère modification des espaces sans modification majeure de l'architecture, cela a concerné aussi le nombre et la disposition des voiles eu ayant à l'esprit une limitation au mieux l'effet de la torsion tout cela en respectant l'idée globale de l'architecture.

I .2.2. Caractéristique du bloc étudié :

I .2.2.1. Les caractéristiques géométriques :

- La longueur en plan 29.4 m.
- La largeur en plan 16.9 m.
- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 25.45 m.
- La hauteur de RDC 3.4 m.
- La hauteur d'étage courant 3.15 m.
- La hauteur d'acrotère0.6 m.

I .2.2.2. Les caractéristiques géométriques du site :

Dans notre étude, et en raison de l'absence d'un rapport de sol concernant le site de notre projet, nous avons considéré une valeur moyenne de contrainte de sol utilisée sur le même site que notre projet. Ainsi la valeur de contrainte admissible prise en compte est $\sigma_{sol} = 1.9$ bars

I .3. Conception de la structure :

I .3.1. Ossature de l'ouvrage :

- Cette structure est classée dans le groupe d'usage 2 et classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), selon le RPA 99-2003
- Nous savons que la souplesse est la meilleure solution pour résister aux tremblements de terre (séisme), l'RPA 99-2003 'article 3.4.A.1.a' exige des voiles pour toutes structures dépassent une hauteur de 14 mètres ou 4 niveaux pour les structures situées en zone IIa, Ainsi, comme notre bâtiment est constitué de voiles et de portiques, le choix du contreventement, a priori, sera : **un contreventement mixte (voile - portique)**. Ce choix sera évidemment confirmé ou modifié selon le choix structurel adopté puisqu'il est conditionné réglementairement (RPA2003) par le taux des charges horizontales et verticales repris par les voiles ou les portiques.

I .3.2. Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

Ils sont constitués par deux types :

- Planchers en corps creux pour le RDC, et les étages courants.
- Planchers en dalles pleines (balcon, cage d'escalier, ascenseur)

La terrasse du bâtiment est inaccessible, l'étanchéité du plancher est assurée par une forme de pente et système en multicouche.

I .3.3. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre

- Pour les étages courants : des escaliers droits de deux volées.

I .3.4. Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera considérée comme des briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre.

- Pour les murs extérieurs : le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs.
- Pour les murs intérieurs : une cloison simple de 10 cm d'épaisseurs.

I .3.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Pour les plancher, un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieurs et les balcons.

I .3.6. Acrotères :

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

I .3.7. L'ascenseur :

Etant un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment.

I .4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA99-2003.

I .4.1. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

❖ Définition des états limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

❖ Etats limites :

Suivant les règles BAEL91 on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime ELU
 - ELU de résistance
 - ELU de la stabilité de forme

- ELU d'équilibre statique
- ✓ Etats limite de service ELS
 - ELS compression e béton
 - ELS d'ouverture des fissures
 - ELS de déformation

I .4.2. Le béton :

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Il présente une bonne résistance à la compression par contre il ne présente pas une bonne résistance à la traction ou cisaillement. Tandis que l'acier résiste bien à la traction.

I .4.2.1. Principaux caractéristiques et avantages du béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

a. Economie :

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b. Souplesse des formes :

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

c. Résistance aux agents atmosphériques :

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

d. Résistance au feu :

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

I .4.2.2. Les matériaux composants le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a. Ciment :

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudres fines qui ajoutés de l'eau, forment une pâte capable par hydratation de faire prise et durcir en un temps plus ou moins long. Le durcissement a lieu aussi bien à l'air que sous l'eau.

b. Granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable
- Graviers

➤ 2.1. Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ 2.2. Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm.

Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

c. L'eau :

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

d. Les adjuvants :

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'améliorer certaines propriétés.

Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

I .4.2.3. Dosage du béton :

La composition courante d' $1m^3$ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 530 L de sable
- 740L de gravillon
- 175 L d'eau de gâchage

La formulation adoptée en Algérie pour un béton de 25 MPA :

- 350 kg de ciment II de 42.5R
- 400 L de sable $DS < 5$ mm
- 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < Dg < 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

I .4.3. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de

traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

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

I .4.3.1. Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'aciers sont les suivantes :

Nature	Utilisation	Nuance	Limites élastiques f_y (MPa)	Module d'élasticité E_s (MPa)	Le coefficient de poisson ν	Module de cisaillement G (MPa)
Barre HA	Armatures Longitudinales ou transversales	Fe E400	400	$2,1 \cdot 10^5$	0,3	81000
Treilles soudées	Eléments plans	FeE 500	500			

Tableau 1– Caractéristiques mécaniques des aciers.

CHAPITRE II

Prédimensionnement et Evaluation des charges

II.1. Prédimensionnement des éléments :

II.1.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil. Pour cela nous devons évaluer les charges revenantes à chaque élément, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques basées sur l'expérience, il sera établi tenant compte des *BAEL91 et RPA99-2003*

Toutefois, Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification des résistances et du service et aussi de la considération économique afin d'équilibrer la quantité d'acier et du béton.

II.1.2. Prédimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1. Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux avec armatures incorporés. Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature en transmettant les charges appliquées. Ils supportent principalement les charges verticales et contribuent aussi à la stabilité de la construction en participant à la reprise des charges horizontales.

Leurs dimensions doivent respecter la condition imposée par :

- BAEL 91 :(pour éviter le phénomène du flambement) il faut :

$$\min(a ; b) \geq \frac{h_{\text{étage}}}{15}$$

$$\rightarrow \min(a ; b) \geq \frac{315}{15} \geq 25\text{cm}$$

- RPA99V3003 :

$$\min(a ; b) \geq 25\text{cm} \text{ et } \min(a ; b) \geq \frac{he}{20} \text{ et } 0.25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

- Sans oublier la vérification de l'effort normal réduit qui est donnée par la formule

$$V = Nd \leq B_c \cdot f_{cj} \leq 0.3 \text{ (Art 7.4.3.1 del'RPa99v2003)}$$

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie selon les règles RPA 2003, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELS ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

Choix préalables des sections :

Selon l'RPA 2003 article 7.4.1 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Pour la zone a} \left\{ \begin{array}{l} \min(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1 ; h_1) \geq he/20 \\ 0.25 < b_1 / h_1 < 4 \end{array} \right.$$



En tenant compte de l'économie, On adoptera préalablement une variation de sections de poteaux selon la hauteur d'étage. Les sections choisies le seront en fonction de groupe d'étage des plus sollicités (les étages inférieurs) aux poteaux les moins sollicités (les étages supérieurs). Un choix a été fait et l'ensemble des sections de ces poteaux ($b_1 * h_1$) sont résumés sur le tableau suivant :

étages	section
RDC+étage1+étage2	45*45
étage3+étage4+étage5	35*35
étage6+étage7	35*35

Tableau 2– Section préalables des poteaux.

Descente de charge :

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

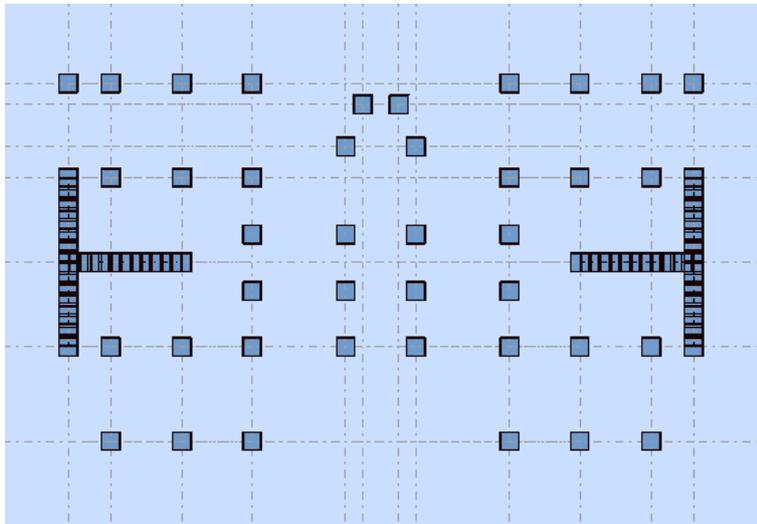


Figure 6– Disposition structurelle adoptée des poteaux et des voiles.

Vérification des conditions de RPA99 :

$H_e = h_e - \text{ép}$

Avec :

H_e : hauteur libre d'étage.

h_e : hauteur d'étage.

ép : épaisseur du plancher.

RDC : $h_{\text{étage}} = 3.40\text{m}$.

- $H_e = 340 - 20 = 3.16\text{m} = 320\text{cm}$.
- $H_e = 315 - 20 = 295\text{cm}$.

Etages courants : $h_{\text{étage}} = 3.15\text{m}$.

niveaux	dimensions	b=h	he(cm)	min(h,b)>25	he/20	min(h,b)>he/20	a/b	1/4<a/b<he/20
RDC	45*45	45	340	Vérifier	17	Vérifier	1	Vérifier
étages(1-2)	45*45	45	315	Vérifier	15.75	Vérifier	1	Vérifier
étages(3-7)	35*35	35	315	Vérifier	15.75	Vérifier	1	Vérifier

Tableau 3– récapitulatifs des vérifications des conditions de RPA.

Vérification de la condition du flambement :

$$\lambda = \left(\frac{L_f}{i} \right) \leq 35$$

Avec :

 λ : l'élancement L_0 =longueur libre du poteau L_f =Longueur de flambement ;

$$L_f = 0.7 * L_0$$

I : le moment d'inertie ; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : section de poteau ; $B = (a*b)$

niveaux	Poteaux	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i	λ	$\lambda < 35$
RDC	45*45	340	238	341718.75	2025	12.99	18.32	Vérifier
étages(1-2)	45*45	315	220.5	341718.75	2025	12.99	16.97	Vérifier
étages(3-7)	35*35	315	220.5	125052.08	1225	10.1	21.82	Vérifier

Tableau 4– récapitulatifs des vérifications des conditions de flambement.

Vérification de la section adoptée :

D'après l'article 7.4.3.1 de RPA 2003 l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N(\text{KN})}{f_{c28} * B} \quad ; \quad B = \frac{N}{0.3 * f_{c28}}$$

B : section des poteaux

N : les valeurs sont tirées d'un calcul ou descente charge.

f_{c28} : Contrainte de compression à 28 jours

	Mpa	KN/cm ²
f_{c28}	25	2.5

niveaux	Nd(KN)	b(cm)	h(cm)	Bc(cm ²)	v	observation
étage1étage2étage3	1234.48	45	45	2025	0.24	Vérifier
étage4étage5étage6	738.18	45	45	2025	0.24	Vérifier
étage7étage8	275.2	35	35	1225	0.09	Vérifier

Tableau 5– Récapitulatifs des calculs des sections poteaux.

II.1.2.2. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments principaux supportant les planchers et transmettant leurs charges aux poteaux ou voiles. Ce sont des éléments fléchis soumise à la flexion simple.

Elles sont conçues selon leur rôle et leur fonctionnement

Rectangulaires (respectant l'aménagement architectural).

Les dimensions doivent être conformes aux règles pour éviter les difficultés de ferrailage, de bétonnage, la flexibilité des poutres plates et éventuellement un coût élevé.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par *BAEL91* et vérifiées par la suite selon *RPA99-2003*

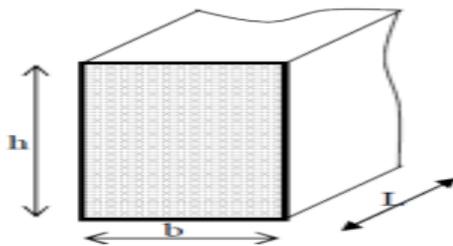


Figure 7– Section de la Poutre Principale.

❖ Selon le BAEL91 :

$$\frac{1}{16} \leq h \leq \frac{1}{10} \text{ et } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

❖ Vérification d'après RPA99 Version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans notre cas (ouvrage contreventé par des voiles) on peut ramener h à 20cm

Avec :

L : les plus grands portés de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

II.1.2.2.1. Pré dimension des poutres principale (PP) :

- D'après le BAEL91 :

$$L_{\max} = 445 \text{ cm.}$$

Pour h :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{445}{16} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$27.81 \leq h \leq 44.5$ on adopte $h=40\text{cm}$.

Pour b :

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$12 \leq b \leq 28$ On adopte $b=30\text{cm}$.

- Vérification selon (RPA) :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$b=30 \geq 20\text{cm}$; vérifie

$h \geq 30 \text{ cm}$

$h = 40 \geq 30 \text{ cm}$; vérifié

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4; \text{ vérifié}$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

L : longueur maximale de la poutre.

II.1.2.2.2. Pré dimension des poutres secondaires (PS) :

- D'après le BAEL91 :

$L_{\max} = 440 \text{ cm}$.

Pour h :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{440}{16} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$27.5 \leq h \leq 44$ On adopte $h=35$.

Pour b :

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35.$$

$10.5 \leq b \leq 24.5$ on adopte $b=30$.

- Vérification selon (RPA) :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$b= 30 \geq 20 \text{ cm}$; vérifié

$h \geq 30 \text{ cm}$

$h= 35 \geq 30 \text{ cm}$; vérifié

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\frac{h}{b} = 166 \leq 4 \text{ cm ; vérifier}$$

II.1.2.3. Prédimensionnement des voiles :

D'après le RPA99-2003 (article 7.7.1) les éléments satisfaisant aux conditions :

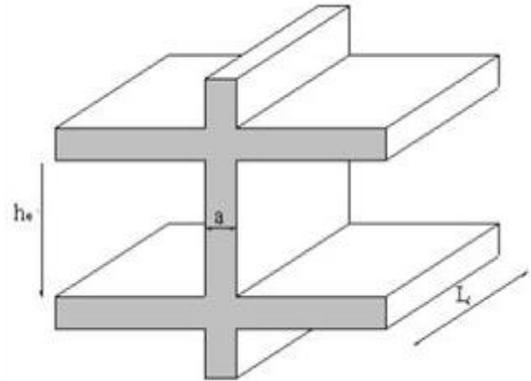
$L \geq 4a$ et $a_{\min} \geq 15\text{cm}$ sont considérés comme des voiles

Avec :

L : la longueur du voile

a : l'épaisseur de voile

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.



Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par l'article 7.1.1 de l'RPA99-2003

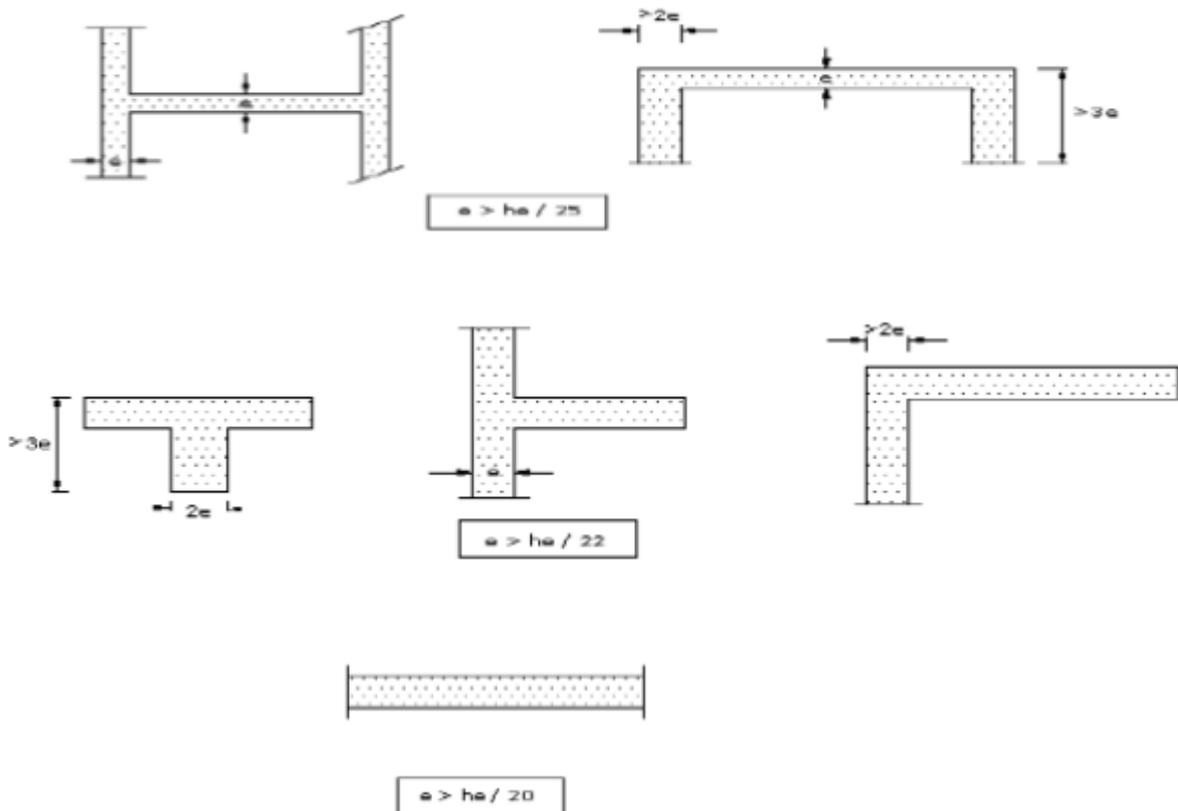


Figure 8– Coupe transversale d'un voile.

Donc :

$h_{e \max} = 340 \text{ cm}$ (la hauteur de RDC)

Alors : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$; $a \geq \max \left[\frac{340}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$; $a \geq \max [17 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$;

On adopte **a=20cm**

Et il faut toujours $L \geq 80 \text{ cm}$

II.1.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.1.3.1. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan, limitant les différents niveaux d'un bâtiment, leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement, et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique acoustique et l'étanchéité entre différents étages.

❖ Choix de planchers :

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux : pour les étages courants et terrasse.
- Plancher dalle pleine : pour les balcons et les escaliers.

II.1.3.1.1. Plancher à corps creux :

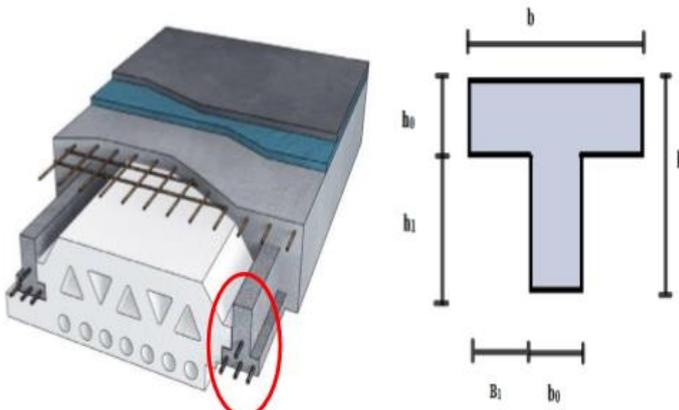


Figure 9– Coupe du plancher à corps creux.

❖ Résistance au feu :

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 15 \text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

❖ Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16\text{cm}$

❖ **Résistance à la flexion :**

$$h_t > \frac{L_{\max}}{22.5}$$

h_t : Hauteur du plancher ou hauteur des poutrelles

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410\text{cm}$$

$$h_t > 18.23\text{cm}$$

On adopte un plancher de **16+4cm**

- 16cm : c'est la hauteur de corps creux
- 4cm : c'est la hauteur de dalle de compression

❖ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$$\text{Min} \left[\frac{50}{20} = 25\text{cm} ; \frac{L}{10} = 44\text{cm} \right] = 25\text{cm}$$

Pour la largeur de nervure **$b = 60\text{cm}$**

$$0.3 \times h_t \leq b_0 \leq 0.4 \times h_t \rightarrow 6\text{cm} \leq b_0 \leq 8\text{cm}$$

On adopte: **$b_0 = 10\text{cm}$**

II.1.3.1.2. La dalle pleine :

Notre ouvrage comporte un seul type des balcons de dalle pleine

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivant :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Avec

l : largeur de balcon $l = 200\text{cm}$

$$6\text{cm} \leq e \leq 10\text{cm}$$

On adopte **$e = 15\text{cm}$**

II.1.3.2. Prédimensionnement des escaliers :

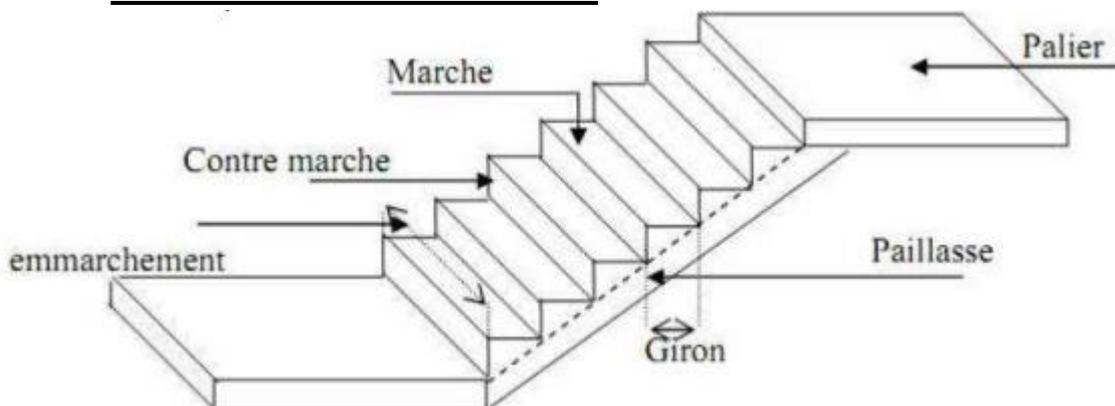


Figure 10– Les éléments d'escaliers.

Escalier a deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

- Largeur des marches (giron) : entre 25 et 32 cm $\rightarrow g=30$ cm
- Hauteur des contres marches : entre 14 et 18 cm $\rightarrow h=17.5$ cm pour assurer un confort optimum des usagers.

Il faudra vérifier la condition de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 64$ cmVérifier

Exemple de calcul :

H étages (315cm) :

- Nombre des contres marche : $n = \left(\frac{H_e}{2}\right) \div h = \left(\frac{315}{2}\right) \div 17.5 = 9$ contre marches (par volée).
- Nombre des marches : $n-1=8$ marches (par volée).
- L'épaisseur de la pailasse : Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \text{ cm}$$

Ainsi :

- Inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{H'}{L'}$$

H' : Hauteur de l'escalier

$$H' : N \times h = 9 \times 17.5 = 157.5 \text{ cm} \approx 158 \text{ cm}$$

L' : La longueur de volé sur plan

$$L' = m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{158}{240} \rightarrow \alpha = 33.34^\circ \text{ on prend}$$

La longueur de la volée :

$$L = \sqrt{L'^2 + H'^2} = \sqrt{240^2 + 158^2} = 287.3 \text{ cm}$$

L'épaisseur d'escalier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : C'est longueur totale de la pailasse + palier (sur plan ou la longueur de flèche)

$$\frac{287.3}{30} \leq e \leq \frac{287.3}{20}$$

\rightarrow On prend $e=15$ cm

H RDC (340cm) :

- Nombre des contres marche : $n = \left(\frac{H}{2}\right) \div h = \left(\frac{340}{2}\right) \div 17 = 10$ contre marches (par volée).

- Nombre des marches : $n=10-1=9$ marches (par volée).
- L'épaisseur de la paille : Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \text{ cm}$$

Ainsi :

❖ **Inclinaison de la paille :**

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{H'}{L'}$$

H' : Hauteur de l'escalier

$$H' : Nc \times h = 10 \times 17 = 170 \text{ cm}$$

L' : La longueur de volé sur plan

$$L' = m \times g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{170}{270} \rightarrow \alpha = 32.21^\circ \text{ on prend}$$

La longueur de la volée :

$$L = \sqrt{L'^2 + H'^2} = \sqrt{270^2 + 170^2} = 320.75 \text{ cm}$$

L'épaisseur d'escalier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : C'est longueur totale de la paille + palier (sur plan ou la longueur de flèche)

$$\frac{320.75}{30} \leq e \leq \frac{320.75}{20}$$

→ On prend $e = 15 \text{ cm}$

II.2. Evaluation des charges :

II.2.1. Introduction :

Elles correspondent au poids propre des matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment, à savoir les éléments de structure, de second œuvre et d'équipement.

Leur détermination est simple : elle résulte de connaissance de l'avant métré des éléments de construction mis en œuvre et du poids volumique de chacun des matériaux employés

II.2.1.1. Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composées de :

- Charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Charges d'exploitation ou surcharges.

II.2.1.2. Les charges permanentes (G) :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le

bâtiment. Afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, il est fourni règlementairement des listes de poids volumique en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le document technique réglementaire (D.T.R.BC2-2) des charges permanentes et charge d'exploitations.

II.2.1.3. Les charges d'exploitation (O) :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation 'normale' pour faciliter la prise en Compte de ces chargements sans avoir à la recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires celles-ci sont présentées dans le DTR 2-2 des charges permanentes et charge d'exploitations.

II.2.2. Evaluation des charges du plancher en corps creux :

II.2.2.1. Charge permanente G :

II.2.2.1.1. Plancher étage courante :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur $h(h_c + h_d)$

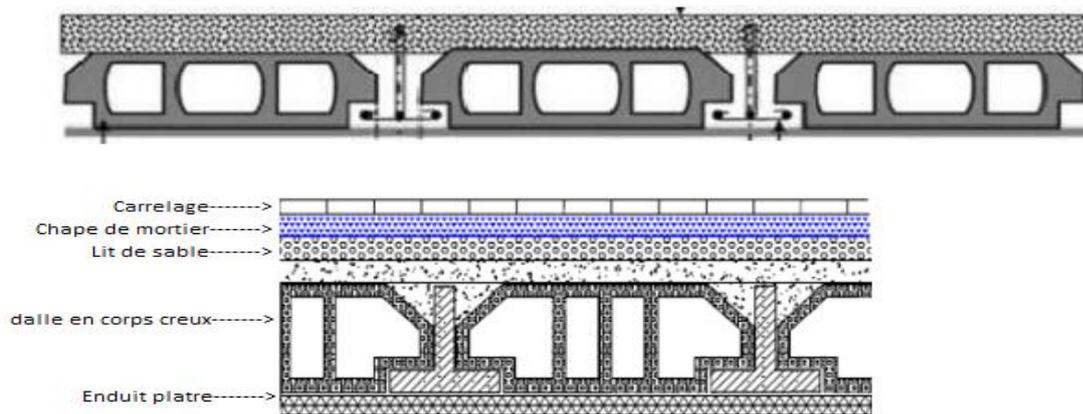


Figure 11– Coupe des couches' Plancher étage courante.

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. plancher à corps creux 16+4	20	/	2,8
5. Enduit de plâtre	2	10	0,2
6. Cloisons	10	10	1
G total :			5,34

Tableau 6– Evaluation des charges dans les étages courants.

II.2.2.1.2. Plancher terrasse (inaccessible) :

Notre terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux ; surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

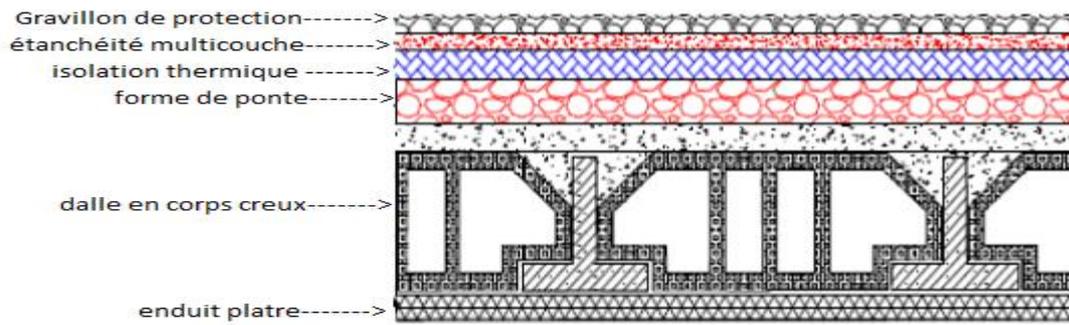


Figure 12– Coupe des couches' Plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1.Gravions de protection roulée	5	17	0.85
2.étanchéité multicoche	2	/	0.12
3.papier kraft	2 feuilles	/	/
4.forme de pente	8	22	1.76
5.Isolation thermique en liège	4	4	0.16
6.parvapeur	1	1	0.01
7.dalle à corps creux 16+4	16+4	/	2.8
8.Enduit de plâtre	2	10	0.2
G total:			5.9

Tableau 7– Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible.

La forme de pente : On a dans le plan de terrasse la longueur max qui dirige l'eau vers les conduits égal à 9m avec une pente de 1% donc :

$$e_{\max} = e_{\min} + L \times P = 3 + 900 \times 0.01 = 12 \text{ cm}$$

$$e_{\text{moy}} = \frac{e_{\min} + e_{\max}}{2} = \frac{3 + 12}{2} = 7.5 \approx 8 \text{ cm}$$

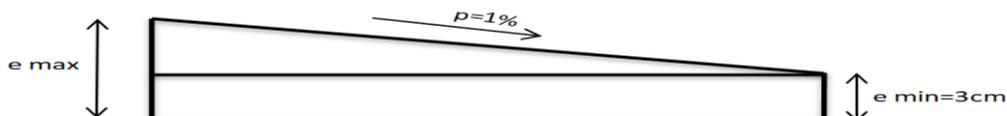


Figure 13–La forme de pente

II.2.2.1.3. Balcon :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	20	0,4
G total :			5,5

Tableau 8– Evaluation des charges des dalles pleines (balcon).

II.2.2.1.4. Dalle pleine de la cage d’ascenseur :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Cloisons	10	/	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	4
Enduit de ciment	1.5	10	0,15
G total :			6.69

Tableau 9- Evaluation des charges de la cage d’ascenseur.

II.2.2.1.5. Murs double parois en brique creuses :

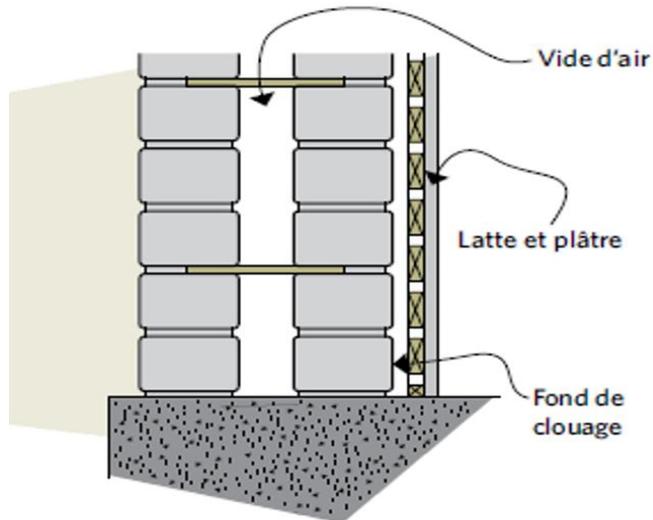


Figure II .9 – Murs double parois en brique creuses

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Enduit extérieur (ciment)	2	20	0.4
Briques extérieur	10	/	0.9
lame d'air	5	0	0
Briques intérieur	10	/	0,9
Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,2
G totale :			2.4

Tableau 10– Evaluation des charges des murs double parois.

- **Le poids de mur sur mètre linéaire :**

$$G_{\text{mur}}(\text{extérieur}) = G \times H_{\text{mur}};$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{étage}} - H_{\text{ps}}$$

$$H_{\text{mur}} = 315 - 35 = 280 \text{ cm}$$

$$G_{\text{mur}}(\text{extérieur}) = 2.4 \times 2.80 = 6.72 \text{ KN/ml}$$

II.2.2.1.6. Escalier :

- **Palier :**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Palier	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	20	0,4
G totale :			5.5

Tableau 11– Evaluation des charges des paliers des escaliers.

➤ **Volée :**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Marche	(17/2)	25	2.13
Paillasse	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	20	0,4
Garde corps	/	/	0.6
G totale :			8.22

Tableau 12– Evaluation des charges des volés des escaliers.

II.2.2.1.7. L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes de la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

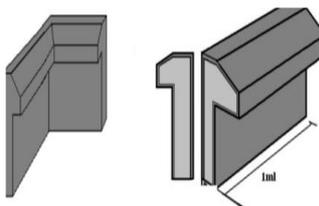


Figure 14– L'acrotère.

❖ Poids propre de l'acrotère

$$P = ((0.06 \times 0.10) + (0.10 \times 0.10) - (0.1 \times 0.03)/2) \times 1 \times 25)$$

$$P = 1.71 \text{ KN/cm}^2$$

II.2.2.1. Charge d'exploitation Q :

D'après le DTR

- ✓ Plancher terrasse (non accessible)100kg/m².
- ✓ Plancher étages courants150kg/m².
- ✓ Plancher RDC.....250kg/m².
- ✓ Escalier courant (accessible au public)250kg/m².
- ✓ Balcon accessible..... 350kg/m².

II.3. Conception structurelle et modélisation :

La conception doit obéir à un certain nombre de critères. Elle doit assurer un bon compromis permettant à la fois de satisfaire les exigences structurelles et architecturales et de minimiser les coûts.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus que possible du comportement réel de la structure.

La modélisation numérique de la structure sera menée par un logiciel par éléments finis permettant à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique en vue d'une analyse sismique.

Ayant préalablement défini l'ensemble des dimensions des éléments porteurs de notre structure et disposant aussi des charges et surcharges sollicitant notre structure, et enfin en basant sur les règles parasismiques RPA, nous avons procédé donc à la modélisation 3D de notre structure en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis/v2017.

Dans un souci d'alléger le temps de calcul (réduire le nombre d'élément finis dans notre modèle de calcul), seuls les éléments porteurs ont été modélisés (poutres, poteaux et voiles) ainsi que les éléments de types dalles pleines comme les balcons et les paliers.

Concernant les planchers en corps creux, et les escaliers, ils n'ont pas été modélisés, seules leurs actions (transmission aux poutres et aux poteaux de leurs poids propres et de leurs surcharges) a été modélisée par le biais de planchers fictif notés « bardage » dans le logiciel de calcul. Evidemment, par la suite le calcul et le dimensionnement de ces planchers et de escaliers se fera de manière isolée de la structure.

Cette modélisation ainsi faite (voir figure 15) a permis de procéder à un calcul statique et sismique de notre bâtiment sous les effets des charges, surcharges et accidentelles.

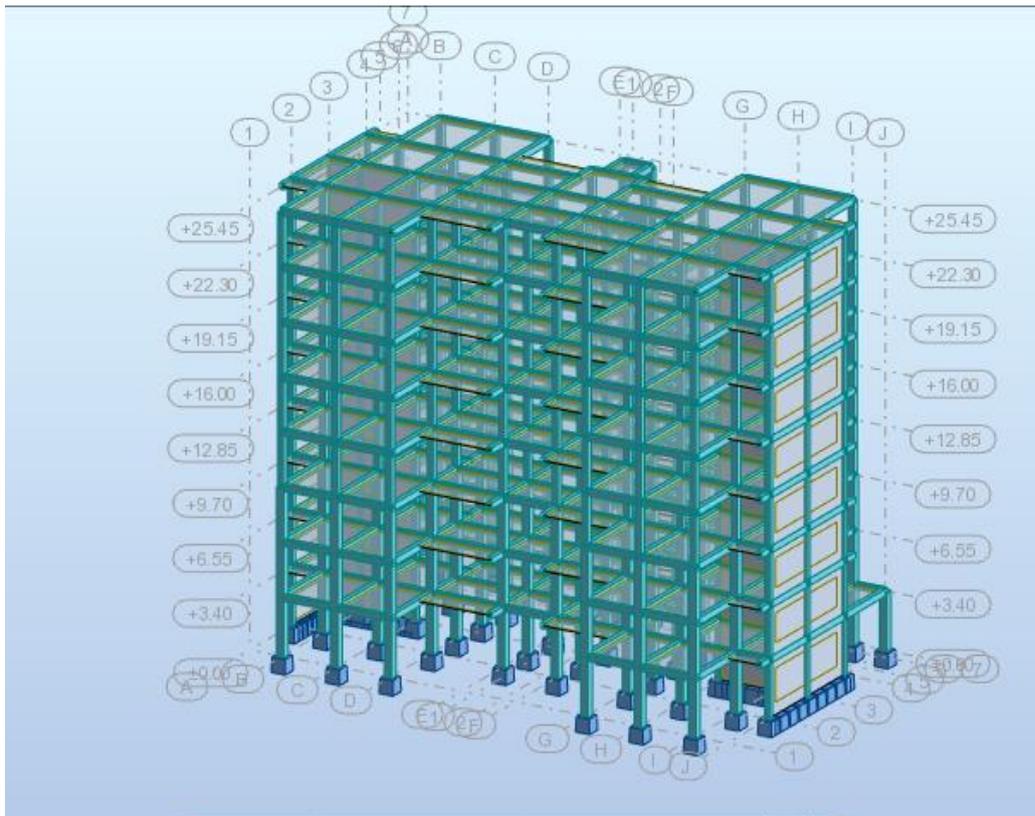


Figure 15- bâtiment modélisée par Robot Structural Analysis v2017

CHAPITRE III

Etude sismique

III.1. Etude sismique :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Ceci signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques est insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques afin d'évaluer les forces engendrées et d'analyser notre structure sous l'effet de l'ensemble de ces actions.

Pour ce qui nous concerne, notre bâtiment est un R+7 à usage d'habitation en Béton armé (donc massif), l'action dynamique à considérer seulement l'effet sismique

II.2. Définition de l'action sismique :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature de sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en relief le comportement dynamique de l'ouvrage.

II.3. Objectif de l'étude dynamique et sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties. Cela nous permet d'évaluer les efforts et les déplacements maximums due un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pourquoi on fait appel souvent à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Cela est grandement facilité par la puissance des logiciels par éléments finis comme Robot Structural Analysis

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

III. 4. Méthode utilisable dans le calcul sismique :

D'après les règlements parasismiques algériens (*RPA99/V2003*, ART 4.1.1), le calcul peut se faire suivant l'une des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse spectrale modale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

III.4.1. La méthode statique équivalente :

Le RPA propose dans cette méthode, de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques équivalentes aux effets de l'action sismique.

III.4.1.1. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (*RPA99v2003*) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous groupes

- Zone II

- ✓ Groupes d'usages 3 ;
- ✓ Groupes d'usages 2 ; si la hauteur est \leq à 7 niveaux ou 23m.
- ✓ Groupes d'usages IB ; si la hauteur est \leq à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupes d'usage IA ; si la hauteur est \leq à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III :

- ✓ Groupes d'usages 3 et 2 ; si la hauteur est \leq à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupes d'usages 1 B ; si la hauteur est \leq à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ Groupes d'usages 1 A ; si la hauteur est \leq à 2 niveaux ou 8m.

III.4.2. La méthode d'analyse spectrale modale :

D'après le RPA99V2003 : on cherche dans cette méthode, 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.

III.4.2.1. Conditions d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

II.5. La méthode de calcul adoptée :

Le calcul se fait par a méthode dynamique spectacle en utilisant le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2017.

Pour la combinaison sismique nous Avons adopté la combinaison modale quadratique complète (CQC) selon la prescription réglementaire.

III.5.1. Conception dans la disposition des voiles :

Comme cela a été déjà précisé, les plans d'architecture initiaux ont été modifiés principalement en ce qui concerne le nombre et la position des voiles.

Ce choix du nombre et du positionnement des voiles a été dicté par un certain nombre de conditions (RPA99v2003) :

- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- ✓ Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- ✓ Éviter des modifications de fond de l'architecture.

Nous avons donc procédé à plusieurs dispositions pour essayer de trouver une disposition optimale. Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle ont obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

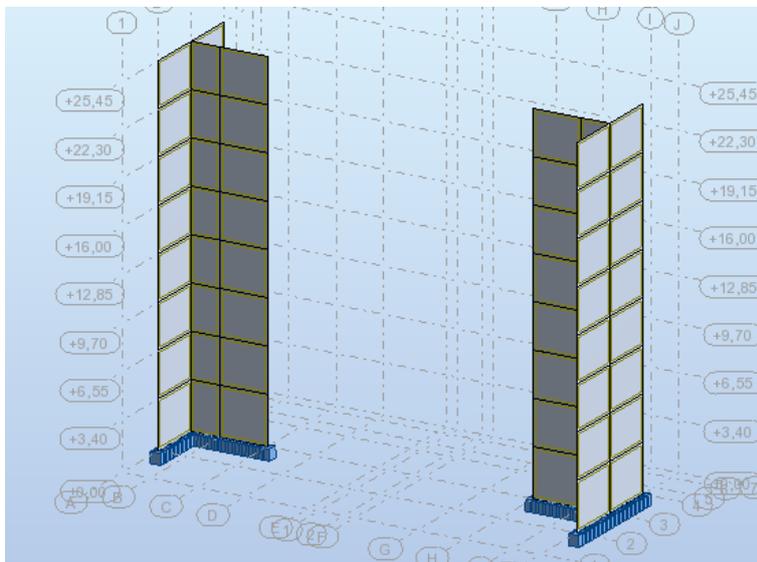


Figure 16-Vue en 3D des voiles.

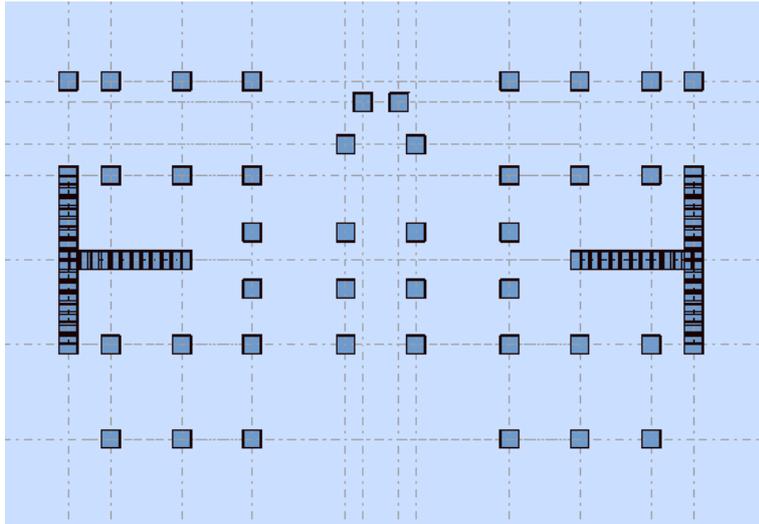


Figure 17-Vu en plan des voiles.

III.5.2. Nombre de modes considérer :

Selon le *RPA99V2003*, Article 4.3.4 ; le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de modèle en plan doit être tel que :

- Le minimum de nombre des modes à retenir est trois (03) dans chaque direction.
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus est égale à au moins de 90% de la masse totale de la structure.
- Pour la détermination de la réponse totale de la structure, tous les modes ayant une masse modale effective à 5% de la masse totale de la structure soient retenus.

III.6. Analyse modale :

L'analyse modale est un calcul qui est liée à la masse et la rigidité du bâtiment et concerne les vibrations propres ou libres de ce bâtiment en l'absence de forces extérieures. Ce calcul de valeurs propres permet d'avoir les modes et périodes de vibrations libres. Les règles RPA imposent dans le cas de bâtiment de tenir compte en plus de la masse propre du bâtiment, de 20% de la masse due aux surcharges d'exploitation.

III.6. 1. Résultats de l'analyse modale :

Disposant maintenant des données pour le calcul dynamique, nous procédons au calcul par le logiciel robot en lançant les deux modes de calcul. Un premier calcul statique déjà effectué (pour l'évaluation des déplacements et efforts statiques dans les éléments) et ensuite un calcul modal (recherche des modes propres de vibration) pour les valeurs des périodes et facteurs de participations modales par le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2017. Les résultats pour ces calculs modaux sont reportés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées RZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.RZ [kgm2]
5/ 1	0,58	68,86	0,00	0,00	68,86	0,00	0,00	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 2	0,50	0,00	68,23	0,00	68,86	68,23	0,00	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 3	0,37	0,00	0,00	0,19	68,86	68,23	0,19	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 4	0,14	20,37	0,00	0,00	89,23	68,23	0,19	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 5	0,12	0,00	20,78	0,00	89,23	89,01	0,19	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 6	0,09	0,00	0,00	0,04	89,24	89,01	0,23	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 7	0,07	5,66	0,00	0,00	94,90	89,01	0,23	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 8	0,06	0,00	5,94	0,00	94,90	94,94	0,23	4010089,95	4010089,95	120021,18
5/ 9	0,04	2,23	0,00	0,00	97,12	94,94	0,23	4010089,95	4010089,95	120021,18

Tableau 13– Résultats dynamiques de l’analyse modale.

❖ **Interprétation des résultats :**

La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du **8ème** mode pour que la masse atteigne les 90% de la mase modale total. En effet 3 modes au moins ont été retenus par directions au moins (3 modes pour la direction X, et 2 modes pour la direction Y)

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

Mode1

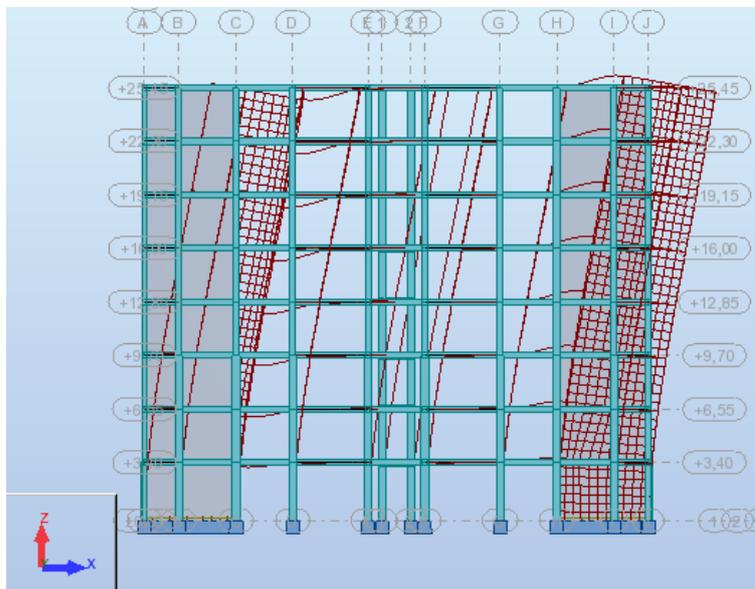


Figure 18-Mode de translation selon la direction X.

Mode2

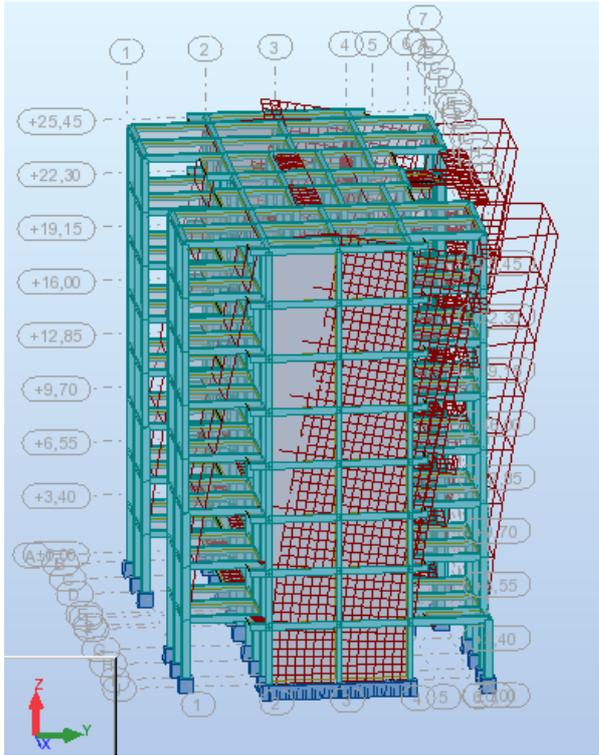


Figure 19-Mode de translation selon la direction Y.

Mode3

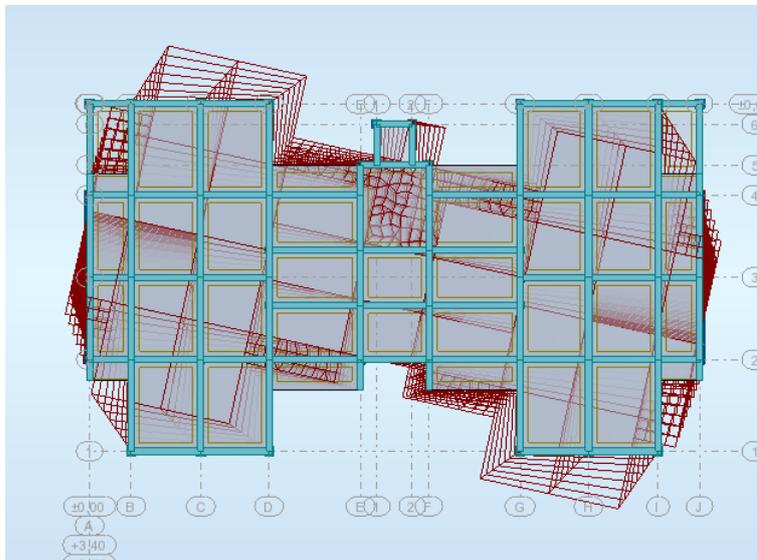


Figure 20-Mode de torsion autour de l'axe verticale Z.

La rigidité de translation dans le sens X et celle le sens Y sont sensiblement équilibrés, ce qui a pour effet de réduire l'effet torsionnel sur le bâtiment (bâtiment assez symétrique d'un point de vue de la rigidité)

III.7. Vérifications réglementaires :**III.7.1. Justification de l'interaction voiles portiques :**

L'article 3.4.4.a du *RPA99/V2003* exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

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

III.7.1.1. Les sollicitations dues aux efforts horizontaux (efforts tranchants) dans les directions (x) et (y) :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Voiles de contreventement		Poteaux	
	Effort tranchants		Effort tranchants	
	T(x) Voiles	T (y) Voiles	T(x) Poteaux	T(y) Poteaux
1	2152,57	2450,02	574,68	505,3
2	2131,72	2362,92	479,96	478,16
3	1793,7	2019,14	639,65	625,86
4	1743,23	1965,53	469,72	442,69
5	1438,2	1640,1	509,17	480,84
6	1133,25	1302,08	492,1	467,41
7	769,57	899,73	449,83	433,21
8	195,72	265,29	473,79	463,15

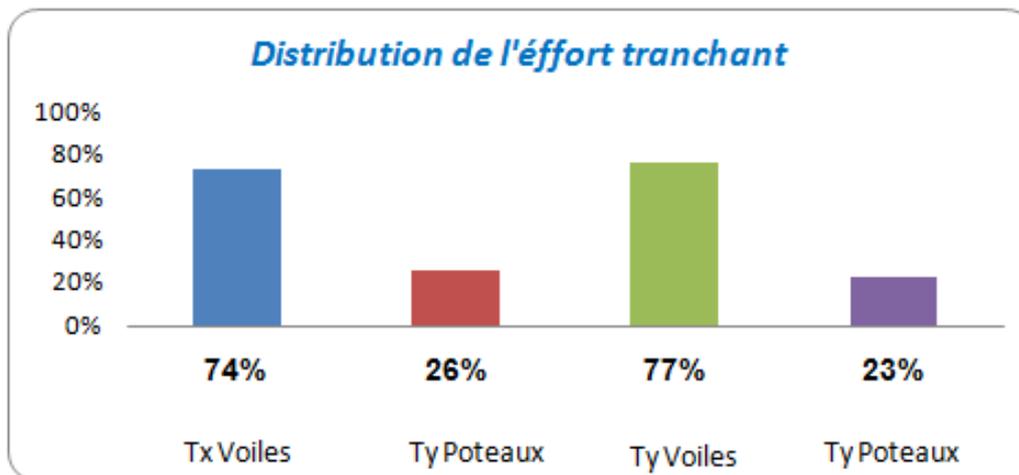
Distribution de l'effort tranchant entre poteaux et voiles

Tableau 14– Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

III.7.1.2. Les sollicitations dues aux efforts verticaux (efforts normaux) :

Etage	Voiles de contreventement	Poteaux
	Effort normaux	Effort normaux
	N	N
1	-13063,59	-46245,61
2	-11168,51	-39664,46
3	-9588,85	-33556,42
4	-8169,91	-27446,2
5	-6554,76	-21690,76
6	-4884,23	-15990,71
7	-3172,65	-10331,69
8	-1420,1	-4713,64

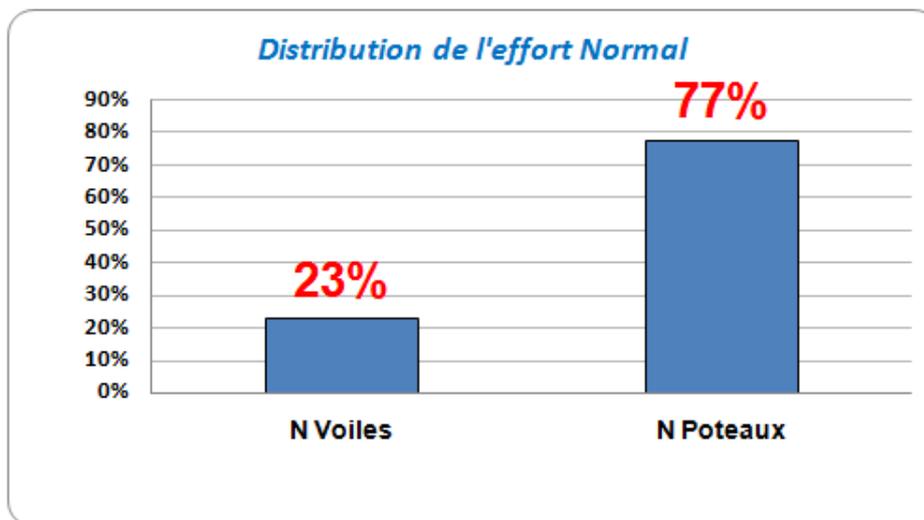
Résultats de l'interaction sous charges verticales

Tableau 15– Résultats de l'interaction sous charges verticales.

Remarque : les conditions du choix de contreventement mixtes ne sont pas vérifiées, le contreventement est pris en voiles porteurs.

III.8. Calcul sismique :

Le calcul sismique est régi par les règles parasismiques RPA203. Il s'agit alors maintenant de définir à partir des règles les paramètres liés au type de bâtiment et au site pour évaluer l'action sismique.

Notre bâtiment est situé Annaba en zone sismique IIa, groupe d'usage 2 "ouvrage courants ou d'importance moyenne"

Ces paramètres de RPA2003 étant définis, les forces sismiques que nous avons noté E_x et E_y respectivement selon la direction (x) et la direction (y) seront ainsi évaluées automatiquement par le logiciel Robot.

Il est précisé que ces forces sismiques sont évaluées d'abord pour chaque mode retenus (pour chaque direction) et ensuite combinées en une seule action résultante par directions en optant pour la superposition modale de type combinaison modale CQC (Combinaisons Quadratiques Complètes) (RPA2003, 4.3.5-c)

III.8.1. La résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaisons des valeurs modales V_{dyn} (à vérifier pour les deux cas, selon (x) V_{dyn}^x et selon (y) V_{dyn}^y) ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Dans le cas ou $V_{dyn} < 0.80V_{st}$

Il faudra dans ce cas, augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, moments, déplacements, ...) dans le rapport $\frac{0.80 V_{st}}{V_{dyn}}$

Remarque : en pratique, cela revient à amplifier les actions sismiques E_x et E_y dans ce rapport et reprendre les calculs.

III.8.1.1. La force sismique V_{st} :

D'après le RPA99V2003, Article 4.2.3 ;

V_{st} ; la force sismique appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone : donné par le tableau 4.1 (RPA99v2003)

- La zone sismique : zone de sismicité moyenne (zone IIa)
- Le Groupe d'usage : 2 "ouvrage courants ou d'importance moyenne "

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\rightarrow A = 0.15$

Q : le facteur de qualité : déterminé par la formule 4.4 du RPA99V2003.

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

à retenir selon le critère de la pénalité « Pq » donnée par le tableau 4.4, est satisfait ou non en fonction de :

- La Condition minimales sur les files de contreventement (observé)

- La redondance en plan. (Observé)
- La régularité en plan et en élévation (observé)
- Le contrôle de qualité des matériaux (non observé)
- Le contrôle de qualité de l'exécution. (non observé)

$$Pq = 0.05 + 0.10 = 0.15$$

$$Q = 1 + 0.15$$

$$Q = 1.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen : en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) ; donnée par la formule (4.2) du RPA99V2003.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0s)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

D'où :

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site ; donnée par le tableau 4.7 du RPA99V2003.
- Le Site : site ferme 02

D'après les données du tableau ; on prend :

- ✓ $T_1 = 0.15s$
- ✓ $T_2 = 0.40s$

η : Facteur de correction d'amortissement ; donnée par la formule 4.3 du RPA99V2003.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Sachant que ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique ; donné par le tableau 4.2 du RPA99V2003

On adopte $\xi = 10\%$

$$\rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.7$$

⇒ **Calcul de D** :

On estime d'abord la période fondamentale expérimentale :

D'après les Formules 4.6 du RPA 99/V2003 ; la période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = CT (hN)^{3/4}$$

Avec :

h_N : La hauteur totale du bâtiment ; du niveau base jusqu'au dernier niveau N (dans notre structure : $h_N = 26.05$ m)

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et type de remplissage.

D'après le tableau 4.6 du RPA99V2003 :

CT de notre structure égale à : $CT = 0.05$.

Donc : $T = 0.05 \cdot (26.05)^{3/4}$

$$T = 0.58 \text{ s.}$$

Avec $T_2 < T < 3.0\text{s}$

Donc : $D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

D=1.48

R : le coefficient de comportement : selon le choix du contreventement vérifié, le coefficient de comportement est donné par le tableau 4.3 du RPA99V2003.

On prend donc : **R = 3.5.**

W : le poids total de la structure calculé à chaque niveau ; donné par la formule 4.5 du RPA99V2003.

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_Q \quad (4.5)$$

D'où :

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charges d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

⇒ Le bâtiment à usage d'habitation ⇒ **$\beta = 0.2$**

La masse source de la structure a été calculée en utilisant le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2017, la valeur trouvée est :

$$W_{Gi} = 38259.29 \text{ KN}$$

$$W_Q = 5106.10 \text{ KN}$$

$$\text{Donc ; } W_i = 38259.29 + 0,2 (5106.10) = 39280.51 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{s(x,y)} = 2865.23 \text{ kN}$$

III.8.1.2. Vérification de la résultante sismique :

Selon l'article (4.3.6) de l'RPA99V2003 : les résultantes des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales, selon les deux directions ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Comme cela a été précisé précédemment, Si $V_{dyn} < 0.80 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, moments, déplacements, ...) dans le rapport $\frac{0.80 V_{st}}{V_{dyn}}$

Les résultats obtenus (tableau 16) vérifient la condition, aucune modification de l'action sismiques n'est à faire

	V_{st}	V_{dyn}	80% V_{st}	$0,8V_{st} < V_{dyn}$
Ex	2865,23	2744,2	2292,184	Vérifier
Ey	2865,23	2980,31	2292,184	Vérifier

Tableau 16– Récapitulatif de la vérification de la résultante sismique.

III.8.2 Les vérifications imposées par le règlement parasismique :

III.8.2.1. La vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3 \text{ (art 7.4.3.1 del' } \underline{RPA99V2003})$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

La vérification de l'effort normal réduit est résumée dans le tableau suivant :

Niveaux	N_d (KN)	b(cm)	h(cm)	B_c (cm ²)	v	Vérification
E1, E2, E3	1234,48	45	45	2025	0,24	Vérifier
E4, E5, E6	738,18	35	35	1225	0,24	Vérifier
E7, E8	275,2	35	35	1225	0,09	Vérifier

Tableau 17– Récapitulatif de la vérification de l'effort normal réduit.

III.8.2.2. Vérification d'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée pour éviter l'effet de torsion dans le cas de séisme.

On présente dans le tableau suivant les résultats de l'analyse automatique faites par le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2017 :

Niveaux	Dimensions du bâtiment (m)		Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		Excentricité (m)		Rapport de régularité			
	Lx	Ly	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	Ex/Lx	Vérification	Ey/Ly	Vérification
Etage 1	29,4	16,9	14,7	8,9	14,7	8,49	0	0,41	0	Vérifier	0,024260	Vérifier
Etage 2	29,4	16,9	14,7	8,68	14,7	8,47	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier
Etage 3	29,4	16,9	14,7	8,68	14,7	8,47	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier
Etage 4	29,4	16,9	14,7	8,66	14,7	8,46	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier
Etage 5	29,4	16,9	14,7	8,66	14,7	8,46	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier
Etage 6	29,4	16,9	14,7	8,66	14,7	8,46	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier
Etage 7	29,4	16,9	14,7	8,66	14,7	8,46	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier
Etage 8	29,4	16,9	14,7	8,67	14,7	8,46	0	0,21	0	Vérifier	0,012426	Vérifier

Tableau 18– Vérification de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de *l'RPA /V2003* est vérifiée.

III.8.2.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon le *RPA99V2003* (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Les résultats trouvés par le logiciel ROBOT, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Selon X :

Etage	dr UX [cm]	he(m)	Vérification
Etage 1	0,2	3,4	Vérifier
Etage 2	0,4	3,15	Vérifier
Etage 3	0,5	3,15	Vérifier
Etage 4	0,5	3,15	Vérifier
Etage 5	0,6	3,15	Vérifier
Etage 6	0,6	3,15	Vérifier
Etage 7	0,6	3,15	Vérifier
Etage 8	0,6	3,15	Vérifier

Tableau 19– Vérification des déplacements latéraux inter-étages selon X.

Selon Y :

Etage	dr UY [cm]	he	Vérification
Etage 1	0,2	3,4	Vérifier
Etage 2	0,3	3,15	Vérifier
Etage 3	0,4	3,15	Vérifier
Etage 4	0,4	3,15	Vérifier
Etage 5	0,5	3,15	Vérifier
Etage 6	0,5	3,15	Vérifier
Etage 7	0,5	3,15	Vérifier
Etage 8	0,5	3,15	Vérifier

Tableau 20– Vérification des déplacements latéraux inter-étages selon Y.

→La condition exigée par le *RPA99V2003* est vérifiée.

III.8.2.4. Vérification du déplacement max au sommet :

Le déplacement max au sommet ne doit pas dépasser le 1% de la hauteur H du bâtiment.

Les résultats donnés par le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2017 sont résumés dans le tableau suivant :

Selon X :

$U_{x\max}$ (cm)	1% H (cm)	Vérification
4	26,05	Vérifier

Tableau 21– Vérification des déplacements max au sommet selon X.

Selon Y :

$U_{y\max}$ (cm)	1% H (cm)	Vérification
3,6	26,05	Vérifier

Tableau 22– Vérification des déplacements max au sommet selon Y.

On observe bien que le déplacement max au sommet dans chaque direction :

$$U_{x\max}, U_{y\max} < 1\%H$$

Donc la condition du *RPA99V2003* est vérifiée.

III.8.2.5. Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ c'est un phénomène qui se manifeste essentiellement sur les éléments filaires tels que les poteaux. En effet, quel qu'en soit le système de contreventement par voiles ou par poteaux/poutres il s'agira de diminuer les déplacements dus au séisme.

Lors d'un séisme, les poteaux subissent un déplacement en tête : ce qui déplace le centre de gravité des charges qui lui sont appliquées.

A cela s'ajoute donc des moments qui amplifient d'autant plus les déplacements jusqu'à la ruine du poteau ($M = P \times \Delta$)

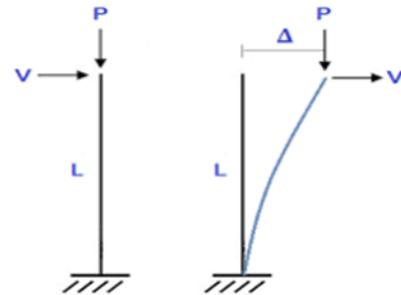
Avec

M : le moment en pied du poteau,

P : la charge appliquée au poteau

Et Δ : déplacement en tête du poteau

Un lien permettant de prendre en compte cet effet dans les calculs Selon RPA99V2003 (Art.5.9) les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :



$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

et Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Et Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Lorsque :

- 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 relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Selon X :

Etage	G (KN)	Q (KN)	Pk (KN)	R	drUx(cm)	ΔK_x (cm)	VKx (KN)	he (m)	Θ	Vérification
Etage 1	-38259,29	-5106,1	-39280,51	3,5	0,2	0,7	2727,25	3,4	0,0297	Vérifier
Etage 2	-32747,63	-4415,8	-33630,79	3,5	0,4	1,4	2611,69	3,15	0,0572	Vérifier
Etage 3	-27797,19	-3746	-28546,40	3,5	0,5	1,75	2433,35	3,15	0,0652	Vérifier
Etage 4	-22964,19	-3076,3	-23579,45	3,5	0,5	1,75	2212,95	3,15	0,0592	Vérifier
Etage 5	-18248,65	-2406,6	-18729,96	3,5	0,6	2,1	1947,38	3,15	0,0641	Vérifier
Etage 6	-13533,11	-1736,8	-13880,47	3,5	0,6	2,1	1625,35	3,15	0,0569	Vérifier
Etage 7	-8817,56	-1067,1	-9030,98	3,5	0,6	2,1	1219,4	3,15	0,0494	Vérifier
Etage 8	-4102,02	-397,34	-4181,49	3,5	0,6	2,1	669,51	3,15	0,0416	Vérifier

Tableau 23– Vérification de l'effet P-Delta selon X

→La condition $\Theta < 0.1$ selon la direction X est vérifiée.

Selon Y :

Etage	G (KN)	Q (KN)	Pk (KN)	R	dr UY [cm]	Δky (cm)	Vky (KN)	he (m)	Θ	Vérification
Etage 1	-38259,29	-5106,1	-39280,51	3,5	0,2	0,7	2955,32	3,4	0,0274	Vérifier
Etage 2	-32747,63	-4415,8	-33630,79	3,5	0,3	1,05	2841,07	3,15	0,0395	Vérifier
Etage 3	-27797,19	-3746	-28546,40	3,5	0,4	1,4	2645	3,15	0,0480	Vérifier
Etage 4	-22964,19	-3076,3	-23579,45	3,5	0,4	1,4	2408,22	3,15	0,0435	Vérifier
Etage 5	-18248,65	-2406,6	-18729,96	3,5	0,5	1,75	2120,94	3,15	0,0491	Vérifier
Etage 6	-13533,11	-1736,8	-13880,47	3,5	0,5	1,75	1769,49	3,15	0,0436	Vérifier
Etage 7	-8817,56	-1067,1	-9030,98	3,5	0,5	1,75	1332,94	3,15	0,0376	Vérifier
Etage 8	-4102,02	-397,34	-4181,49	3,5	0,5	1,75	728,44	3,15	0,0319	Vérifier

Tableau 24– Vérification de l’effet P-Delta selon Y.

→ La condition $\Theta < 0.1$ selon la direction Y est vérifiée.

III.8.2.6. Vérification au renversement (l’équilibre statique de bâtiment) :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le moment stabilisateur (due au poids propre) doit être supérieur au moment de renversement (due au séisme) ; Suivant l’RPA99v2003 on a une diminution de 20% G favorable dans la combinaison sismique

Donc :

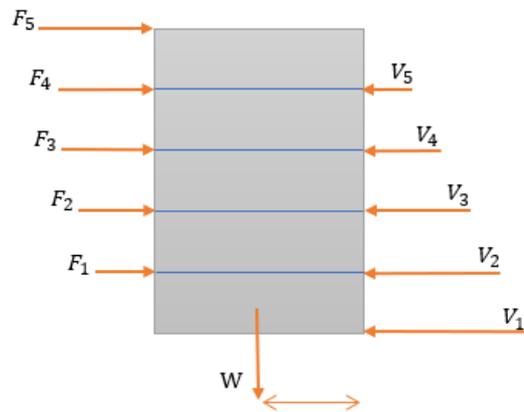
$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1.25$$

Ms : Moment stabilisant, $Ms = WG \times L/2$;

Mr: Moment renversant, $Mr = \sum Fi \times hi$

WG : Poids du bâtiment

F : Force sismique au niveau i.



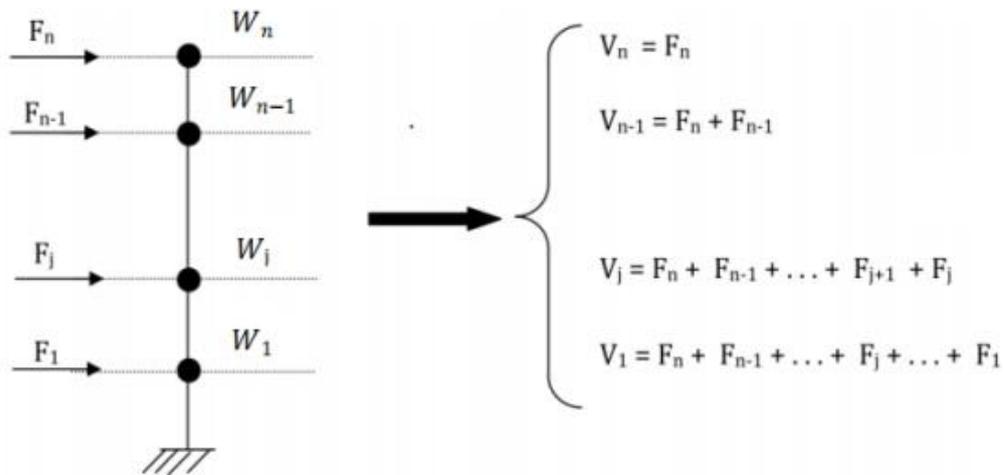


Figure 21– Principe du renversement.

Sens X :

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
1	2727,25	3,4	39280,5	14,7	392,904	577423,35	Vérifier
2	2611,69	6,55			1168,127		Vérifier
3	2433,35	9,7			2137,88		Vérifier
4	2212,95	12,85			3412,5745		Vérifier
5	1947,38	16			5152,48		Vérifier
6	1625,35	19,15			7773,9425		Vérifier
7	1219,4	22,3			12262,547		Vérifier
8	669,51	25,45			17039,03		Vérifier

Tableau 25– Vérification du renversement selon les X.

On remarque que dans le sens X la condition : $\frac{Ms}{Mr} \geq 1.25$ est vérifiée.

Sens Y :

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
1	2955,32	3,4	39280,5	8,45	388,45	331920,225	Vérifier
2	2841,07	6,55			1284,2585		Vérifier
3	2645	9,7			2296,766		Vérifier
4	2408,22	12,85			3691,548		Vérifier
5	2120,94	16			5623,2		Vérifier
6	1769,49	19,15			8359,9325		Vérifier
7	1332,94	22,3			13480,35		Vérifier
8	728,44	25,45			18538,798		Vérifier

Tableau 26– Vérification du renversement selon les Y.

On remarque que dans le sens Y la condition : $\frac{Ms}{Mr} \geq 1.25$ est vérifiée.

CONCLUSION :

Toutes les vérifications réglementaires par rapport aux règles parasismique en vigueur (RPA2033) ont été satisfaites. Il est ainsi possible de passer à la phase ferrailage des éléments se structures.

CHAPITRE IV

Ferraillage des éléments structuraux

IV.1. Introduction :

Maintenant que toutes les calculs des efforts des éléments porteurs ont été effectués et les conditions réglementaires du CBA et du RPA2003 vérifiées, la phase calcul de Béton armé peut être entamée pour la détermination des sections d'acier nécessaires dans les éléments porteurs en suivant les conditions des règlements et prescriptions suivants : CBA93 et RPA 99 V2003.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017) ; qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le dimensionnement sera fait sur :

- Les poteaux qui seront dimensionnés en flexion composée déviée
- Les poutres qui seront dimensionnées en flexion simple.
- Les voiles qui seront dimensionnés en flexion compos

IV.2. Ferrailages des poutres :

IV.2.3. Combinaison des charges :

Le ferrailage des éléments porteur ce fait suivant les combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Selon le RPA 99v2003 "ELA" :

$G+Q+E$ (présence des voiles)

$0.8G+E$

IV.1.4. Les poutres principales :

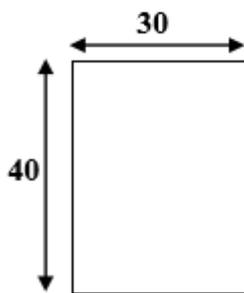


Figure 22– section de la PP

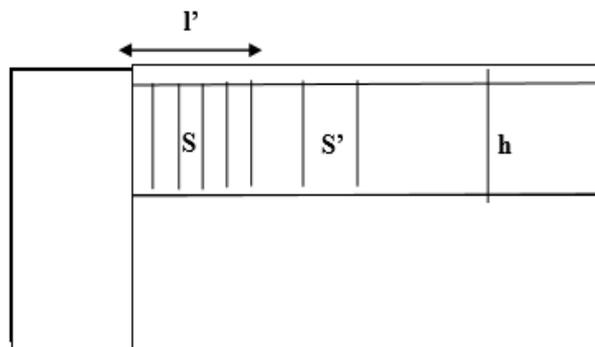


Figure 23– disposition constructive des poutres.

IV.1.4.1. Les poutres principales des étages courants :

IV.2.4.1.1. Les 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 $40\varnothing$ (zone II)
- Les cadre des nœuds, disposés comme armature transversales des poteaux, sont constitués de 2 U Superposés formant un carré ou un rectangle. Ces aciers reprennent les efforts de traction amenés par la flexion
- Ces armatures sont calculées en fonction de sollicitations déduites du logiciel « ROBOT structural analysis ».

On résume les résultats de ces calculs dans le tableau qui suit :

	ELU	ELS	ACC
en travée	50,4	36,75	35,4
en appuis	-91,8	-62,04	-94,35

Tableau 27– Sollicitations à la flexion simple de la PP ‘étages’.

Le calcul de la section d’armature se fait par le ROBOT expert BA

N.B : Les valeurs des moments des poutres principales sur les voiles sont négligées.

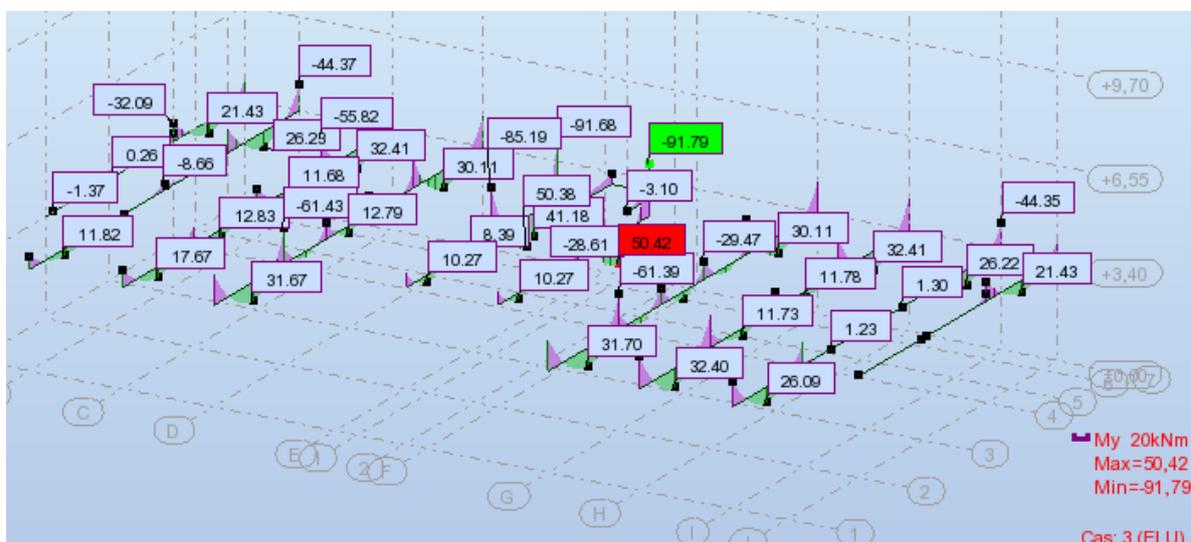
On fait le calcul des sections d’armatures aux états limites par logiciel ROBOT EXPERT BA,

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	As (cm ²)	Ferraille	Aadp (cm ²)
en travée	5,6	5HA14	7,7
en appuis	10,6	3HA14 + 3HA16	10,65

Tableau 28– Résultats des sections d’aciers de la PP ‘étages’.

Capture isolée des diagrammes des sollicitations dans les poutres :



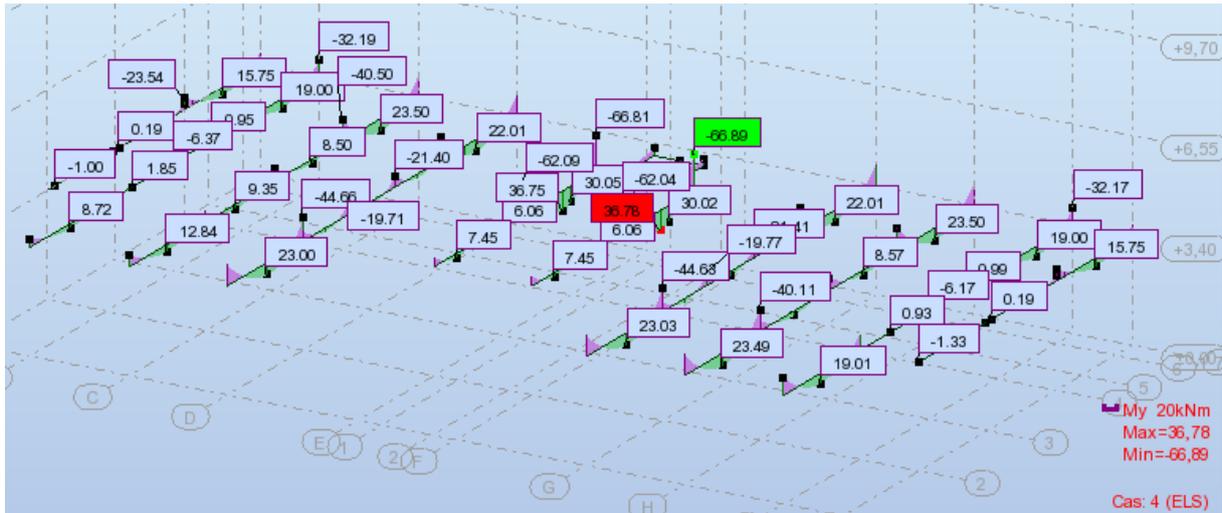


Figure 23– Les moments aux états limites de la PP

Section minimale :

- **Recommandation de BAEL91**

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :
 $A_{min} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d (f_{t28}/f_e)$ le taux d'erreur autorisé dans le choix de l'armature adoptée est 5% de la section calculé.

$$A_{min} = 0.23 \times \left(\frac{F_{t28}}{F_e} \right) \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 30 \times 36$$

$$A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation du RPA 99v2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{min} = 0.5\% \times B$$

$$A_{min} = 0.5\% \times (30 \times 40)$$

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

Fe (Mpa)	ft 28 (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	B (cm ²)	As (cm ²) (RBA)	As (cm ²) (BAEL)
400	2,1	30	40	36	1200	6	1,30

Tableau 29– Résultats des sections minimales de la PP.

Section maximale :

• **Recommandation du RPA 99v 2003 :**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :4% en zone courante .6% en zone de recouvrement Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ En travée :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

$$A_{max} = 4\% \times 30 \times 40$$

$$A_{max} = 48cm^2$$

❖ En appuis :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

$$A_{max} = 6\% \times 30 \times 40$$

$$A_{max} = 72cm^2$$

	b(cm)	h(cm)	Amax	Amax(cm ²)
en Travée	30	40	4%b*h	48
en Appuis	30	40	6%b*h	72

Tableau 30– Résultats des sections maximales de la PP.

IV.2.4.1.2. Les armatures transversales :

• **Recommandation de BAEL91 :**

Choix des armatures transversales :

Selon le B.A.E.L.....l'article A7.2.2

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; b_0 10; \emptyset_l \right)$$

h : hauteur totale de la poutre.

b₀ : Largeur de l'âme

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right) = \min (11.4 ; 30 ; 14) = 11.4$$

$$\emptyset_t = HA08$$

L'espace maximal :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times \tau_u} \dots \dots \dots \text{reprise de baronage}$$

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5 .1.2.3) :A_t = 4HA08 = 2.01 cm²

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{1.15 \times 30 \times 1.51} = 13.89 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 6.7 \text{ cm}$$

• **Recommandation RPA 99/version 2003 :**

La quantité des armatures transversales est de $A_t=0.003 \times S_t \times B$;

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ❖ Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h / 4 ; 12\emptyset$ »
- ❖ En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h / 2$ »
- ❖ **Zone nodale :**

$$S_t \leq (\min \frac{h}{4} ; 12\emptyset t) = \min(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.2)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times B = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} \leq A_t \quad \rightarrow \quad 0.9 \text{ cm}^2 \leq 1.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} \leq A_t \quad \rightarrow \quad 1.8 \text{ cm}^2 \leq 1.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

La Longueur de recouvrement LR :

$$LR = 40\emptyset_l$$

On résume les calculs dans ce tableau :

	S_t (cm)	b (cm)	A_t (cm ²)	$\emptyset l$ (cm)	LR
en appuis	10	30	1,05	1,4	56
en travée	17,5	30	1,05	1,4	56

Tableau 31– Résultats des sections transversales de la PP ‘étages’.

Ces aciers reprennent les efforts tranchants, ils sont généralement constitués des cadres, d'épingles ou d'étriers.

Espacement des cadres : on calcule la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$$

h (cm)	l' (cm)
40	80

Tableau 32– Longueur de recouvrement.

Les valeurs à suivre sont mentionnées précédemment, on résume les résultats dans le tableau ci-dessous :

Zone nodale		Zone courante	
St (calculé) (cm)	St (choisie) (cm)	St (calculé) (cm)	St (choisie) (cm)
10	10	20	20

Tableau 33– Récapitulatif des résultats des espacements de la PP ‘étages’.

IV.2.4.1.3. Les vérifications des poutres aux états limite :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (tangentielle) :**

Il faut vérifier l’effort tranchant tel que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

- La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$

D’après le logiciel ROBOT structural analysis, la valeur de l’effort tranchant dans la Poutre principale la plus sollicitée est :

$$V_u = 163.18 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{163.18 * 10^3}{300 * 360} = 1.51 \text{MPa}$$

- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$ –pour un fissuration préjudiciable-

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 * 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$V_{u \max}$ (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
163,18	1,51	2,5	Vérifier

Tableau 34– Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement de la PP étages’

Si la condition est vérifiée dans cette poutre donc toutes les poutres vont être vérifiées, parce que la vérification de la contrainte tangentielle se fait juste avec la poutre la plus défavorable.

✓ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier

$$\Delta f_t \leq \bar{f}$$

Δf_t : flèche totale, calculée par le Robot expert BA

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suite : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{414}{500} = 8.3 \text{mm}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Mg (KN.m)	Mp (KN.m)	Δft (mm)	\bar{f} (mm)	Vérification
32	36,81	3,3	8,3	Vérifier

Tableau 35– Récapitulatif de la vérification de la flèche de la PP ‘étages’.

✓ **Vérification de la contrainte de béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Cette vérification concerne la contrainte maximale du béton : $\sigma_b = \frac{MsY}{I}$

Et la contrainte limite du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{cj}$

Avec : $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On résume les résultats dans le tableau de vérification suivant :

	Ms (KN.m)	I (cm ⁴)	b (cm)	h (cm)	σb (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
en travée	36,81	160000	30	40	1,61	15	Vérifier
en appuis	-66,9	160000	30	40	2,93	15	Vérifier

Tableau 36– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton de la PP ‘étages’.

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_s > A_{smin}$

Avec : $A_{smin} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$

On a résumé tout calcul dans le tableau qui suit :

	fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	fe (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Vérification
en travée	25	2,1	400	30	40	36	7,7	1,30	Vérifier
en appuis	25	2,1	400	30	40	36	10,65	1,30	Vérifier

Tableau 37 – Condition de non fragilité de la PP ‘étages’.

IV.2.4.2. Les poutres principales de terrasse :

IV.2.4.2.1. Les armatures longitudinales :

On résume les résultats de ces calculs dans le tableau qui suit :

	ELU	ELS	ACC
en travée	48,46	35,53	37,54
en appuis	-62,63	-45,63	-73,61

Tableau 38– moments à la flexion simple de la PP ‘terrasse’.

On fait le calcul des sections d’armatures à l’état limite par le logiciel ROBOT EXPERT BA, et on résume les résultats dans le tableau suivant :

	As (cm ²)	Ferraille	Aadp (cm ²)
en travée	5,4	3HA16	6,03
en appuis	7,1	5HA14	7,7

Tableau 39– Résultats des sections d’aciers de la PP ‘terrasse’.

Section minimale :

Les résultats sont comme suit :

Fe (Mpa)	ft 28 (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	B (cm ²)	As (cm ²) (RBA)	As (cm ²) (BAEL)
400	2,1	30	40	36	1200	6	1,30

Tableau 40– Résultats des sections minimales de la PP ‘terrasse’.

Section maximale :

Les résultats sont comme suit :

	b (cm)	h (cm)	A _{max}	A _{max} (cm ²)
En travée	30	40	4% b*h	48
En appuis	30	40	6% b*h	72

Tableau 41– Résultats des sections maximales de la PP ‘terrasse’.

IV.2.4.2.2. Les armatures transversales :

- **Recommandation de BAEL91 :**

Choix des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t = HA8$$

L’espacement :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b \cdot \tau_u} = 19.6 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = 67 \text{ cm}$$

- **Recommandation du RPA99v2003 :**

Les résultats trouvés sont dans tableau ci-dessous :

		Zone nodale		Zone courante	
b (cm)	h (cm)	St (cm)	A _{t min} (cm ²)	St (cm)	A _{t min} (cm ²)
30	40	10	0,9	20	1,8

Tableau 42– Récapitulatif des résultats des espacements de la PP ‘terrasse’.

IV.2.4.2.3. Les vérifications des poutres aux états limite :

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier l'effort tranchant tel que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$V_{u\max}$ (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
115,6	1,07	2,5	Vérifier

Tableau 43–Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement de la PP ‘terrasse’

✓ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

$$\Delta f_t \leq \bar{f}$$

Les résultats sont comme suite :

M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf_t (mm)	\bar{f} (mm)	Vérification
32,19	35,53	3,2	8,3	Vérifier

Tableau 44– Récapitulatif de la vérification de la flèche de la PP ‘terrasse’.

✓ **Vérification de la contrainte de béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	M_s (KN.m)	I (cm ⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
en travée	35,53	160000	30	40	2,93	15	Vérifier
en appuis	-45,63	160000	30	40	3,76	15	Vérifier

Tableau 45– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton de la PP ‘terrasse’.

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_s > A_{s\min}$

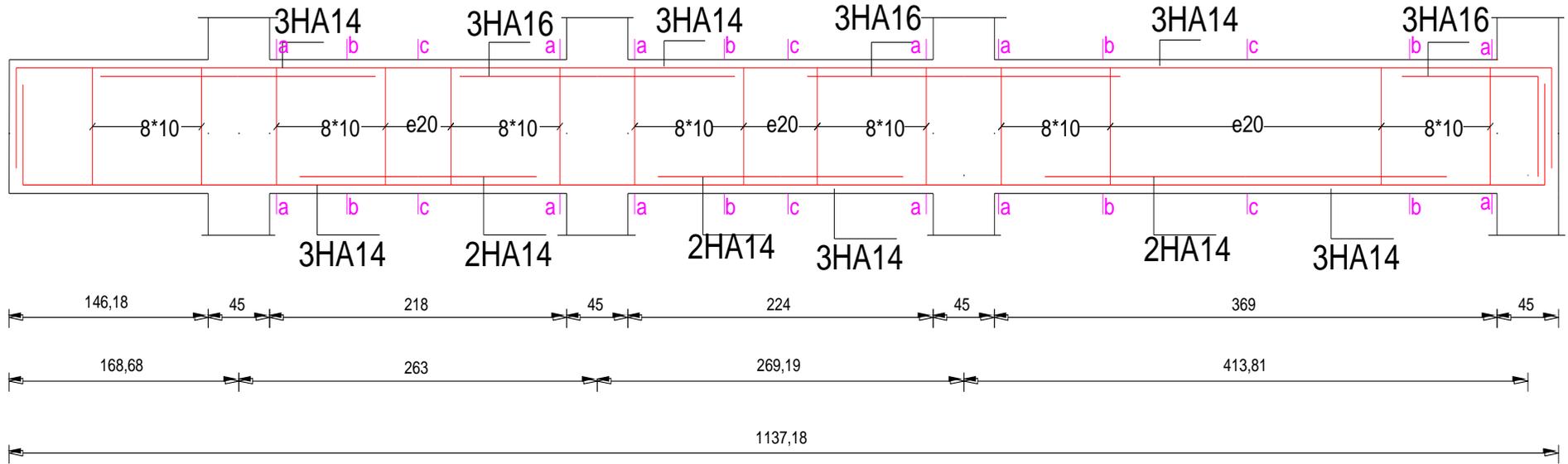
Les résultats sont comme suite :

	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\min}$ (cm ²)	Vérification
en travée	25	2,1	400	30	40	36	6,03	1,30	Vérifier
en appuis	25	2,1	400	30	40	36	7,7	1,30	Vérifier

Tableau 46– Condition de non fragilité de la PP ‘terrasse’.

IV.2.4.2.4. Schéma de ferrailage de poutre principale :

- Des étages courants (30*40) :



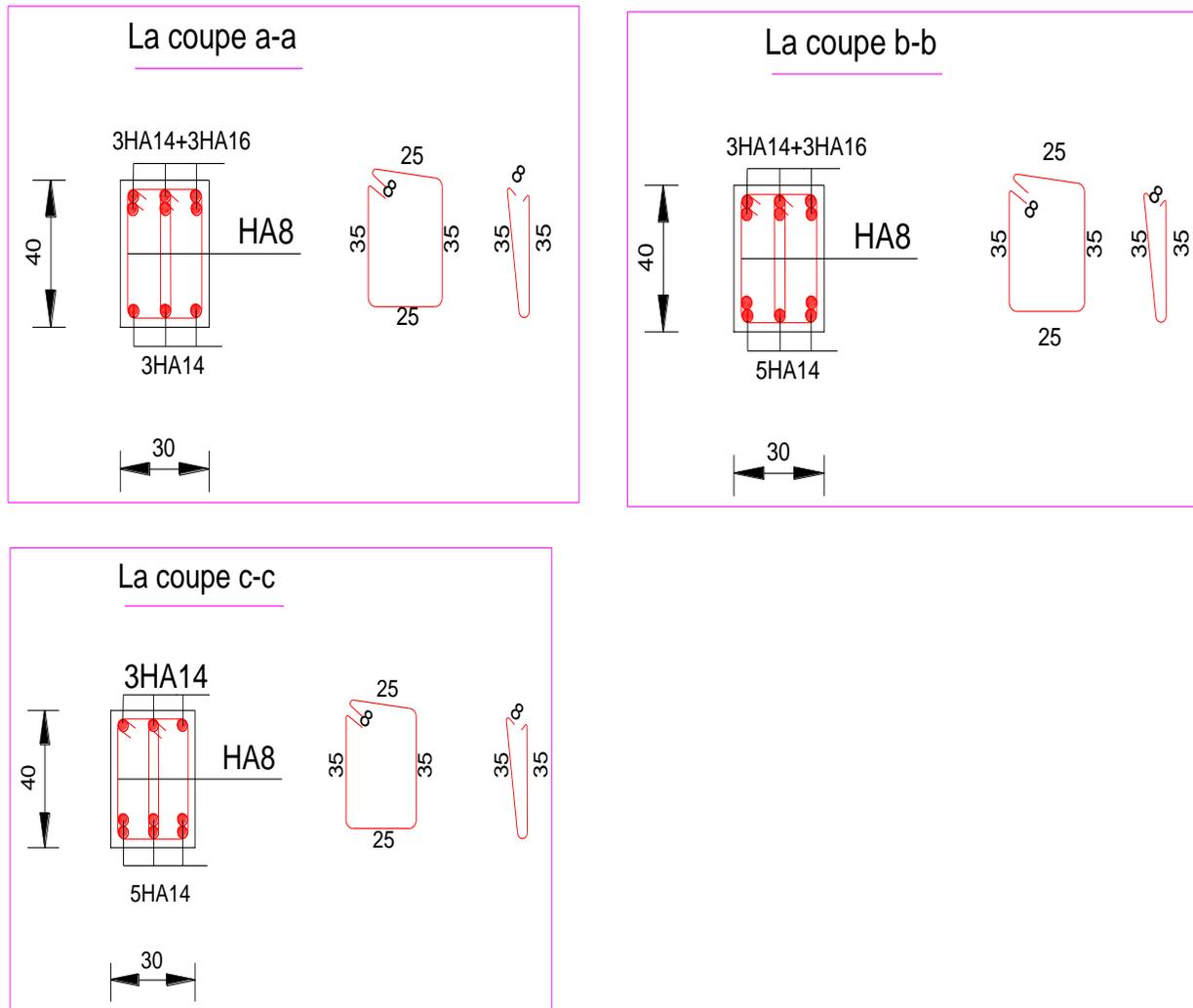
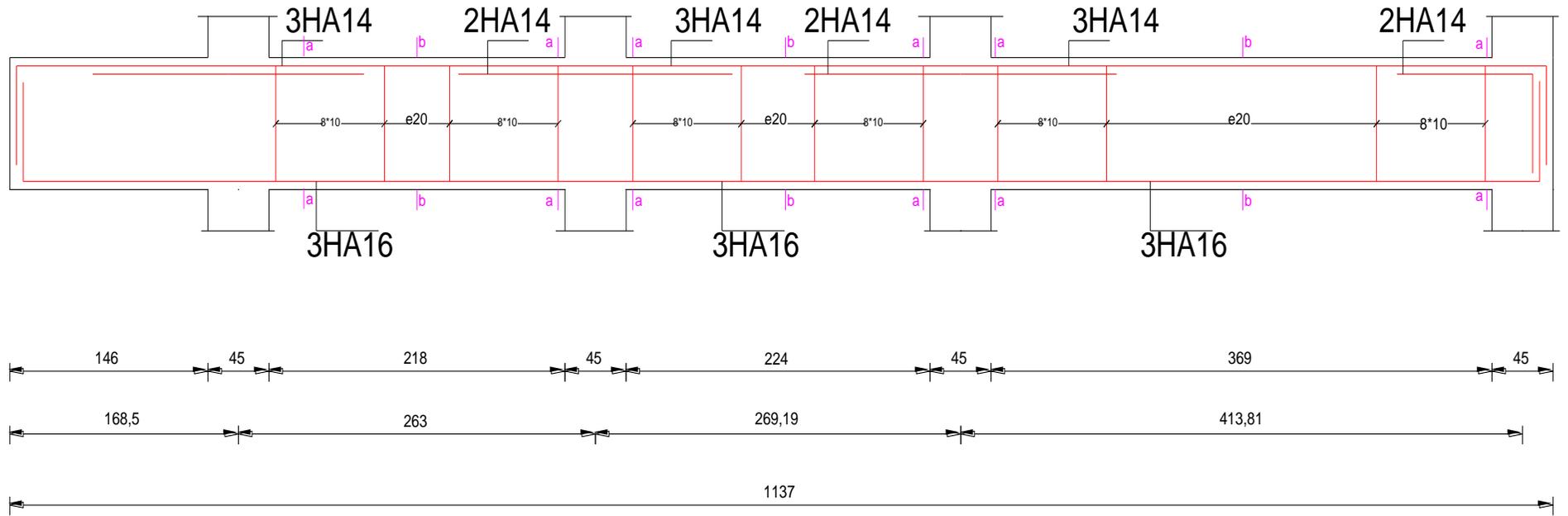


Figure 24– Schéma de ferrailage de PP des étages.

- De terrasse (30*40) :



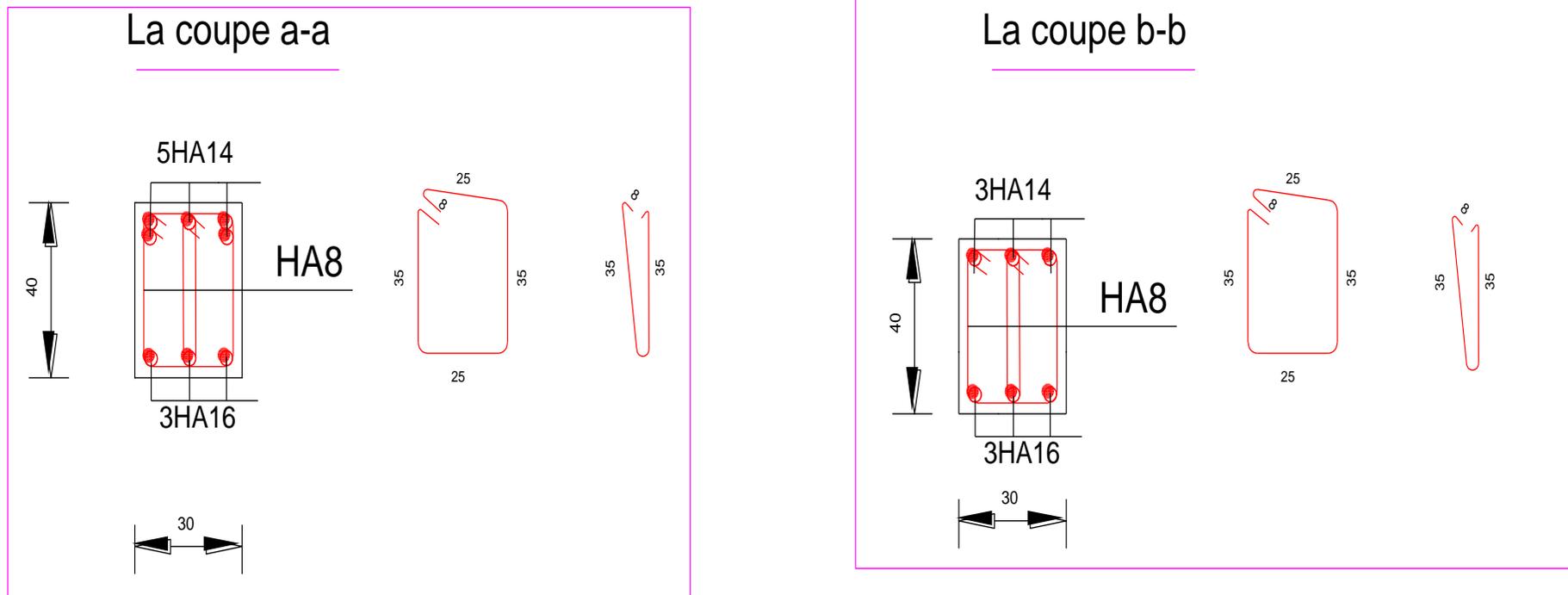


Figure 25– Schéma de ferrailage de PP de terrasse.

IV.2.5. Les poutres secondaires (PS) :

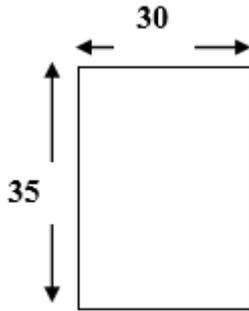


Figure 26–Section de la poutre secondaire.

IV.2.5.1. Les armatures longitudinales :

Même méthode de calcul que pour les poutres principales

Les résultats trouvés sont dans tableau ci-dessous :

		ELU	ELS	ACC
Courant	en travée	22,15	16,05	57,42
	en appuis	-41,03	-29,71	-77,96
Terrasse	en travée	28,55	20,84	36,41
	en appuis	-38,58	-28,15	-59,7

Tableau 47– moments à la flexion simple de la PS.

Après relevé des valeurs du ROBOT structural analysis et un calcul sur ROBOT EXPERT BA, on résume directement les résultats dans les tableaux ci-dessous :

		As (cm ²)	Ferraille	Aadp (cm ²)
Courant	en travée	4,9	5HA12	5,65
	en appuis	6,8	3HA14+2HA12	6,88
Terrasse	en travée	3,7	3HA14	4,62
	en appuis	5,2	5HA12	5,65

Tableau 48– Récapitulatif des sections d'aciers de la PS.

Section minimale :

	Fe (Mpa)	ft 28 (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	B (cm ²)	As (cm ²) (RBA)	As (cm ²) (BAEL)
Courant	400	2,1	30	35	31,5	1050	5,25	1,14
Terrasse	400	2,1	30	35	31,5	1050	5,25	1,14

Tableau 49– Récapitulatif de la section minimale d'acier de la PS.

Section maximale :

		b (cm)	h (cm)	A _{max}	A _{max} (cm ²)
Courant	en travée	30	35	4% b*h	42
	en appuis	30	35	6% b*h	63
Terrasse	en travée	30	35	4% b*h	42
	en appuis	30	35	6% b*h	63

Tableau 50– Résultats des sections maximales de la PS.

IV.2.5.2. Les armatures transversales :

- **Recommandation de BAEL91 :**

	∅ _t	A _t (cm ²)	St (cm)	St (cm)
Courant	HA8	2,01	26,88	67
Terrasse	HA8	2,01	26,88	67

Tableau 51– Résultats des sections transversales de la PS.

- **Recommandation du RPA99v2003 :**

	A _t (cm ²)	Zone nodale			Zone courante			A _{tmin} < A _t
		St (calculé) (cm)	St (choisie) (cm)	A _{tmin} (cm ²)	St (calculé) (cm)	St (choisie) (cm)	A _{tmin} (cm ²)	
Courant	2,01	8,75	10	0,9	17,5	15	1,35	Vérifier
Terrasse	2,01	8,75	10	0,9	17,5	15	1,35	Vérifier

Tableau 52– Récapitulatif des résultats des espacements de la PS.

IV.2.5.3. Les vérifications aux états limites :

- ✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

	V _u max (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Courant	74,09	0,78	2,5	Vérifier
terrasse	73,88	0,78	2,5	Vérifier

Tableau 53– Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement de la PS.

- ✓ **Vérification de la flèche :**

	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	Δf _t (mm)	f̄ (mm)	Vérification
Courant	12,81	16,05	1,2	6,7	Vérifier
Terrasse	18	20,84	2,1	6,7	Vérifier

Tableau 54– Récapitulatif de la vérification de la flèche de la PS.

- ✓ **Vérification de la contrainte de béton :**

		Ms (KN.m)	I (cm ⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Courant	en travée	16,05	107187,50	30	35	1,54	15	Vérifier
	en appuis	-29,71	107187,50	30	35	2,85	15	Vérifier
Terrasse	en travée	20,84	107187,50	30	35	1,85	15	Vérifier
	en appuis	-28,15	107187,50	30	35	2,49	15	Vérifier

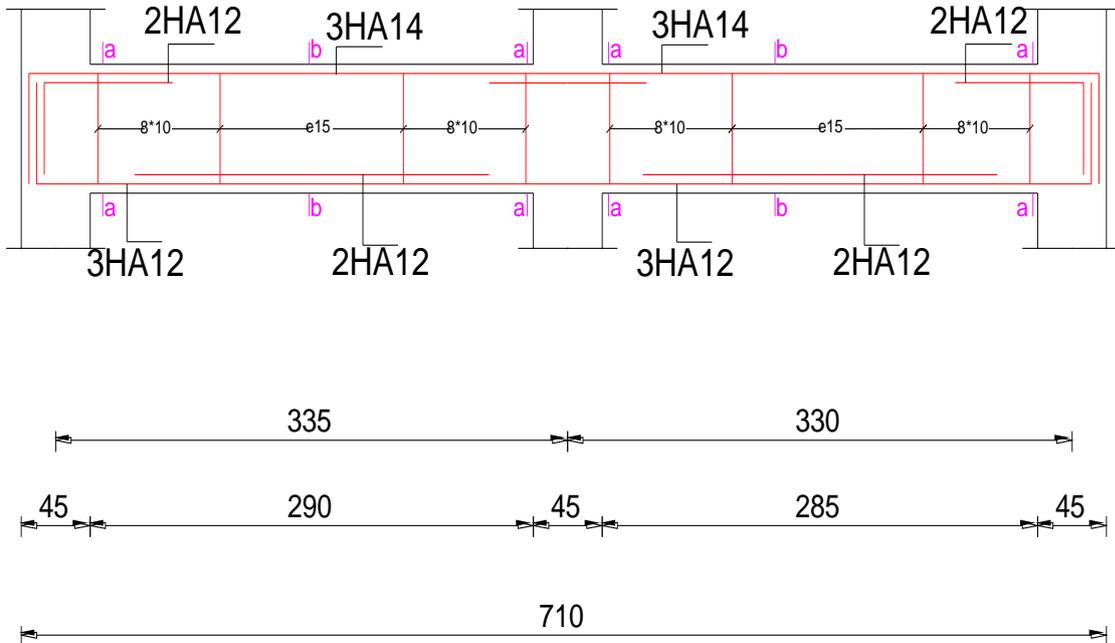
Tableau 55– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton de la PS.

✓ **Condition de non fragilité :**

		fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	fe (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Vérification
Courant	en travée	25	2,1	400	30	35	31,5	4,9	1,14	Vérifier
	en appuis	25	2,1	400	30	35	31,5	6,8	1,14	Vérifier
Terrasse	en travée	2,5	2,1	400	30	35	31,5	3,7	1,14	Vérifier
	en appuis	2,5	2,1	400	30	35	31,5	5,2	1,14	Vérifier

Tableau 56– Condition de non fragilité de la PS.

IV.2.5.4. Schéma de ferraillage des poutres secondaires :



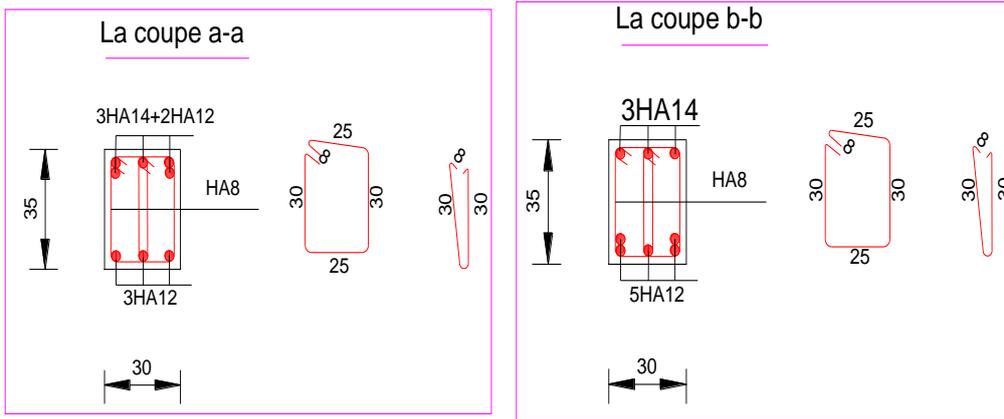
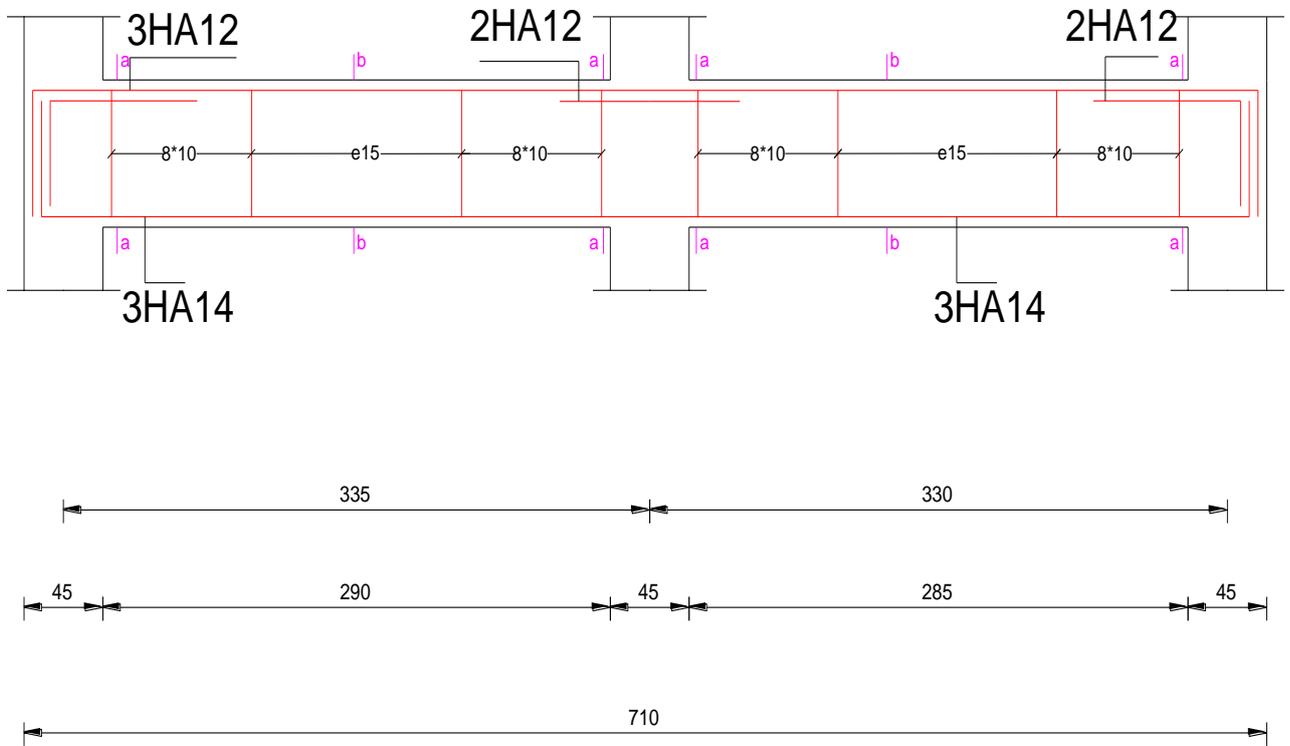


Figure 27– Schéma de ferraillage de PS des étages.



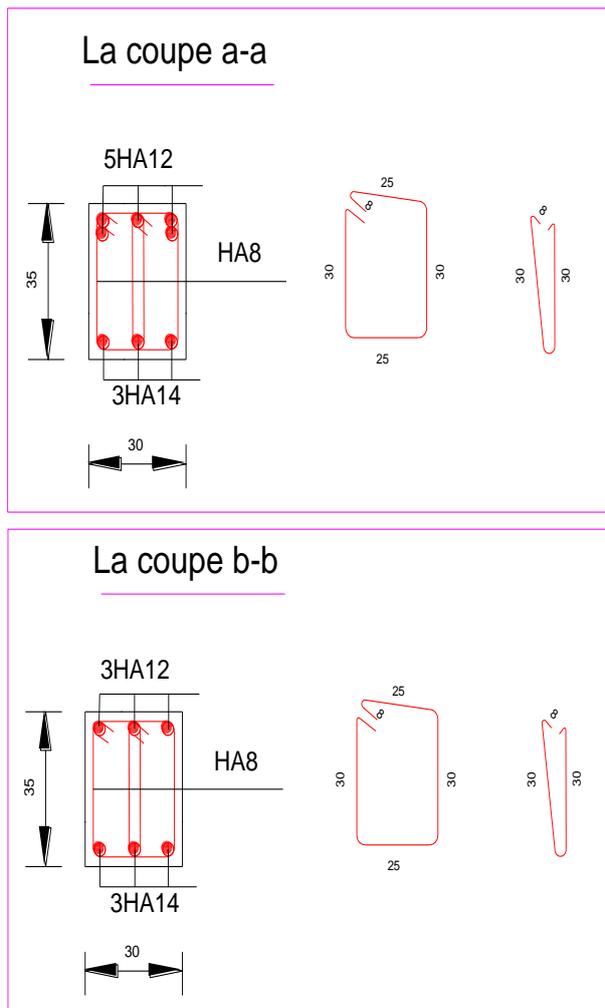


Figure 28– Schéma de ferrailage de PS de terrasse.

IV.3. Ferrailage des poteaux :

IV.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort 'N' à un moment de flexion 'M' dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée.

On constate généralement deux types de comportement pour les poteaux :

La compression simple et la flexion composée

- Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression 'N' centré.
- Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :
 - Soit un effort normal N et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité du béton seul

- Soit un effort normale N excentré de $e_0=M/N$ par rapport au centre de gravité du béton seul. Le point d'application de N est appelé le centre de pression.

IV.3.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

- ❖ **ELU** : Situation durable
1.35G+1.5Q
- ❖ **ELS** : Situation durable
G+Q

Selon RPA 99 version 2003 :

- ❖ **ACC** : Situation accidentelle
G+Q±E
0.8G±E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : Action du séisme.

		Situation	
		Durable	Accidentelle
béton	γ_b	1.5	1.15
	f_{c28} (MPa)	25	25
	f_{bu}	14.16	18.47
Acier(Fe 400)	γ_s	1.15	1
	f_e (MPa)	400	400

Tableau 57– Caractéristique mécanique des matériaux.

- **Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

Selon l'article 7.4.2.1 du *RPA 99v2003*, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans coquets :

Le pourcentage minimal est : $A_s=0.8\% b \times h$ (zone II a).

Le pourcentage maximal est :

$A_s = 4\% b \times h$ (zone courante).

$A_s = 4\% b \times h$ (zone recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_1$.

La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

IV.3.3. Les armatures longitudinales :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

$N_{max} \rightarrow M_{correspondants}$ (ELU et ELS)

$M_{max} \rightarrow N_{correspondants}$ (ACC)

→ Dans le calcul on considère que la fissuration est préjudiciable.

On relevé du ROBOT structural analysis les valeurs des sollicitations les plus défavorable

D'après logiciel 'ROBOT EXPERT' on trouve :

		N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	As 1 (cm ²)	As 2 (cm ²)	As (cm ²)
45*45	ELU	1691,89	0,24	13,42	1,9	1,7	7,2
	ELS	1234,48	0,16	9,8			
	ACC	318,1	43,51	-39,94			
	ACC	751,57	-7,92	71,46			
	ACC	20,27	9,58	14,75			
35*35	ELU	1011,58	1,87	24,62	2,8	1,7	9
	ELS	738,18	1,35	17,98			
	ACC	43,64	50,31	-37,48			
	ACC	89,34	-6,02	64,28			
	ACC	20,48	-0,39	13,68			

Tableau 58– Les moments à la flexion composée des poteaux.

Section minimale :

Selon le RPA 99 v 2003 : $A_{S\ min} = 0,8\% * b * h$

Poteaux	b (cm)	h (cm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Ferraille	A adp (cm ²)
45*45	45	45	7,2	16,2	8HA16	16,08
35*35	35	35	9	9,8	4HA12 + 4HA14	10,68

Tableau 59– Les sections minimales des poteaux.

IV.3.4. Les armatures transversales : art 7.4.2.2 (RPA2003)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_{fe}} \dots\dots\dots (7.1)$$

Vu : 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 la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.5 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec

λ_g : l'élançement géométrique.

L'espacement des cadres :

t : espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} t = \min(10\emptyset ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{en zone nodale} \\ t' = 15\emptyset \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

\emptyset : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

	Zone Nodale	Zone Courante
Poteaux	t (cm)	t' (cm)
45*45	10	15
35*35	10	15

Tableau 60 – Les espacements des cadres dans les poteaux.

Le calcul λ_g :

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau qui égal à

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \dots \text{art 7.4.2.2 – RPA99}$$

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Le poteau est encastré dans le sol
 - $I_{\text{poteau}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.45^4}{12} = 0.0034 \text{ m}^4$
 - $I_{\text{poutre}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.35 \cdot 0.4^3}{12} = 0.0018 \text{ m}^4$
- $I_{\text{poteau}} > I_{\text{poutre}}$; donc : $l_f = l_0$

$$\lambda_g = \frac{3.4 \cdot 100}{45} = 7.56 > 5$$

Donc : $\rho_a = 2.5$

$V_u = 43.01 \text{ KN}$

Alors :

Zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * t}{h_1 * f_e} = \frac{2.5 * 43.01 * 10}{340 * 40} = 0.079 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * t}{h_1 * f_e} = \frac{2.5 * 43.01 * 15}{340 * 40} = 0.119 \text{ cm}^2$$

Poteaux	h (cm)	λ_g	ρ_a	Vu (KN)	At calculé (cm ²)	
					Zone Nodale	Zone Courante
45*45	340	7,56	2,5	43,01	0,079	0,119
35*35	315	9	2,5	38,87	0,077	0,116

La section minimale des cadres :

$$\emptyset \geq \frac{1}{3} \emptyset_{max} = 5.33 \text{ cm}^2$$

La quantité des armatures transversales :

$$A_{t \min} = \begin{cases} 0.3\% * t * b & \text{si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots (1) \\ 0.8\% * t * b & \text{si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots (2) \\ \text{interpolation (1) et (2) si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

On a $\lambda_g = 7.56 > 5$

$$A_{t \min} = 0.3\% * t * b$$

Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.3\% * t * b = 0.003 * 10 * 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.3\% * t * b = 0.003 * 15 * 45 = 2.02 \text{ cm}^2$$

On adopte :

Zone nodale : 4HA8 = 2.01 cm²

Zone courante : 4HA8 = 2.01 cm²

Poteaux	A _{t min} (RPA)		Ferraillage	
	Zone Nodale	Zone Courante	Zone Nodale	Zone Courante
45*45	1,35	2,03	4HA8	4HA8
35*35	1,05	1,58	4HA8	4HA8

Tableau 61– La quantité des armatures transversales.

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} = \max (56.6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA99 :

$$40\varnothing \text{ (zone II a)} = 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$$

	Longueur de la zone nodale	Recouvrement
Poteaux	h' (cm)	40 \varnothing
45*45	60	64
35*35	60	56

Tableau 62–Longueur de la zone nodale et le recouvrement.

IV.3.5. Les vérifications aux états limites :

✓ **Vérification à l’effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{bu}}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

Avec : $\tau_u = \frac{V}{b \times d}$;

V : L’effort tranchant $\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{art 7.4.3.2; RPA 99 V 2003.}$

Avec :

$$\begin{aligned} \rho_d &= 0.075 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d &= 0.075 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g < 5 \end{aligned}$$

λ_g : est l’élancement géométrique du poteau qui égal à

$$\lambda_g = \frac{l_F}{a} \text{ au } \frac{l_F}{a} \dots \dots \text{art 7.4.3.2; RPA99V2003}$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Poteaux (45×45) :

$$\lambda_g = \frac{l_F}{a} = \frac{3.4}{45} = 7.56 \geq 5 \quad \text{Donc } \rho_d = 0.075$$

Poteaux (35×35) :

$$\lambda_g = \frac{l_F}{a} = \frac{3.15}{35} = 9 \geq 5 \quad \text{Donc } \rho_d = 0.075$$

l_F : Longueur de flambement du poteau. Le poteau appartient à un bâtiment contreventé par des refends, c’est-à-dire sans mouvement en tête des nœuds

$$I_{poteau} > I_{poutres}$$

$$I_{poteau} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{poteau} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 186666.67 \text{ cm}^4$$

$$341718.75 > 186666.67 \quad \text{Vérifier}$$

Donc :

$$L_f = L_0$$

$$L_0 = H (45 \times 45) = 3.40 \text{ m}$$

$$L_0 = H (35 \times 35) = 3.15 \text{ m}$$

Poteaux	$V_{U \max}$ (kN)	b(cm)	d(cm)	τ_U (MPa)	Lf(m)	a(cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
45*45	43.01	45	40.5	0.24	3.40	45	7.56	0.075	1.88	Vérifier
35*35	38.87	35	31.5	0.35	3.15	35	9	0.075	1.88	Vérifier

Tableau 63– Vérification de l’effort tranchant des poteaux.

✓ **Vérification de la contrainte du béton à l’ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{b \times h}$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{45) : } \sigma_b = \frac{1234.48}{45 \times 45} = 6.10 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } \sigma_b = \frac{1234.48}{35 \times 35} = 6.03 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Poteaux	N(KN)	b(cm)	h(cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
45*45	1234.48	45	45	6.10	15	Vérifier
35*35	738.18	35	35	6.03	15	Vérifier

Tableau 64– Récapitulatif de la vérification de la contrainte du béton des poteaux.

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} \leq A_s$$

$$A_{S \min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times 0.23 \times b \times d = \frac{2.1}{400} \times 0.23 \times 45 \times 40.5 = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$2.20 \text{ cm}^2 \leq 16.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

Poteaux	f_{t28} (Mpa)	Fe (Mpa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Observation
45*45	2.1	400	45	45	40.5	16.2	2.20	Vérifier
35*35	2.1	400	35	35	31.5	9.8	1.33	Vérifier

Tableau 65– Condition de non fragilité des poteaux.

N.B : La vérification du flambement est faite dans le 2ème chapitre (pré dimensionnement des poteaux).

IV.3.6. Schéma de ferraillage des poteaux :

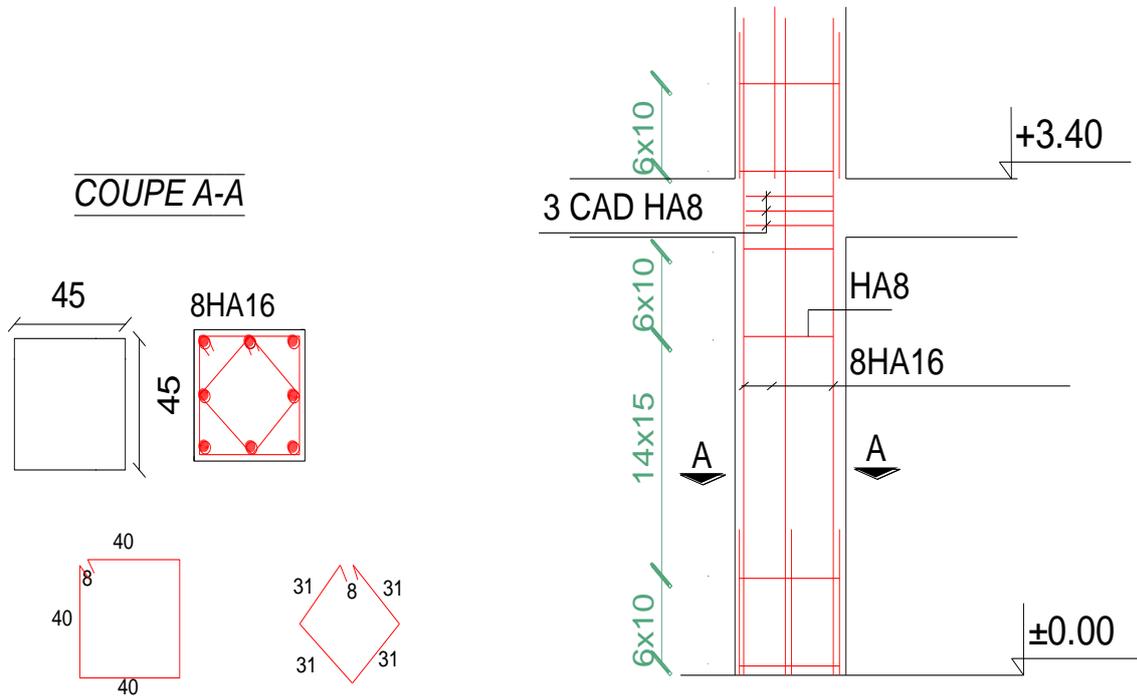


Figure 29– Schéma de ferraillage du poteau 45cm x 45cm.

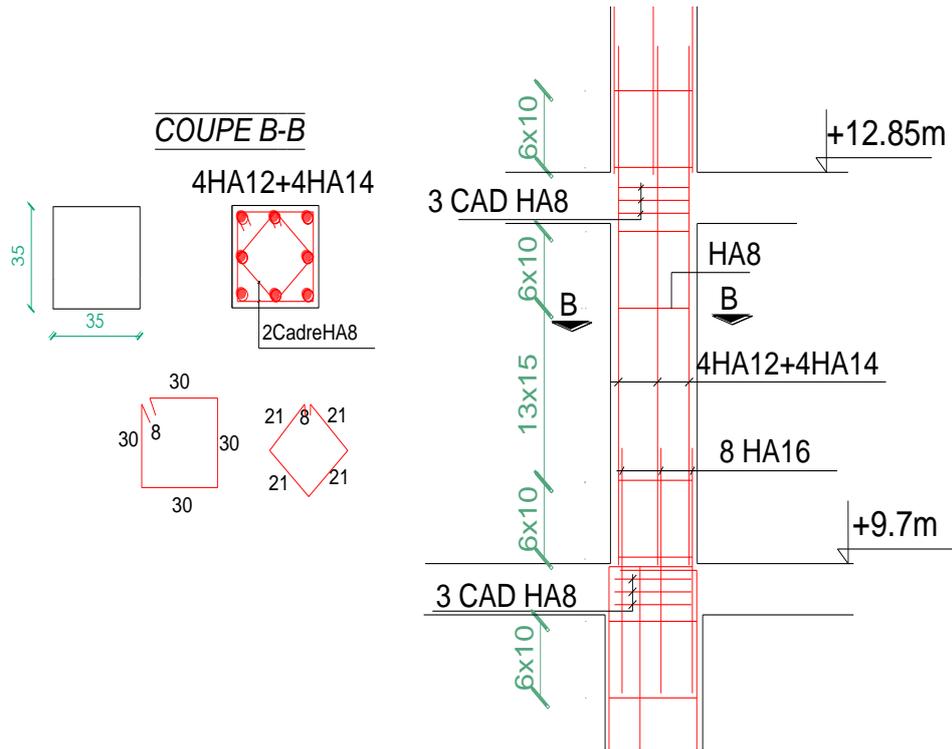


Figure 30– Schéma de ferrailage du poteau 35cm x 35cm.

IV.4. Ferraillage des voiles :

IV.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre d'une part les forces horizontales dues aux séismes.

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée avec effort tranchant tout en tenant en compte les exigences de l'RPa99v.2003 et du DTR BC .2.42« règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché ».

➤ Quelques conditions imposées par le RPA99/version 2003 :

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99V2003 :

- Les deux (2) nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abots) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- L'espace des barres horizontales et verticales : $S \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm})$.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

{40Φ: pour les barres situées dans les zones ou recouvrement du signe des efforts.

{20Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons.

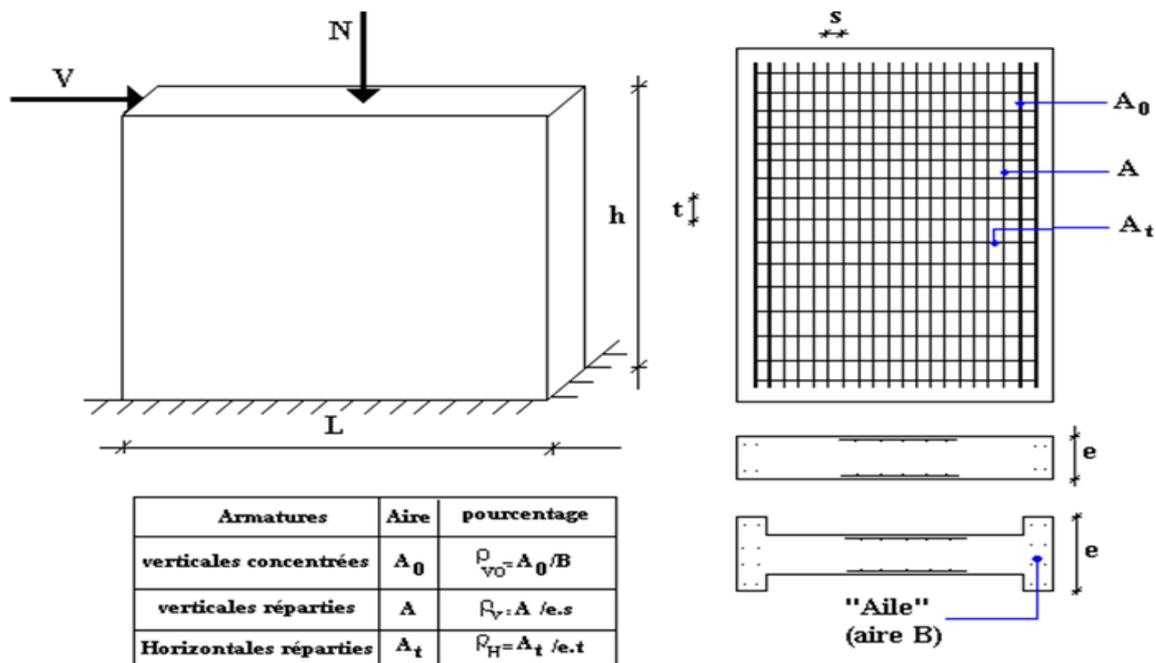


Figure 31-disposition d'armatures dans les voiles.

IV.4.2. Armatures verticales :

Le R.P.A 99 art 7.7.4.1 (version 2003) exige

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets des flexions, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur tout la zone tendue 0.20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- Les barres du dernier, niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Tous les autres cadres n'ont pas de crochets.
- A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.
- Les voiles seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression(N) et un moment de flexion(M), tirés à partir des fichiers résultats du logiciel Robot, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35.G + 1.5.Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E ; \dots\dots\dots ACC \\ 0.8G \pm E ; \dots\dots\dots ACC \end{array} \right.$$

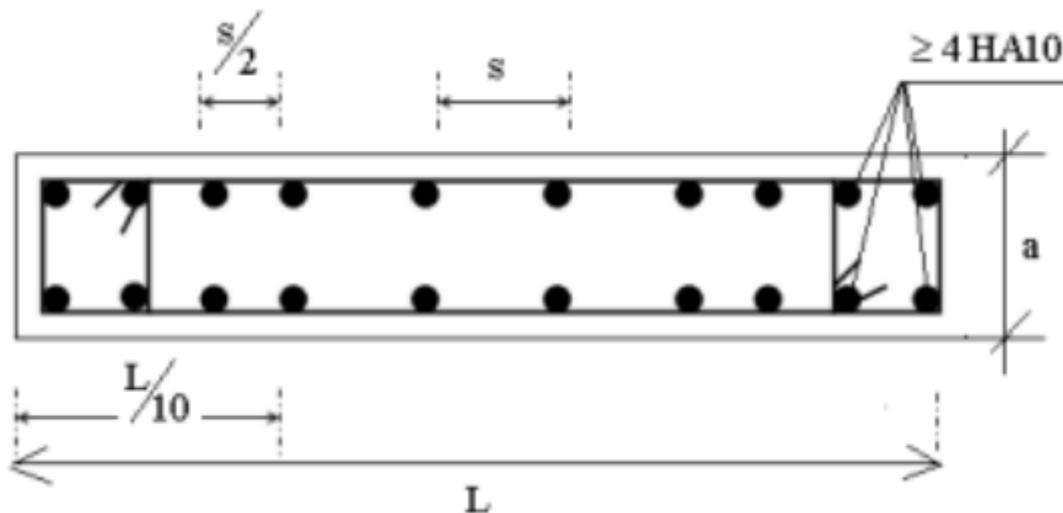


Figure 32-disposition des armatures verticales dans les voiles.

Le voile est calculé verticalement suivant son plan moyen en flexion composée et sous l'effort tranchant. Dans notre exemple nous avons deux types de voiles (longitudinale et transversal) voir figure:

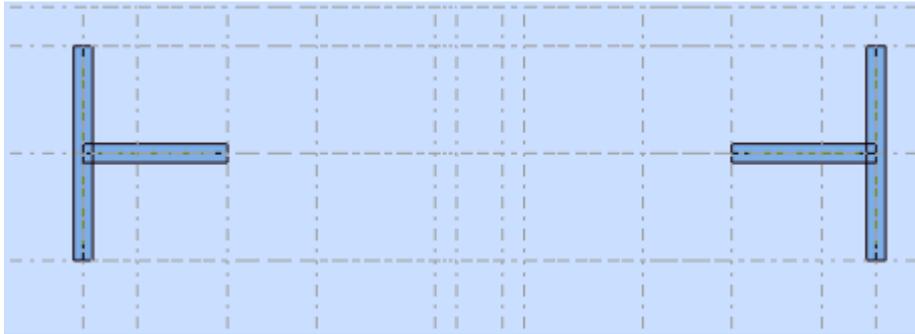


Figure 33-disposition des voiles 2D.

V_{x1}(RDC) de section 20×565 cm²:**IV.4.2.1. Méthode des contraintes (méthode des bandes) :**

On va assimiler notre système de voile à une pièce de béton armé non fissuré et calculer la contrainte au niveau de chaque point selon la longueur de voile.

IV.4.2.2. Les dimensions de la section d'acier longitudinale :

On utilise la méthode des contraintes établie dans la formule suivante :

$$\sigma_{t,c} = \frac{N}{B} \pm \frac{Mv}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

B : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie ;

Pour le calcul, trois (3) cas peuvent se présenter à savoir :

- 1^{er} cas:

Si $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée 'pas de zone tendue'.

La zone courante est armée par le minimum exigé par R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.15\% a \times L$$

- 2^{ème} cas:

Si $(\sigma_t \text{ et } \sigma_c) < 0$: la section du voile est entièrement tendue 'pas de zone comprimée'

« On calcule la valeur des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{f_t}{f_e} ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

{ si $A_v < A_{\min} = 0.15\% a \times L$; on ferraille avec A_{\min}
 { si $A_v < A_{\min}$; on ferraille avec A_{\min}

- 3^{ème} cas:

Si (σ_t, σ_c) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

✓ La contrainte à la traction σ_t :

$$\sigma_t = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I}$$

✓ La contrainte à la compression σ_c :

$$\sigma_c = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I}$$

D'après logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017) on a : sous la combinaison sismique : 0.8G+Ex, les résultats suivants

$$N = 306.87 \text{ KN.}$$

$$M = 4079.43 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

Section B du voile (épaisseur 20 cm) :

$$B = a \times l = 0.2 \times 5.65 = 1.13 \text{ m}^2$$

Moments d'inertie I :

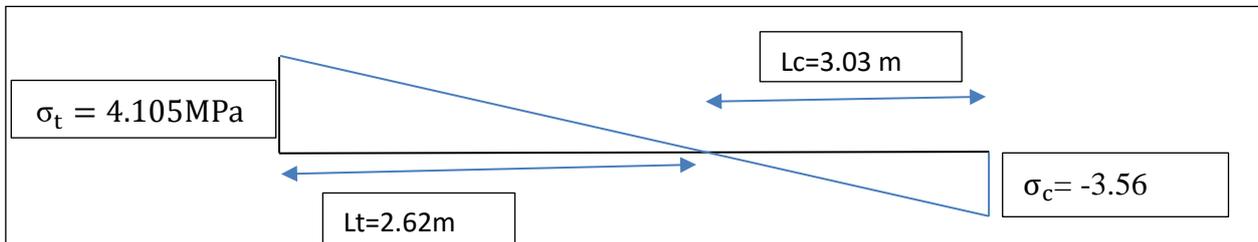
$$I = \frac{a \times l^3}{12} = \frac{0.2 \times 5.65^3}{12} = 3 \text{ m}^4$$

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{5.65}{2} = 2.83 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{306.87 \times 10^3}{1.13 \times 10^6} + \frac{4079.43 \times 10^6 \times 2.83 \times 10^3}{3 \times 10^{12}} = 4.105 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = \frac{306.87 \times 10^3}{1.13 \times 10^6} - \frac{4079.43 \times 10^6 \times 2.83 \times 10^3}{3 \times 10^{12}} = -3.56 \text{ MPa.}$$



Alors :

En notant par L_c et L_t respectivement longueur de la section comprimée et tendue

$$\frac{L_c}{L} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \Rightarrow L_c = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \times L = \left(\frac{3.56}{3.56 + 4.105} \right) \times 5.65 = 3.03 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 5.65 - 3.03 = 2.62 \text{ m}$$

IV.3.2.3. La section des armatures verticale (Méthode des contraintes) :

- **Zone tendue (évaluation des bandes) :**

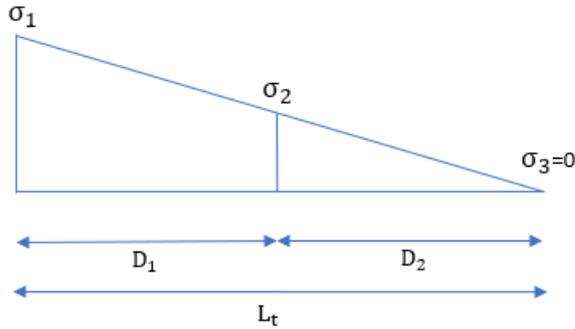


Figure 34-section rectangulaire entièrement comprimé.

$$A_S = \frac{F_t}{f_e}$$

La force de traction F_t :

$$F_t = \frac{\sigma_t}{2} \times L_t \times e = \frac{-3562.184}{2} \times 2.62 \times 0.2 = -935.03 \text{ KN}$$

$$f_{(d)} = \sigma_{\text{tmoy}}(d) \times a \times d$$

$$d_{\text{max}}(\text{bande}) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times L_c; \frac{h_e}{2}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 3.03; \frac{3.40}{2}\right) = \min(2.02; 1.7) = 1.7 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.36 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 2.62 - 1.36 = 1.26 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{tmoy}}(d_1) = \frac{\sigma_t + \sigma_{t2}}{2}$$

$$\sigma_{t2} = 3.56 \times \frac{1.26}{2.62} = 1.71 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{tmoy}}(d_1) = \frac{3.56 + 1.71}{2} = 2.635 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{tmoy}}(d_2) = \frac{1.71}{2} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$f_{d1} = \sigma_{\text{tmoy}}(d_1) \times a \times d_1 = 2.635 \times 200 \times 1360 = 71536 \text{ N}$$

$$f_{d1} = 715.36 \text{ KN}$$

$$A_{S1} = \frac{F_{td1}}{f_e} = \frac{715.36}{40} = 17.9 \text{ cm}^2; \text{ On adopte } 18\text{HA}12=20.36 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 15 \text{ cm.}$$

$$f_{d2} = \sigma_{\text{tmoy}}(d_2) \times a \times d_2 = 0.86 \times 200 \times 1260 = 21672 \text{ N}$$

$$f_{d2} = 216.72 \text{ KN}$$

$$A_{S2} = \frac{F_{td2}}{f_e} = \frac{216.72}{40} = 5.4 \text{ cm}^2; \text{ On adopte } 2 \times 5\text{HA}10=9.42 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 20 \text{ cm}$$

❖ Ferrailage minimale Globalement dans le voile $A_{min}=0.15\% \times b \times h$

$$A_{min} = 0.0015 \times 20 \times 565 = 16.95 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage minimale dans la zone tendu $A_{min}=0.2\% \times a \times L$

$$A_{min} = 0.002 \times 20 \times 565 = 22.6 \text{ cm}^2$$

• Zone comprimée :

$$L_c = 1.41 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0.0015 \times 20 \times 141 = 4.23 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 10\text{HA}10 = 7.85 \text{ cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{ cm.}$$

IV.4.3. Le ferrailage horizontal :

Les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm. Les armatures transversales Doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égales 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

On fixe l'espacement :

$$S_t \leq \min (1.5a; 30) = \min (1.5 \times 20; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Section d'armature transversal :

Selon BAEL 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times f_e \times (\cos 90 + \sin 90)}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{767.53 \times 10^3}{0.20 \times 10^3 \times 0.9 \times 5.65 \times 10^3} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times S_t}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{0.75 \times 20 \times 30}{0.9 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.25 \geq 0.05 \text{ cm}^2$$

IV.4.3.1. La quantité d'armatures minimale :

RPA (art 7.7.4.3):

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 565$$

$$A_{min} = 16.95 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 (art A51.22) :

$$\frac{A_{tmin}}{b_0 \times S_t} = \frac{0.4}{f_e}$$

$$A_{tmin} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 30}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte $\Rightarrow A_{tmin} = 3 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un ferraillage horizontal en HA12 avec espacement 30 cm.

IV.4.4. Les vérifications :

IV.4.4.1. Vérification de la stabilité (non flambement) ELU :

Tout élément comprimé est susceptible de flamber, avant même que l'état limite ultime de résistance ne soit atteint. C'est un phénomène qu'on peut négliger et auquel on doit prêter une attention particulière, l'effort normal ultime 'Nu' est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un voile sans des instabilités par flambement, et est égale à

$$N_u \leq \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots \text{BAEL B.8.4.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

D'après robot :

$$N_u = 306.9 \text{ MPa}$$

$$M_u = 4079.43 \text{ MPa}$$

La longueur de flambement :

$$L_f = 0.85 \times L = 0.85(L_0 - h) = 0.85 \times (340 - 45) = 250.75 \text{ cm}$$

L'élancement mécanique se déduit de la longueur de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{250.75 \times \sqrt{12}}{0.2} = 43.43 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{43.43}{35}\right)^2} = 0.649$$

$$d_{max} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times L_c; \frac{h_e}{2}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 3.03; \frac{3.40}{2}\right) = \min(2.02; 1.7) = 1.7 \text{ m}$$

$$\text{La surface réduite : } B_r = d(a - 2) = 170 \times (20 - 2) = 3060 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N}_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35}\right] = 0.649 \times \left[\frac{3060 \times 2.5}{1.35}\right] = 3677.67 \text{ KN}$$

$$\bar{N}_u \leq 3677.67 \text{ KN}$$

$$\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{\sigma_c + \sigma_t}{2} = \frac{3.56 + 4.105}{2} = 3.83 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_t = 4.105 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = 3.56 \text{ MPa.}$$

$$N_{u \text{ lim}} = \sigma_{u \text{ lim}} \times a \times d = 3830 \times 20 \times 17 = 1302.2 \text{ KN.}$$

$$N_u \leq \bar{N}_U$$

$$1302.2 \text{ KN} \leq 3677.67 \text{ KN} \quad \text{Vérifier}$$

Sollicitation	Br	α	\bar{N}_u KN	$\sigma_{u \text{ lim}}$ MPa	N_u KN	Vérification
ELU	3600	0.645	1.86	3.83	1302.2	Vérifier

Tableau 66-Vérification de la stabilité (non flambement) ELU.

IV.4.4.2. Vérification de la contrainte tangentielle :

La vérification de cisaillement de fait comme suit :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA} \dots \text{art 7.7.2-RPA99}$$

- ✓ $b=1\text{ml}$;
- ✓ $d=0.9 \times L$;
- ✓ $e=\text{épaisseur du voile}=20 \text{ cm}$;
- ✓ $V_U = 27.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{27.76 \times 10^3}{0.20 \times 0.9 \times 10^3 \times 5.65 \times 10^3} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$0.2 \leq 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA} \quad \text{Vérifier}$$

Sollicitation	V_u KN	τ_u MPa	$f_c 28$	$0.2 * f_c 28$	Vérification
ELU	27.76	0.02	25	5	Vérifier

Tableau 67-Vérification de la contrainte tangentielle.

IV.4.4.3. Vérification de la contrainte de compression (ELS) :

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$$

$$\sigma_c = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

D'après robot :

$$N_s = 1989 \text{ MPa}$$

$$M_s = 104.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{1989 \times 10^3}{0.2 \times 5.65} + \frac{104.36 \times 10^3 \times 2.825}{\left(\frac{0.2 \times 5.65^3}{12}\right)} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$1.86 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

Sollicitation	M(KN*m)	N(KN)	σ_{max} MPa	$\bar{\sigma}_{\text{max}}$ MPa	Vérification
ELS	104.36	1989	1.86	1.5	Vérifier

Tableau 68-Vérification de la contrainte de compression (ELS) ; V_{x1} (RDC) :

V_{v1} (étage 1-2-3) de section 20×565 cm²:

Remarque : pour la vérification, nous utilisons une application Excel automatisant cette tâche (ref : B. KEBAILI)

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)		
ELU	50.2	1365	97.51		
VERIFICATION FLAMBEMENT	N _{st} (KN)	3018	672	FLAMBEMENT VERIFIE	
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ _u (Mpa)	0.09	1.00	Δh CONSTRUCTIVE	
SOLLICITATIONS "ELS"					
	M (KN.m)	N (KN)			
ELS	36.23	1733			
g _{max} (Mpa)	1.57	g _c (Mpa)	15	VERIFIER	
SOLLICITATIONS "ELA"					
	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)		
ELA FLEXION COMPOSEE	3004.38	133	851.95		
CALCUL PAR BANDE DE	1.60	m		V-ELA	851.95
Lc (m)	2.94	m	COMMENTAIRE	τ _u (Mpa)	0.75
Lt (m)	2.71	m	SECTION SUFFISANTE	τ _u (Mpa)	4.35
d _{max} bande (m)	1.60	m	Nbre de barres	epaisseur voile cm	20
Section Armature cm ²	18.31	cm ²	17	SATISFAISANTE	
CALCUL BETON ARME	H _{vert} (mm)	12	A REPARTIR SUR (cm)	H _{horiz} (mm)	5.65 mm
Section Armature cm ²	14.94	cm ²	226	Espacement Max (cm)	12 cm

Tableau 69-calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{x1}(étage1-2-3).

• **Zone tendue :**

$$A_s = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = 1.36 \text{ cm}; A_{s1} = 14.94 \text{ cm}^2 ;$$

on adopte 14HA12 = 15.83 cm² espacement 20 cm.

$$d_2 = 1.35 \text{ cm}; A_{s2} = 3.37 \text{ cm}^2;$$

on adopte 10HA10=7.85 cm² espacement 25 cm.

• **Zone comprimée :**

A_{s min} = 1.23 cm² on adopte 4HA10 = 3.14 cm² espacement 25 cm

V_{v1} (Etage4-7) de section 20×565 cm²:

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)				
ELU	17.21	1356	137.09				
VERIFICATION FLAMBEMENT	N _u (KN)	3018	659	FLAMBEMENT VERIFIE			
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ _u (Mpa)	0.12	1.00	A _h CONSTRUCTIVE			
SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)					
ELS	12.4	994.4					
σ _{cmax} (Mpa)	0.89	σ _c (Mpa)	15	VERIFIER			
SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)				
ELA FLEXION COMPOSEE	996.51	309.1	619.34				
CALCUL PAR BANDE DE	1.60	m	V-ELA		619.34		
L _c (m)	3.65	m	COMMENTAIRE		τ _u (Mpa)	0.55	
L _t (m)	2.00	m	SECTION SUFFISANTE		τ _u (Mpa)	4.35	
d _{max} bande (m)	1.60	m	Nbre de barres		epaisseur voile cm	20	
Section Armature cm ²	3.31	cm ²	3		SATISFAISANTE		
CALCUL BETON ARME	H _{Avert} (mm)	12	A REPARTIR SUR (cm)		H _{Ahoriz} (mm)	5.65	mm
Section Armature cm ²	0.77	cm ²	226		Espacement Max (cm)	16	cm

Tableau 70-calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{x1}(étage4-7).

• **Zone tendue :**

Ferraillage minimale dans la zone tendu Amin=0.2% × a×L

Amin=8 cm²

L_t = 2m On adopte 16HA12=18.10cm²espacement 25.

• **Zone comprimée :**

Ferraillage minimale Globalement dans le voile Amin=0.15% × b×h

Amin = 4.95cm²

L_t = 5.65 – 2 × 2 = 1.65 m On adopte : 12HA10=9.42 cm²espacement 25.

V_{y1}(RDC) de section 20×830 cm²:

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)				
ELU	352.9	3864	25.96				
VERIFICATION FLAMBEMENT	N _u (KN)	2760	1949	FLAMBEMENT VERIFIE			
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ _u (Mpa)	0.02	1.00	A _h CONSTRUCTIVE			
SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)					
ELS	256	2834					
σ _{cmax} (Mpa)	1.82	σ _c (Mpa)	15	VERIFIER			
SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)				
ELA FLEXION COMPOSEE	14556.82	2062	1272.18				
CALCUL PAR BANDE DE	1.60	m	V-ELA		1272.18		
L _c (m)	4.96	m	COMMENTAIRE		τ _u (Mpa)	0.77	
L _t (m)	3.34	m	SECTION SUFFISANTE		τ _u (Mpa)	4.35	
d _{max} bande (m)	1.60	m	Nbre de barres		epaisseur voile cm	20	
Section Armature cm ²	42.52	cm ²	38		SATISFAISANTE		
CALCUL BETON ARME	H _{Avert} (mm)	12	A REPARTIR SUR (cm)		H _{Ahoriz} (mm)	8.3	mm
Section Armature cm ²	27.71	cm ²	332		Espacement Max (cm)	25	cm

Tableau 71-calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_{_Y1}(RDC).

• **Zone tendue :**

$A_s = 42.52\text{cm}^2$

$d_1 = 1.36\text{ cm}$; $A_{s1} = 27.71\text{cm}^2$; on adopte 8HA12 + 20HA12 = 31.67cm² espacement 10 cm.

$d_2 = 1.36\text{ cm}$; $A_{s2} = 13,46\text{ cm}^2$; on adopte 20HA10 = 15.71cm²Espacement 12cm .

$d_3 = 0,68\text{ cm}$; $A_{s3} = 1.41\text{ cm}^2$; on adopte 4HA10 = 3.14cm²Espacement 25 cm .

• **Zone comprimée :**

$L_c = 8.30 - 2 * (1.36 + 1.36 + 0.68) = 1.5\text{ cm}$.

$A_{s\text{ min}} = 4.5$ on adopte 12 HA10 = 9.42cm²espacement 25 cm.

V_{Y1}(Etage1-2-3) de section 20×565 cm²:

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU	353.39	3472	2.95	
VERIFICATION FLAMBEMENT	Nu (KN)	2760	1758	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILEMENT	τ _u (Mpa)	0.00	1.00	Ah CONSTRUCTIVE
SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)		
ELS	256.64	2546		
σ _{cmax} (Mpa)	1.65	σ _c (Mpa)	15	VERIFIER
SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELA FLEXION COMPOSEE	11533.8	1843	1222.6	
CALCUL PAR BANDE DE	1.60	m		V-ELA 1222.6
L _c (m)	5.07	m	COMMENTAIRE	τ _u (Mpa) 0.74
L _t (m)	3.23	m	SECTION SUFFISANTE	τ _u (Mpa) 4.35
d _{max} bande (m)	1.60	m	Nbre de barres	epaisseur voile cm 20
Section Armature cm ²	31.62	cm ²	28	SATISFAISANTE
CALCUL BETON ARME	H _{Avert} (mm)	12	A REPARTIR SUR (cm)	H _{Ahoriz} (mm) 8.3 mm
Section Armature cm ²	17.97	cm ²	332	Espacement Max (cm) 26 cm

Tableau 72-calcul des armatures verticales dans les voiles ; V_Y1 (étage1-2-3)

• **Zone tendue :**

$A_s = 31.62\text{cm}^2$

$d_1 = 1.36\text{ cm}$; $A_{s1} = 17.97\text{cm}^2$; on adopte 18HA12 = 20.36cm² espacement 15 cm.

$d_2 = 1.36\text{ cm}$; $A_{s2} = 12.5\text{cm}^2$; on adopte 16HA10 = 12.57cm²espacement 17cm .

$d_3 = 0.51\text{ cm}$; $A_{s2} = 0.79\text{ cm}^2$; on adopte 4HA10 = 3.14cm²Espacement 25 cm .

$A_{s\text{ min}} = 4.36\text{ cm}^2$; on adopte 8HA10 = 6.28 cm²espacement 25cm .

• **Zone comprimée :**

$L_c = 8.30 - 2 * (1.36 + 1.30) = 1.84\text{ cm}$.

$A_{s\text{ min}} = 5.52$ on adopte 14 HA10 = 11 cm²espacement 25 cm.

V_{Y1}(Etage4-7) de section 20×830 cm²:

SOLLICITATIONS "ELU"		M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU		253.51	2062	24.7	
VERIFICATION FLAMBEMENT		Nu (KN)	2541	393	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILLEMENT		τu (Mpa)	0.01	1.00	Ah CONSTRUCTIVE
SOLLICITATIONS "ELS"		M (KN.m)	N (KN)		
ELS		177.22	1511		
σ _{cmax} (Mpa)		0.99	σ _c (Mpa)	15	VERIFIER
SOLLICITATIONS "ELA"		M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELA FLEXION COMPOSEE		4207.66	1093	882.03	
CALCUL PAR BANDE DE		1.60	m		V-ELA 882.03
Lc (m)		5.64	m	COMMENTAIRE	τu (Mpa) 0.53
Lt (m)		2.66	m	SECTION SUFFISANTE	τu (Mpa) 4.35
d _{max} bande (m)		1.60	m	Nbre de barres	epaisseur voile cm 20
Section Armature cm ²		7.80	cm ²	7	SATISFAISANTE
CALCUL BETON ARME		H _{vert} (mm)	12	A REPARTIR SUR (cm)	H _{horiz} (mm) 8.3 mm
Section Armature cm ²		-0.66	cm ²	332	Espacement Max (cm) 37 cm

Tableau 73-calcul des armatures verticales dans les voiles ;V_Y1(étage4-7).

• **Zone tendue :**

Ferrailage minimale dans la zone tendu $A_{min}=0.2\% \times a \times L$

$A_{min}= 10.64 \text{ cm}^2$

$L_t = 2.66 \text{ m}$ On adopte 20HA12=22.62cm²espacement 25.

• **Zone comprimée :**

Ferrailage minimale Globalement dans le voile $A_{min}=0.15\% \times b \times h$

$A_{min} = 4.95 \text{ cm}^2$

$L_c = 8.30 - 2 \times (2.66) = 2.98 \text{ m}$ On adopte :22HA10=17.28 cm²espacement 25.

IV.4.4.4. **Schémas des ferrillages :**

• **Selon X :**

✓ **RDC :**

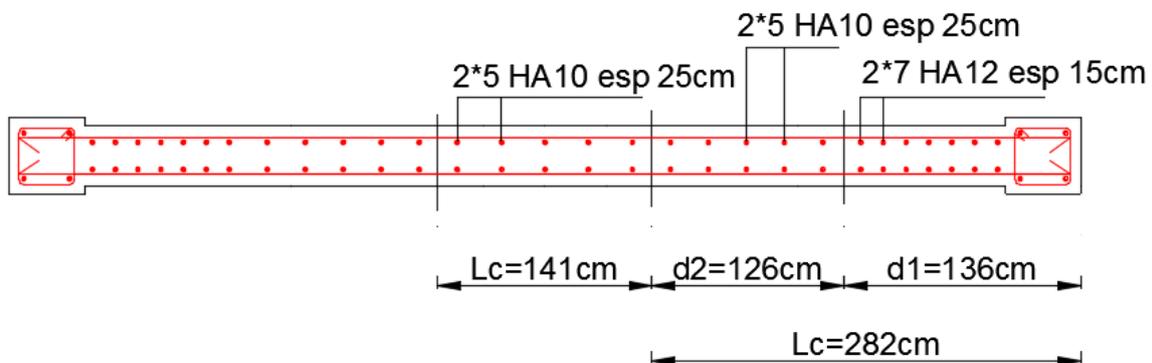


Figure 35-schéma de ferrailage vertical des voiles dans la direction X.

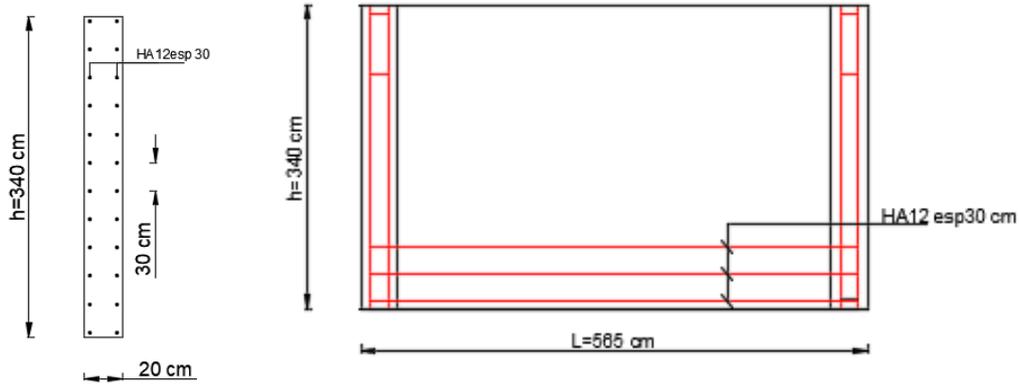


Figure 36-schéma de ferraillage horizontal des voiles dans la direction X.

Selon Y :

✓ **RDC :**

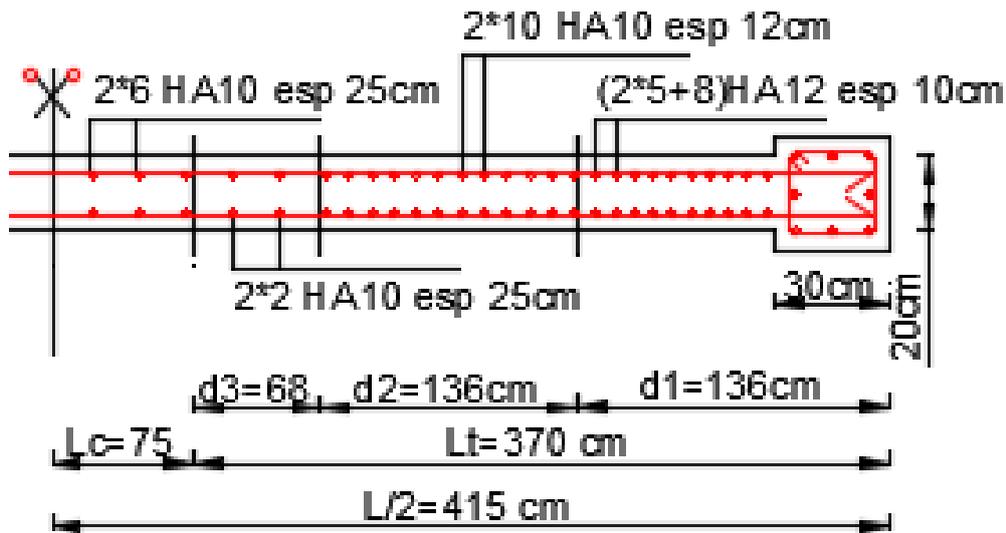


Figure 37-schéma de ferraillage vertical des voiles dans la direction Y.

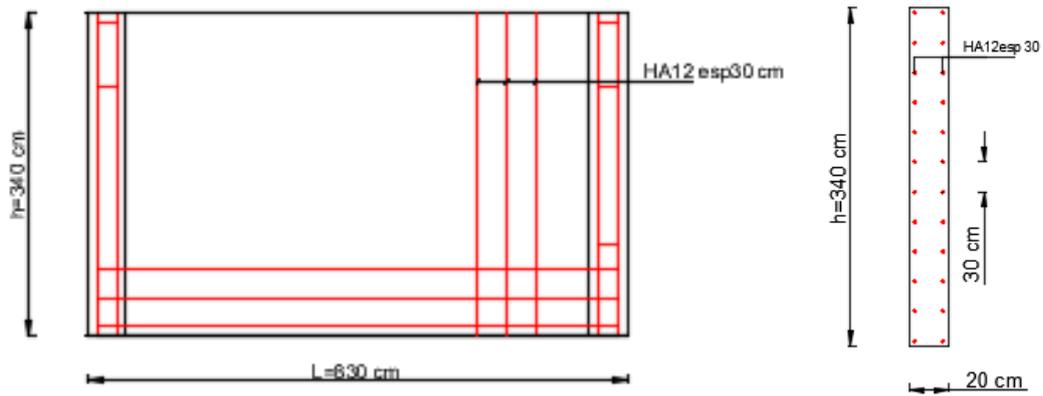


Figure 39-schéma de ferrailage horizontal des voiles dans la direction Y.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments non structuraux

V.1. Ferrailage des planchers en corps creux :

Comme mentionné dans le chapitre II de prédimensionnement, on a adopté comme plancher en corps creux un plancher de (16+4) cm.

Remarque : On rappelle que les calculs des sollicitations des plancher a corps creux n'ont pas été effectuée dans le modèle de calcul 3D menée sur Robot. (Seul leur action de charge et surcharge a été prise en compte). Leur calcul sera fait séparément (en les isolants) en tenant compte des charge et surcharge et surtout de leurs conditions aux limites, sur les poutres (appuyées, encastrées etc...). Il s'agit d'opter pour un calcul simplifier consistant à calculer simplement et séparément les poutrelles et la dalle de compression.

V.1.1. Ferrailage des poutrelles :

- Les poutrelles sont en béton armé avec une section en T, servent à transmettre les charges aux poutres principales.
- Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier.

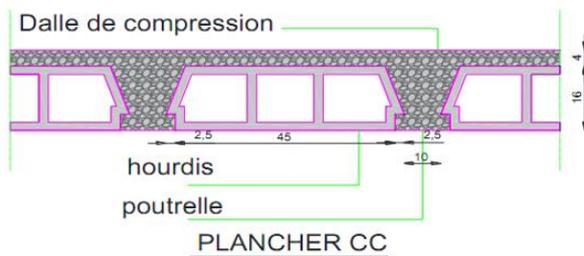


Figure 40-schéma de plancher corps creux.

Donc les poutrelles seront soumises à une charge uniforme linéaire de $0.65 \cdot q$

Avec : q est la charge totale sur le plancher à corps creux.

Niveaux	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	b (cm)	ELU	ELS
				$q=(1,35G+1,5Q)b$	$q=(G+Q)b$
Terrasse inaccessible	5,9	1,5	0,65	6,64	4,81
Etages courants	5,34	1,5	0,65	6,15	4,45

Etage courant	Terrasse
$G=5,34 \cdot 0,65=3,47\text{KN/ml}$	$G=5,9 \cdot 0,65=3,84\text{KN/ml}$
$Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975\text{KN/ml}$	$Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975\text{KN/ml}$

Tableau 74– Calcul des charges linéaires sur poutrelles aux états limites.

Remarque : un calcul simplifier a consisté à évaluer sollicitations sur la poutrelle de la plus grand portée (la plus sollicitée) en terrasse et en étage courant en utilisant ROBOT structural analysis

NB :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable pour limité les fissures dans les planchers.

- La section en travée est une section en T soumise à la flexion.
- Pour les appuis, le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2 par ce que, la table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance.

Après un calcul des charges sur les poutrelles,

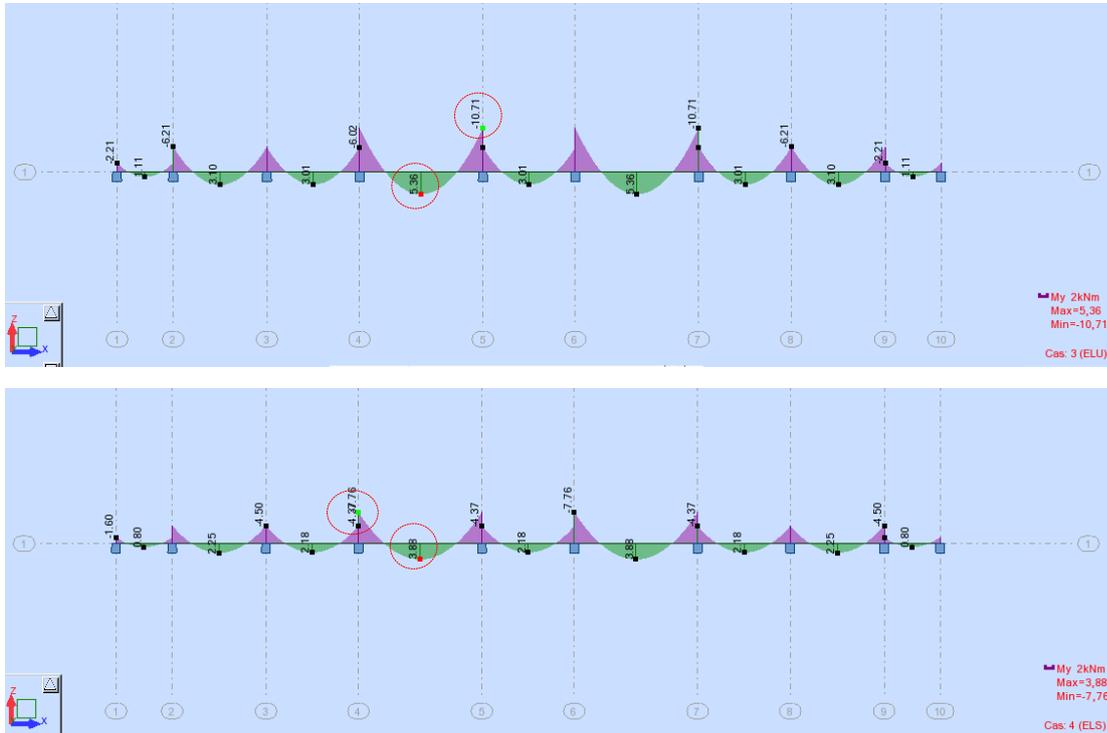


Figure 41-Les moments aux états limites du poutrelles 'terrace'.

On résume dans le tableau ci-dessous les résultats suivants :

		M(KN.m)	
		ELU	ELS
Etage courant	En travée	4,95	3,58
	En appuis	-9,91	-7,16
Terrasse	En travée	5,36	3,88
	En appuis	-10,71	-7,76

Tableau 75– les moments max dans les poutrelles.

V.1.1.1. Ferraillage longitudinale :

Après un calcul par ROBOT EXPERT BA on trouvé les sections d'armatures comme résumés dans le tableau qui suit :

		As(cm^2)	Ferraille	Aadp (cm^2)	Type de section
Etage courant	En travée	1	2HA10	1,57	T
	En appuis	2,3	2HA14	3,08	Rectangle
Terrasse	En travée	1,1	2HA10	1,57	T
	En appuis	2,5	2HA14	3,08	Rectangle

Tableau 76– Calcul des sections d'armatures et choix de ferraille des poutrelles.

V.1.1.2. Ferrailage transversale :• **Vérification des efforts tranchant :**

$V_{u\max}$ (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
14,61	0.81	2.5	Vérifier

Tableau 77– Vérification de la contrainte tangentielle des poutrelles.

Choix des armatures transversales : selon le BAEL

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \right) = \min (5.71 ; 10 ; 12) \text{mm} \rightarrow \Phi_t \leq 5.71 \text{mm}$$

On prend un diamètre de $\emptyset = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

L'espacement :

D'après le BAEL :

$$S_{t\max} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t\max} \leq \min (17.5; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$$

$$S_{t1} \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\bar{c}u)} \quad (\text{on considère qu'il y a un risque de bétonnage})$$

$$S_{t1} \leq \frac{0.9 \cdot 100 \cdot 400}{1.15 \cdot 100 \cdot (\bar{c}u)} \times 10^{-1} = 38.6 \text{ cm} \rightarrow S_{t1} \leq 38.6\text{cm}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow S_{t2} \leq \frac{1 \cdot 400}{0.4 \cdot 10} = 100\text{cm} \rightarrow S_{t2} \leq 100\text{cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t\max}) \rightarrow S_t \leq \min (38.6 ; 100 ; 17.5) \rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

V.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

La table de compression est armée d'un quadrillage d'armatures constituées par une nappe de treillis soudés, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Donc on choisit un treillis soudé d'un quadrillage à maille de dimension (150*150)

V.1.3. Schéma de ferrailage :

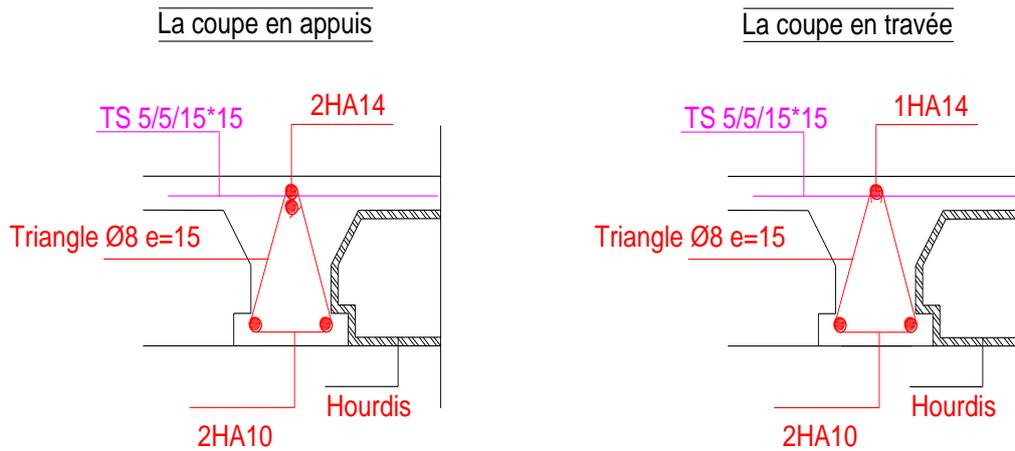


Figure 42– Schémas de ferrailage des poutrelles.

V.2. Ferrailage des planchers en dalle pleine :

V.2.1. Les balcons :

Le balcon est calculé en flexion simple sur une bande de 1ml de largeur d'une section rectangulaire,

Le balcon est une dalle encastrée dans les poutres pour une épaisseur $e=15\text{cm}$ et un enrobage de 2.5cm.

Donc notre balcon travaille dans deux sens

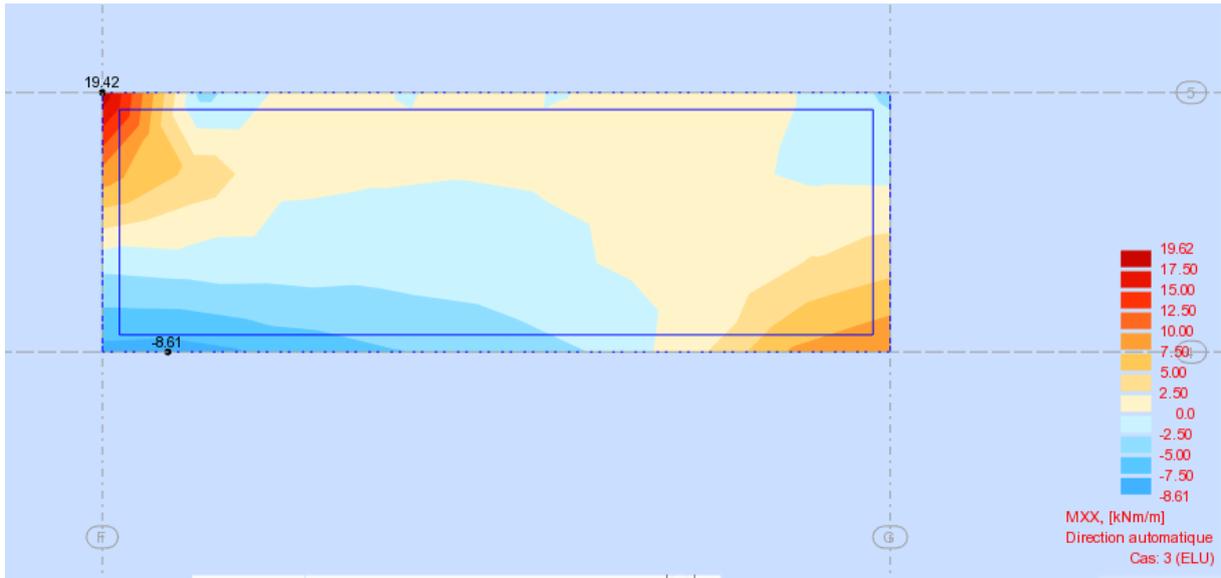
V.2.1.1. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

D'après le logiciel ROBOT structural analysis, on trouve les valeurs max de sollicitations (contraintes) (voir les figures)

A l'ELU :

Direction X :



Direction Y :

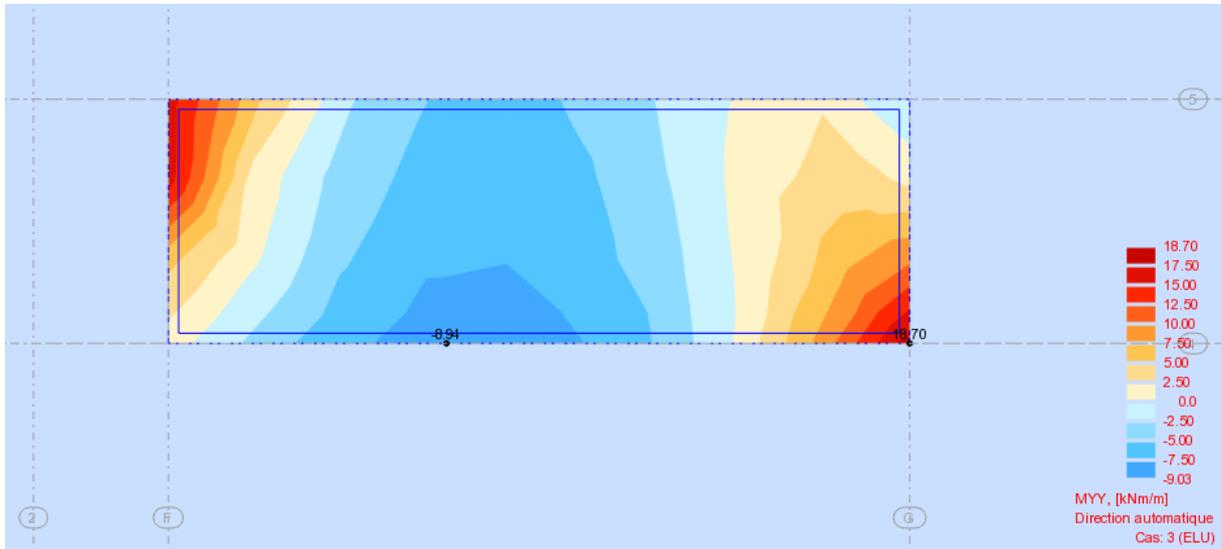
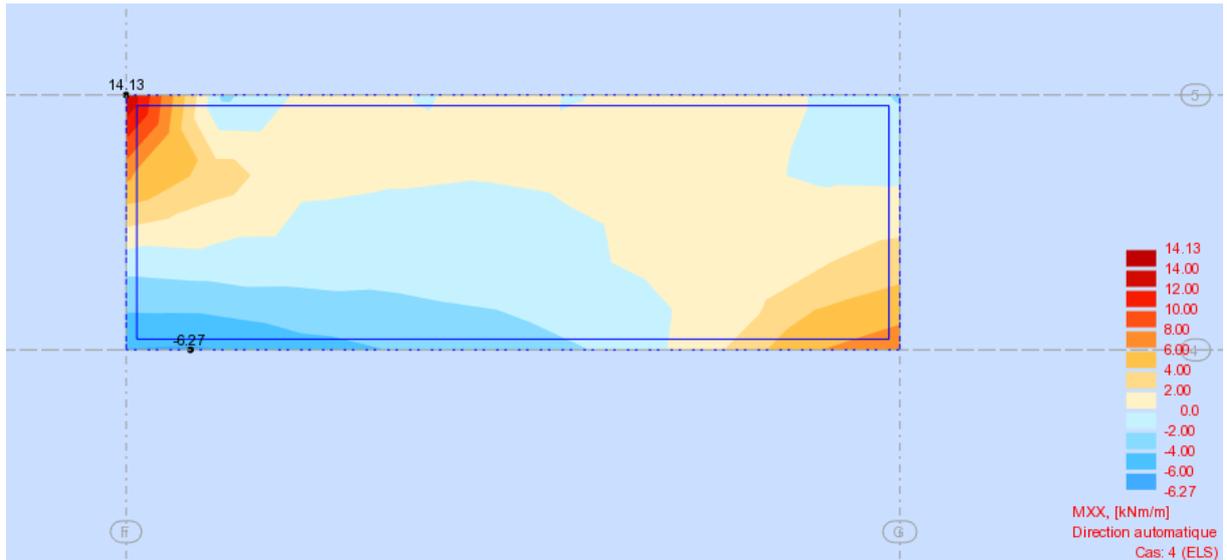


Figure 43– Les sollicitations max à la flexion simple d’un balcon à l’ELU.

A l’ELS :

Direction X :



Direction Y :

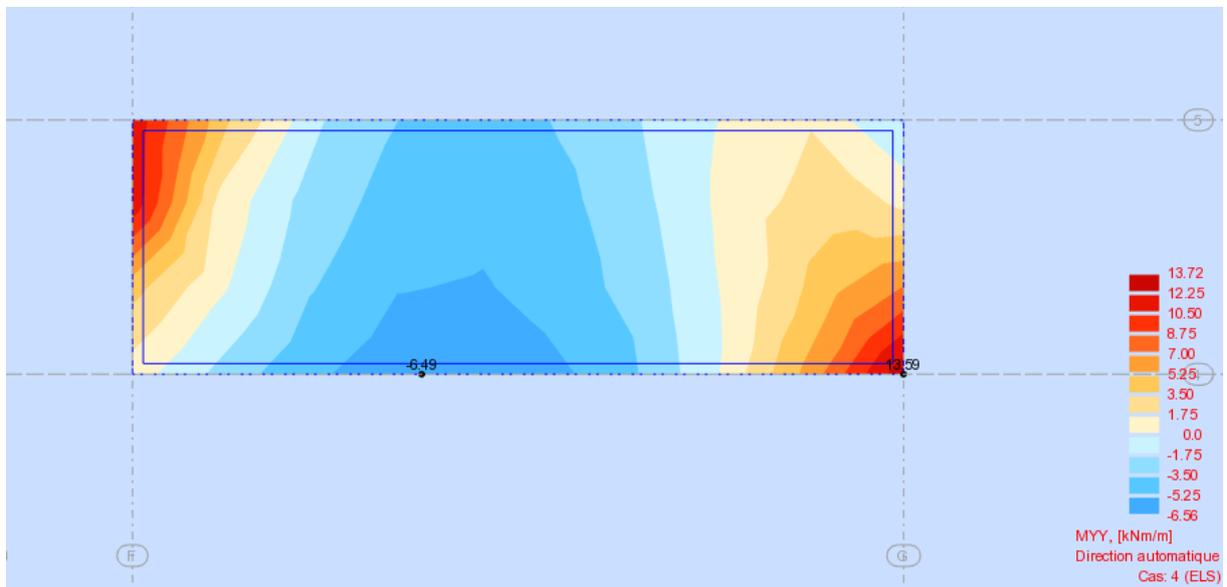


Figure 44– Les moments max à la flexion simple d’un balcon à l’ELS.

On résume les résultats dans le tableau :

	Combinaison	Ma	Mt
Sens X	ELU	19.42	-8.61
	ELS	14.13	-6.27
Sens Y	ELU	18.7	-8.94
	ELS	13.59	-6.49

Tableau 78– Les moments max aux états limitent du balcon dans les deux directions.

On calcule le ferraillage de cet élément par le logiciel ROBOT EXPERT BA, et on récapitule les résultats dans un tableau :

	A _{st} (cm ²)	A _{sa} (cm ²)	Aadp travée	Aadp appuis
Sens X	4,7	2	7HA10	5HA10
Sens Y	4.5	2.1	7HA10	5HA10

Tableau 79– Récapitulatif des sections d’armatures du balcon dans les deux directions.

Les armatures transversales :**Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{vérifier} \\ St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{vérifier} \end{cases}$$

Vérification des diamètres des barres :

$$\emptyset = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

V.2.1.2. Les vérifications aux états limites :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

	Vu (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Sens X	18,24	100	13,5	0,14	1,17	Vérifier
Sens Y	20,12	100	13,5	0,15	1,17	Vérifier

Tableau 80– Vérification de la contrainte tangentielle du balcon dans les deux directions.

- **Vérification de contrainte de béton :**

	Ms (KN.m)	I (cm ⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Direction x	14,13	28125	100	15	3,77	6,6	Vérifier
Direction y	13,72	28125	100	15	3,66	6,4	Vérifier

Tableau 81 – Vérification de la contrainte du béton du balcon dans les deux directions.

- **Vérification de la flèche :**

$$\Delta_{ft} \leq \Delta_{f\text{adm}}$$

$$Lx = 1.46 \text{ m} \rightarrow \Delta_{f\text{adm}} = \frac{Lx}{500} = 0.29 \text{ cm}$$

$$Ly = 4.4 \text{ m} \rightarrow \Delta_{f\text{adm}} = \frac{Ly}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

Après un calcul à l’aide du logiciel ROBOT EXPERT BA, on trouve :

	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	Δ_{ft} (mm)	$\Delta_{f\text{adm}}$ (mm)	Vérification
Sens X	6,54	7,02	0,2	0,29	Vérifier
Sens Y	10,24	11,91	0,6	0,88	Vérifier

Tableau 82– Vérification de la flèche du balcon dans les deux directions.

• **Condition de non fragilité :**

	Fc28 (MPa)	Ft28 (MPa)	Fe (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Vérification
en travée	25	2,1	400	100	15	13,5	5,5	1,63	Vérifier
en appuis	25	2,1	400	100	15	13,5	3,52	1,63	Vérifier

Tableau 83– Condition de non fragilité du balcon dans les deux directions.

V.2.1.2. Schéma de ferrailage :

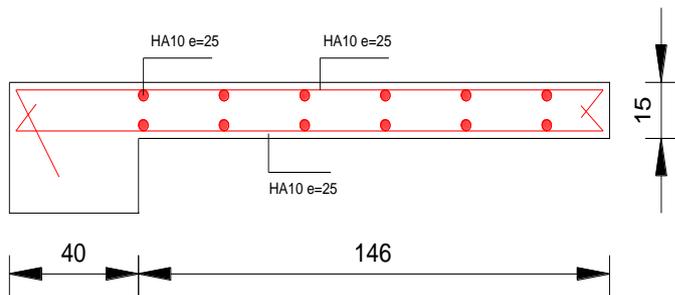


Figure 45- ferrailage balcon.

V.2.2. L'ascenseur :

Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

La fissuration est préjudiciable

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferrailage.

$$\rho = \frac{lx}{ly} = 1.17 > 0.4$$

Donc, la dalle pleine d'ascenseur travail dans deux sens.

V.2.2.1. Ferrailage de l'ascenseur :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Combinaison	Ma	Mt
ELU	7.89	-2.24
ELS	5.75	-1.63

Tableau 84– Les moments max aux états limites de l'ascenseur dans les deux directions.

On calcule les sections d'armatures dans la cage d'ascenseur par le logiciel ROBOT EXPERT

BA :

	As (cm ²)	Amin (BAEL)	Ferraille	Aadopt (cm ²)
en travée	2,5	1,63	4HA10	3,14
en appuis	1,7	1,63	4HA12	4,52

Tableau 85– Sections d'armatures de la cage d'ascenseur.

Les armatures transversales :

L'espacement des cadres :

En travée :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

En appuis :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

	St (Calculé)	St(choisie)
en travée	25	25
en appuis	25	25

Tableau 86– L'espacement des cadres de l'ascenseur.

V.2.2.2. Les vérifications aux états limites :

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Vu (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
5,98	100	13,5	0,04	1,17	Vérifier

Tableau 87 – Vérification de la contrainte tangentielle d'ascenseur.

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

Ms (KN.m)	I (cm ⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
1,63	28125	100	15	0,43	1,5	Vérifier

Tableau 88– Vérification de la contrainte du béton du balcon dans les deux directions.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\Delta_{ft} \leq \Delta_{f adm}$$

$$Lx= 1.7 \text{ m} \rightarrow \Delta_{f adm} = \frac{Lx}{500} = 0.34 \text{ cm}$$

$$Ly= 2 \text{ m} \rightarrow \Delta_{f adm} = \frac{Ly}{500} = 0.4 \text{ cm}$$

M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	Δ_{ft} (mm)	$\Delta_{f adm}$ (mm)	Vérification
1,34	1,63	0,2	0,4	Vérifier

Tableau 89– Vérification de la flèche du béton d'ascenseur.

V.3. Les escaliers :

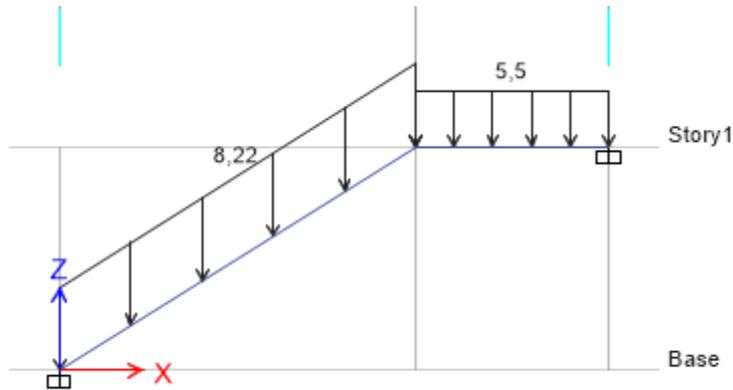
Comme nous n'avons pas modélisé les escaliers lors de notre modélisation de la structure nous avons utilisé le logiciel ETABS pour calculer les escaliers en le modélisant de manière isolée avec se basant sur son schéma statique.

Dans cette partie, on va déterminer les sollicitations auxquelles les escaliers sont soumis au but de ferrailer cet élément.

V.3.1. Calcul des sollicitations :

Le chargement qui revient à l'escalier :

Sous G :



Sous Q :

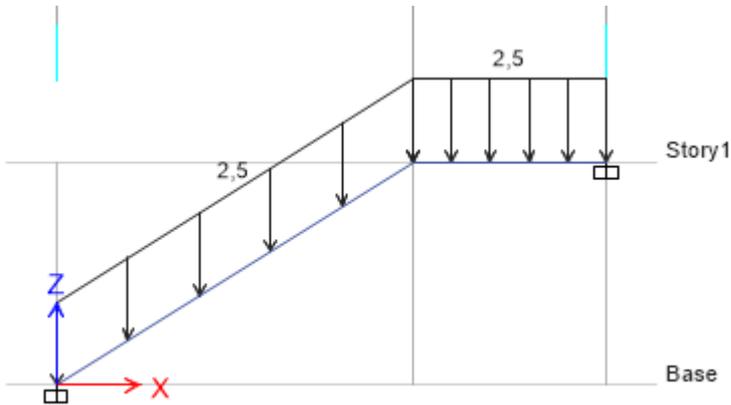


Figure 46– Le chargement sur escalier.

V.3.2. Ferraillage d'escalier :

Du logiciel CSI ETABS v2017, on a déterminé les sollicitations maximales sur l'escalier sue sont comme suit :

A l'ELU :



L'ELS :



Figure 47– Les sollicitations maximales sur escalier aux états limites.

	Mt	Ma
ELU	6,01	12,02
ELS	4,34	8,68

Tableau 90– les moments.

Avec un calcul sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on trouve les résultats des sections d'armatures suivants :

	As(cm)/ml	Ferraille	Asadp(cm ²) /ml
Travée	1,8	4HA10	3,14
Appuis	3,8	4HA12	4,52

Tableau 91– Section d'armatures d'escaliers.

L'espacement :

- En travée :

$$St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures de répartition :

- En travée :

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

Donc : On adopte 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

- En appuis :

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$$

Donc : On adopte 4HA8/ml = 2.01cm²/ml

L'espacement :

- En travée :

$$St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4h ; 40\text{cm}) = \min(60 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4h ; 40\text{cm}) = \min(60 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3.3. Les vérifications aux états limites :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier l'effort tranchant tel que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_c28}{\gamma b} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.5} ; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa})$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{21.32}{1000 \cdot 125} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vu (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
21.32	0.2	2.5	Vérifier

Tableau 92– Vérifications de la contrainte tangentielle d'escaliers.

- **Vérification de la flèche :**

La flèche admissible pour un escalier inférieur à 5 mètres est définie par $\Delta_{f adm} = \frac{L}{400}$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δ_{ft} (mm)	$\Delta_{f adm}$ (mm)	Vérification
3.33	6.01	2.1	8.3	Vérifier

Tableau 93– Vérifications de la flèche d'escaliers.

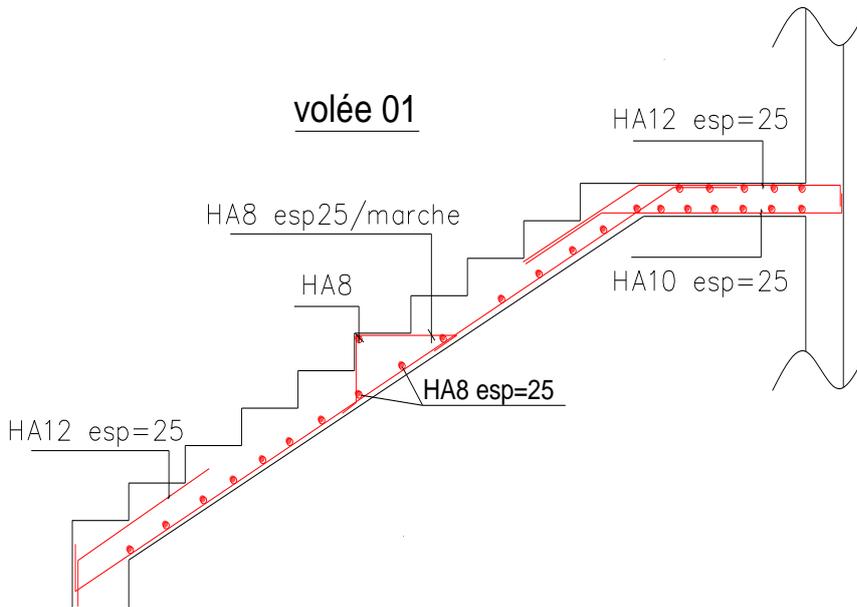
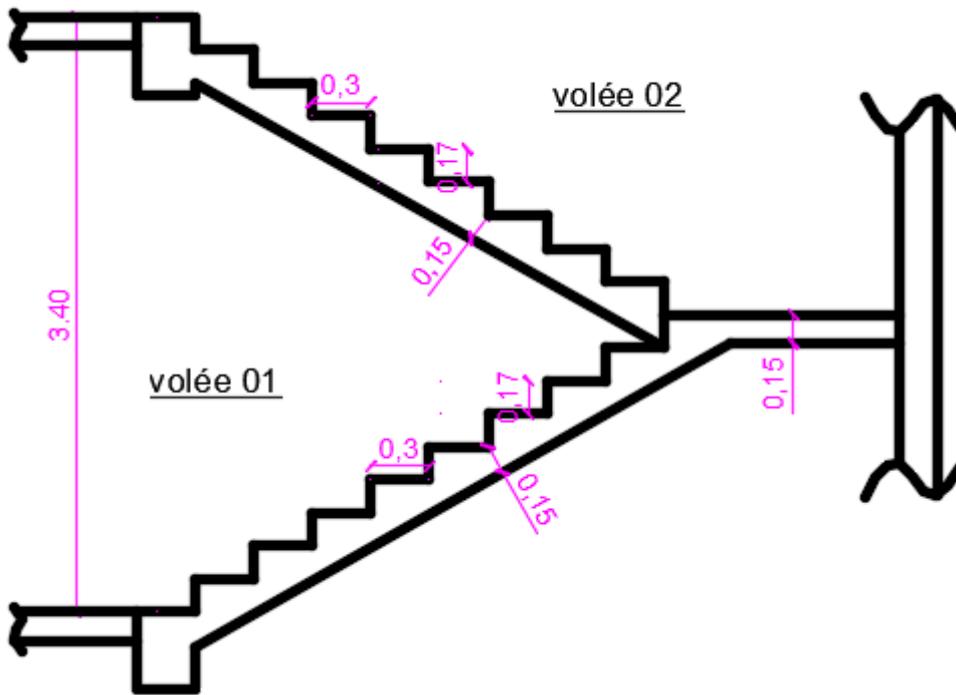
- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Condition à vérifier : } A_s \geq A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t28}{f_e}$$

	f_c28 (MPa)	f_t28 (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	Vérification
en travée	3,8	2,1	400	100	15	12,5	3,14	1,51	Vérifier
en appuis	3,8	2,1	400	100	15	12,5	4,52	1,51	Vérifier

Tableau 94– Condition de non fragilité d'escaliers.

V.3.4. Schéma de ferrailage :



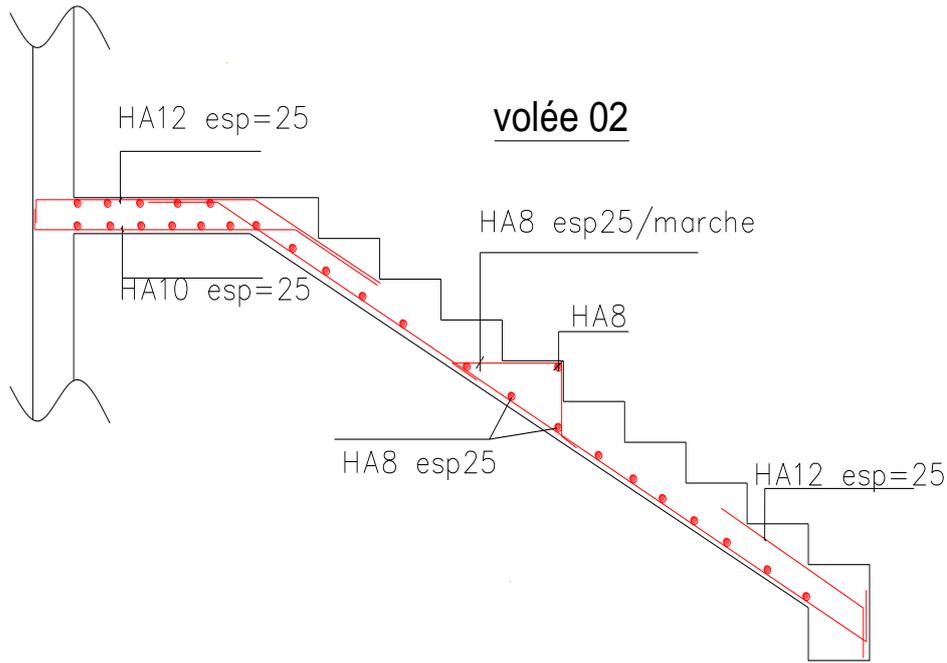


Figure 48- ferraillage des escaliers.

V.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. IL est conçu pour la protection.

V.4.1. Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), a une surcharge horizontale due à la main courante (Q = 1KN/ml) et une force sismique (F_p)

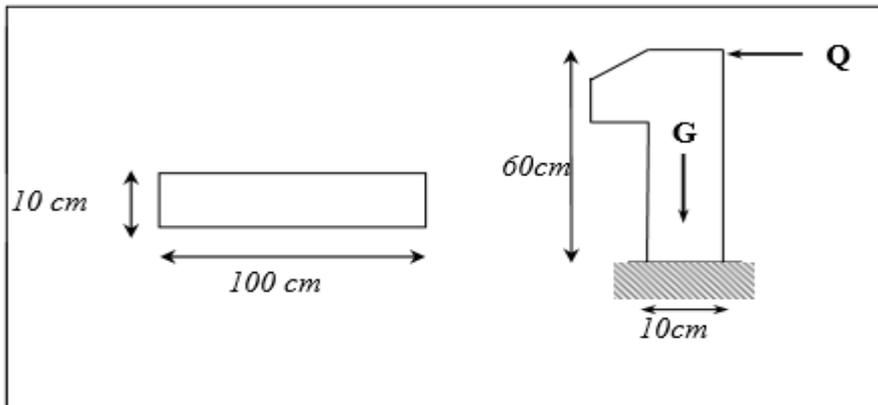


Figure 49– schéma statique de l'acrotère.

On a: $G=1.71$ KN/ml, $Q = 1$ KN/ml

La force sismique F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \text{(Formule 6.3 du RPA99/V2003)}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99/V2003) (groupe 2/zone II a) → **A=0.15**

- C_p : facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du *RPA99/V2003*) $\rightarrow C_p = 0,8$
- W_p : poids d'acrotère $W_p = 1.71 \text{ KN}$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,71 \Rightarrow F_p = 0.82 \text{ KN}$$

Donc l'acrotère est soumis à :

ELU :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2.31 \text{ KN}$$

$$N_u = 2,31 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 0.82 \times 0,6 = 0.74 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,74 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$N_s = G = 1.71 \text{ KN}$$

$$N_s = 1.71 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h = 0.82 \times 0,6 = \text{KN.m}$$

$$M_s = 0,49 \text{ KN.m}$$

V.4.2. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1ml.

Le ferrailage calculé par Robot EXPERT est :

Nu (KN)	Mu (KN)	b (cm)	h (cm)	c (cm)	As1 (cm ²)/ml	As2 (cm ²)/ml
2,31	0,74	100	10	2,5	1,3	0

Tableau 95–ferrailage de l'acrotère.

$$\text{Donc : } A_s = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition non fragilité :

$$c = 2.5 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adpt}} = \max(A_{\text{calculé}}; A_{\min}) = \max(1,3; 0,90) = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } \mathbf{5HA8} \Rightarrow A_{s \text{ adpt}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Calcul des armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte \Rightarrow **4HA8** = 2,01 cm²/ml

L'espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,5. F_p = 1,5 \times 0,82 = 1,23 \text{ KN}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1230}{1000 \times 75} = 0,017 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **O. K**

V.4.3. Schéma de ferraillage :

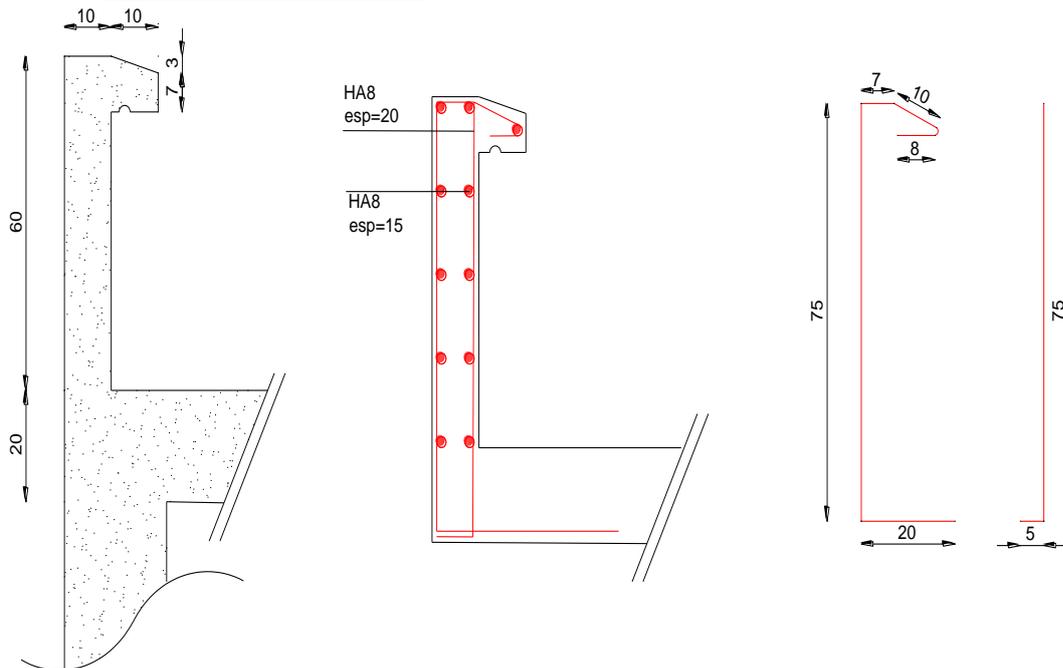


Figure 50- ferraillage d'acrotère.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations d'un bâtiment représentent un élément essentiel de sa construction. Elle transmette les charges de la superstructure en assurant la portance et permet de contrôler les tassements dus charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

VI.2. Combinaisons d'action à considérer :

Selon le RPA99(Article 10.1.4.1) /2003, le calcul des fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ✓ G+Q±E
- ✓ 0.8×G±E

VI.3. Classification des fondations :**VI.3.1 fondations superficielles :**

- Les semelles isolées : Dans les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($\frac{B}{L}=1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).
- Les semelles filantes : généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($\frac{B}{L} > 10$).
- Les radiers ou dallages : de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

VI.3.2 Fondations profondes :

- Fondations sur puis (semi profondes).
- Fondation sur pieux (profondes).

VI.3.3 Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau.
- Fondation en terrain instable.
- Fondation anti-vibratile.

VI.4. Choix de type de fondation :**La surface nécessaire pour faire la fondation :**

L'effort normale globale distribuée au sol $N_s = 43356.39$ KN.

La capacité portante de sol égale à 1.9 bars.

$$S_s = \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{43356.39}{190} = 228.2m^2$$

La section totale de bâtiment :

$$S_{TOT} = \sum (L_x \times L_y) = 405.3m^2$$

La surface occupée pour faire la fondation :

$$\frac{S_s}{S_{TOT}} = 56\%$$

ainsi on adopte seciritairement pour un radier général comme de fondation

- ❖ Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :
 - ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la force de pression apportée par la structure.
 - ✓ La réduction du tassement différentiel.
 - ✓ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
 - ✓ La facilité d'exécution.

❖ On a plusieurs types de radier :

- ✓ Le radier voute.
- ✓ Le radier dalle.
- ✓ Le radier nervuré.
- ✓ Le radier champignon.

Pour une raison d'économique, le radier nervures est le mieux indique il supporte une charge importante avec une épaisseur peu importante.

On adopte ainsi : un radier nervuré.

VI .5. Pré dimensionnement du radier nervuré :

Hauteur du radier :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axe des poteaux.

$$L = 4.45 \text{ m} ; \frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} ; 55.625\text{cm} \leq h \leq 89 \text{ cm} ; \text{on adopte } h = 80 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

Pour qu'un Radier soit rigide il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$

Avec : L_e : longure elastique donnée par $L_e = \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

K_z : Coefficient d'élasticité du sol.

E : module d'Yong du béton ;(E=3.2× 10⁶MPa).

I : moment d'inertie de radier.

b : Largeur du panneau le plus sollicité ;(par notre cas b=4.45 m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K_z}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 42}{3.2 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.45}{3.14}\right)} = 0.22\text{m} = 22 \text{ cm.}$$

$$h = 80 \text{ cm} \geq 52 \text{ cm} \quad \text{Vérrifier}$$

La hauteur de nervure :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{445}{10} = 44.5\text{cm} \text{ on prendre } h_n = 50\text{cm.}$$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{445}{20} = 22.25 \text{ cm} \text{ on prendre } e = 30 \text{ cm.}$$

VI .6. Modélisation de radier :

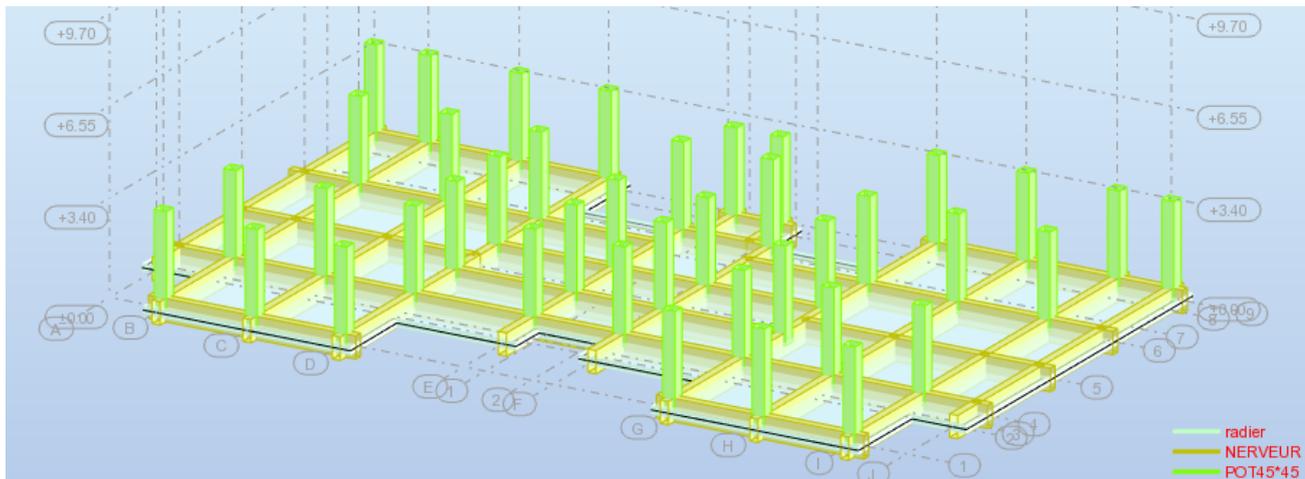


Figure 51-Vue en 3D radier nervure.

Remarque : le radier est calculé comme un plancher renversé, soumis à une pression due à la réaction du sol par rapport à la charge du bâtiment et donc appuyée sur les nervures et poteaux

VI .7. Les vérifications :

➤ Vérification des contraintes de sol :

• à l'ELS :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\text{ser}} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1.9 \text{ bars} \quad \text{En tous point du radier.}$$

Avec :

σ_{sol} : la capacité portante du sol.

σ_{ser} : la contrainte sous radier en (ELS).

Ce calcul est facilité par l'utilisation logiciel ROBOT qui nous donne la distribution des contraintes en tous point sur le radier (voir figure 52)

Les valeurs max trouvées sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{max}} &= 173.68 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{min}} &= 57.82 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

On calcul la contrainte moyenne à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 173.68 + 57.82}{4} = 1.45 \text{ bars.}$$

Ainsi, les contraintes sur le radier sont inférieure a la contrainte admissible.

$$1.45 \text{ bars} \leq 1.9 \text{ bars}$$

Vérifier

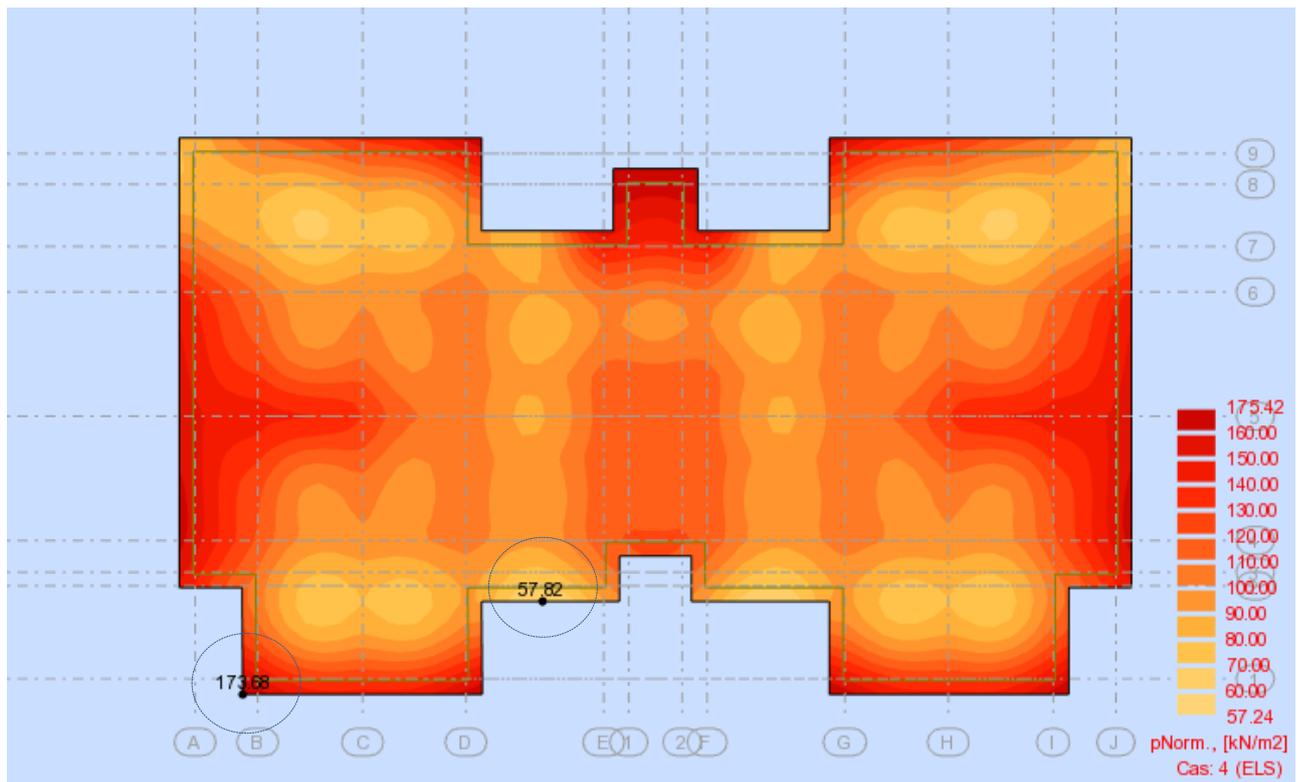


Figure 52-Contrainte sous radier combinaison ELS.

➤ **Vérification de contraintes de cisaillement maximale :**

τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u \leq \tau_{u\max}$$

$$\tau_{u\max} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

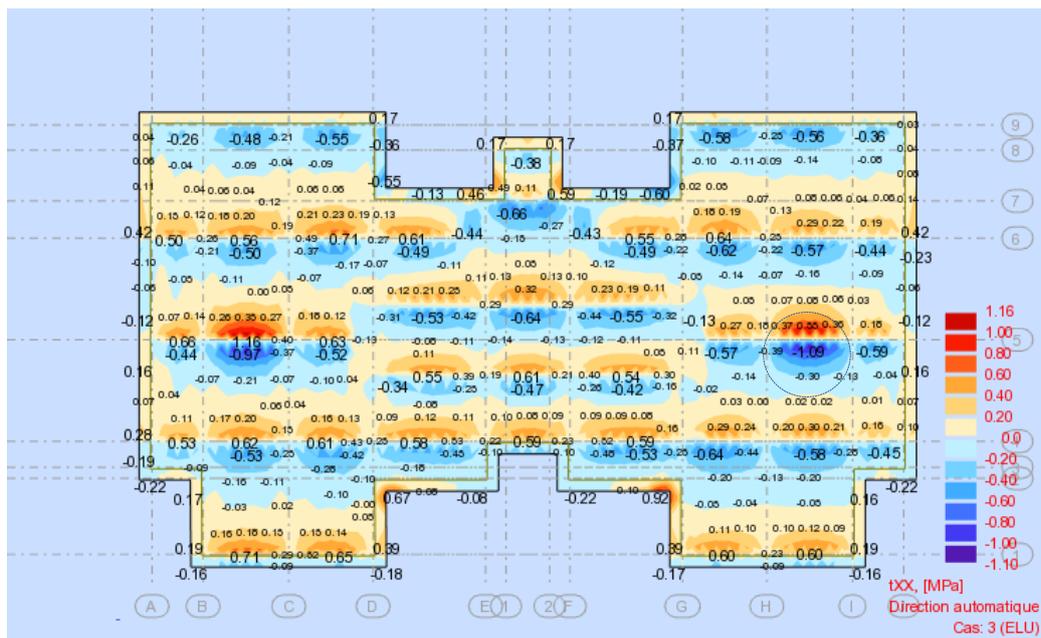


Figure 53-Contrainte de cisaillement selon XX.

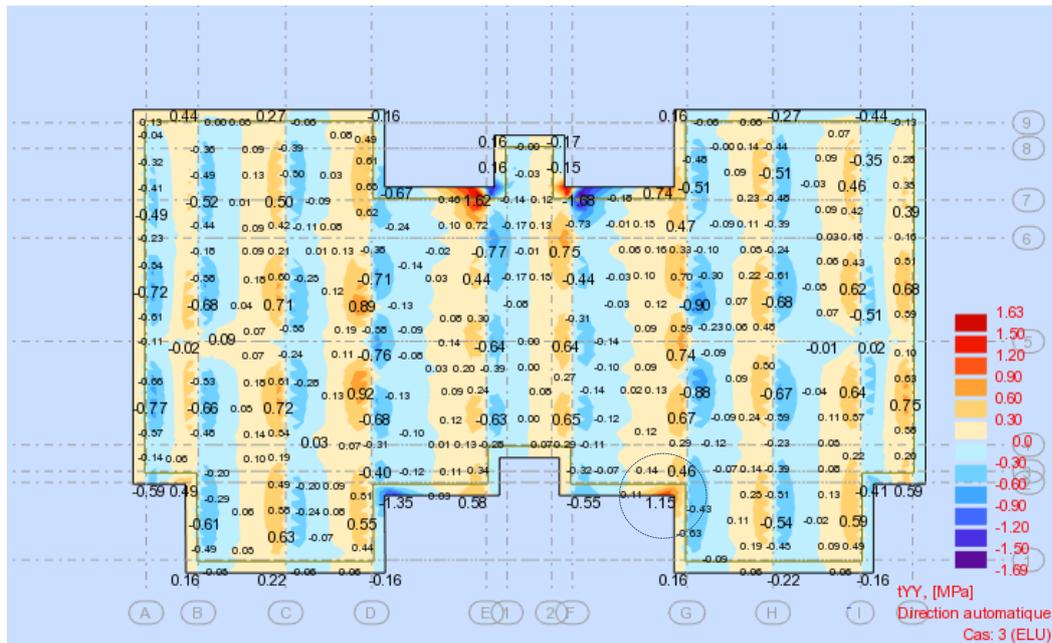


Figure 54-Contrainte de cisailment selon YY.

τ_{max} (MPa)	τ_u (XX)	Vérification	τ_u (YY)	Vérification
1,25	1,09	Vérifier	1,15	Vérifier

Tableau 96-Vérification de contrainte de cisailment maximale.

VI .8. Ferrailage du radier nervuré :

VI .8.1. Ferrailage de la dalle :

- **Selon la direction XX :**

à l'ELU :

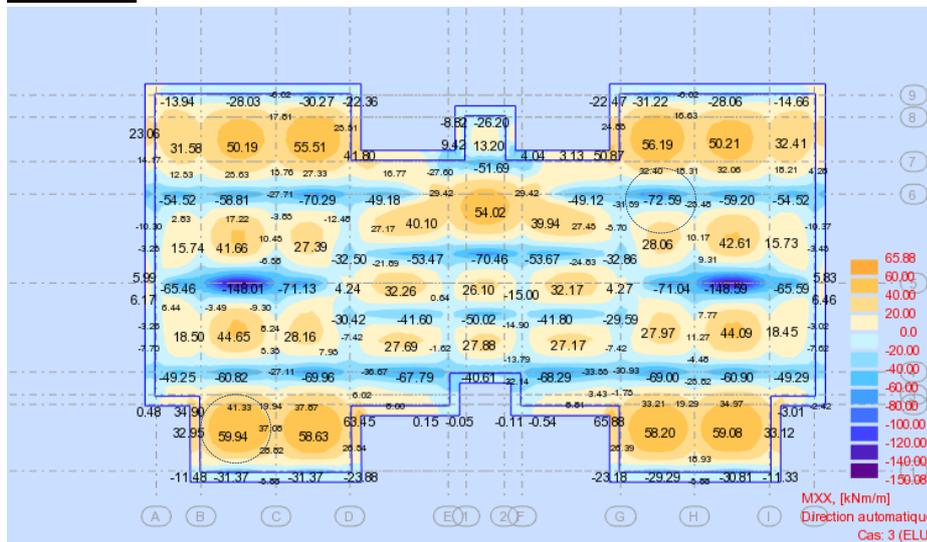


Figure 55-Les moments à l'ELU selon le sens XX.

à l'ELS :

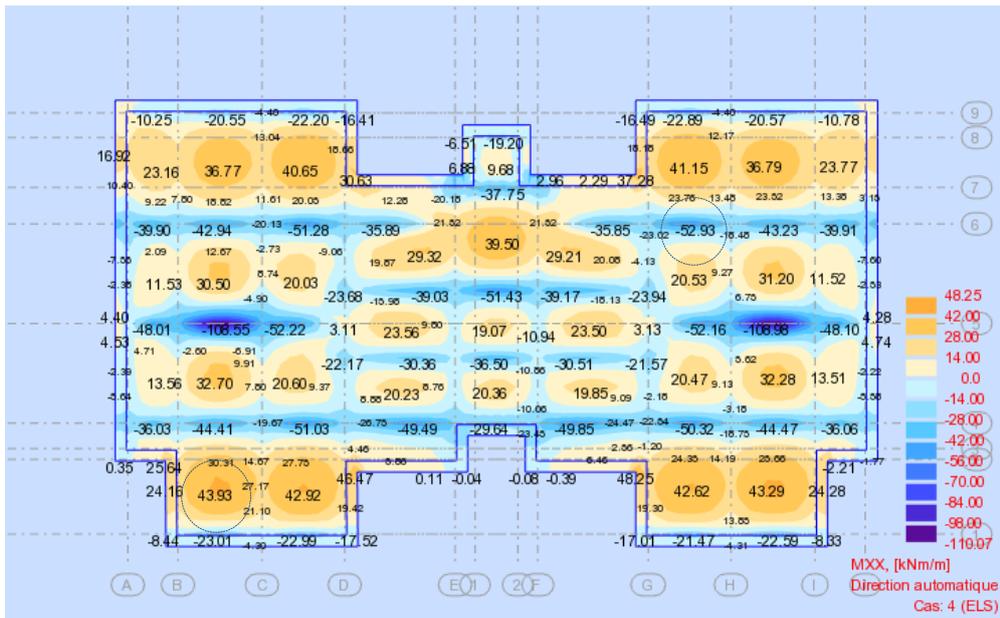


Figure 56-Les moments à l'ELU selon le sens YY.

- **Selon la direction YY :**

à l'ELU :

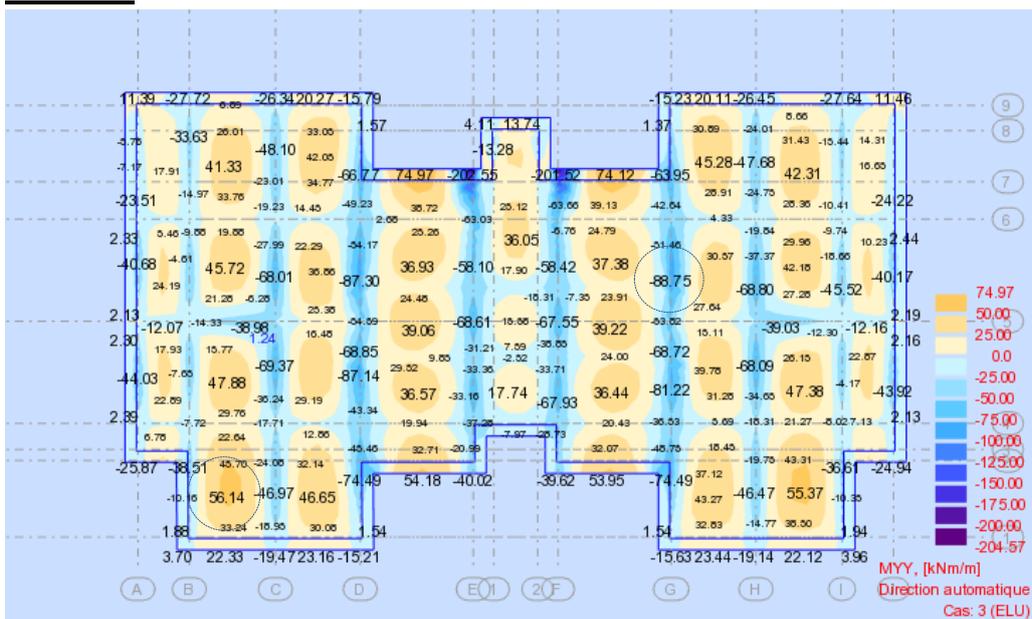


Figure 57-Les moments à l'ELU selon le sens YY.

à l'ELS :

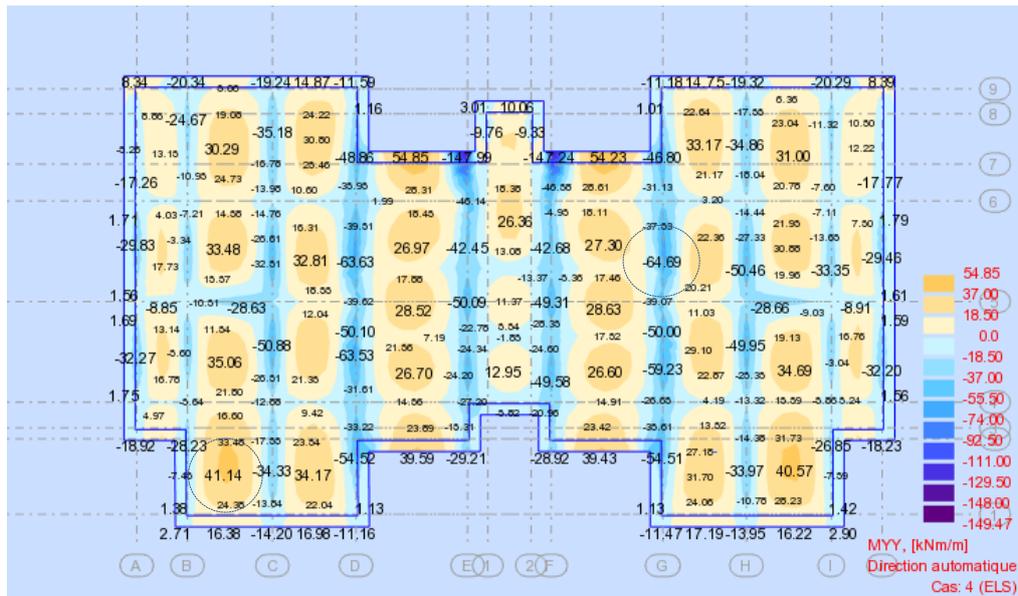


Figure 58-Les moments à l'ELS selon le sens YY.

Calcul des armatures :

En relevant les valeurs max des moments sur le panneau le plus sollicité des figures précédentes, on procède ensuite au ferrailage avec ROBOT EXPERT, en considérant un calcul à la flexion simple dans une section de 1 m linéaire : (30*100) cm²

Les résultats obtenus dans les deux directions (x et y) à partir du logiciel sont résumés dans les tableaux suivants :

	M _{Elu} (KN.m)	M _{ElS} (KN.m)	As calculé(cm ²)	choix de ferraille	As adopté(cm ²)
en travée	59.94	43.93	9.7	7HA14	10.78
en appuis	-72.59	-52.93	11.8	7HA16	14.07

Tableau 97-Récapitulatifs des résultats de ferrailage selon XX.

	M _{Elu} (KN.m)	M _{ElS} (KN.m)	As calculé(cm ²)	choix de ferraille	As adopté(cm ²)
en travée	56.14	41.14	7.2	7HA12	7.92
en appuis	-88.75	-64.69	9.9	7HA14	10.78

Tableau 98-Récapitulatifs des résultats de ferrailage selon YY.

Chaises pour le montage de la dalle :

Pour la réalisation de la dalle du radier on peut utiliser des chaises en HA 14 comme des cadres entre les nappes d'armature de la dalle.

VI .8.1.1. Les vérifications :

Condition de non fragilité :

Sens (XX) :

	fc28(Mpa)	Ft28(Mpa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As min(cm ²)	Observation
en appuis	25	2,1	45	100	5cm	14,07	36,00	Vérifier
en travée	25	2,1	45	100	5cm	10,78	36,00	Vérifier

Tableau 99-Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité XX.

Sens (YY)

	fc28(Mpa)	Ft28(Mpa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As min(cm ²)	Observation
en travée	25	2,1	45	100	5cm	10.78	36.00	Vérifier
en appuis	25	2,1	45	100	5cm	7.92	36.00	Vérifier

Tableau 100-Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité YY.

L'espacement :

Selon XX :

En travée : $S_t = \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 30 = 90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

En appuis : $S_t = \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

Selon YY :

En travée : $S_t = \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 30 = 90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

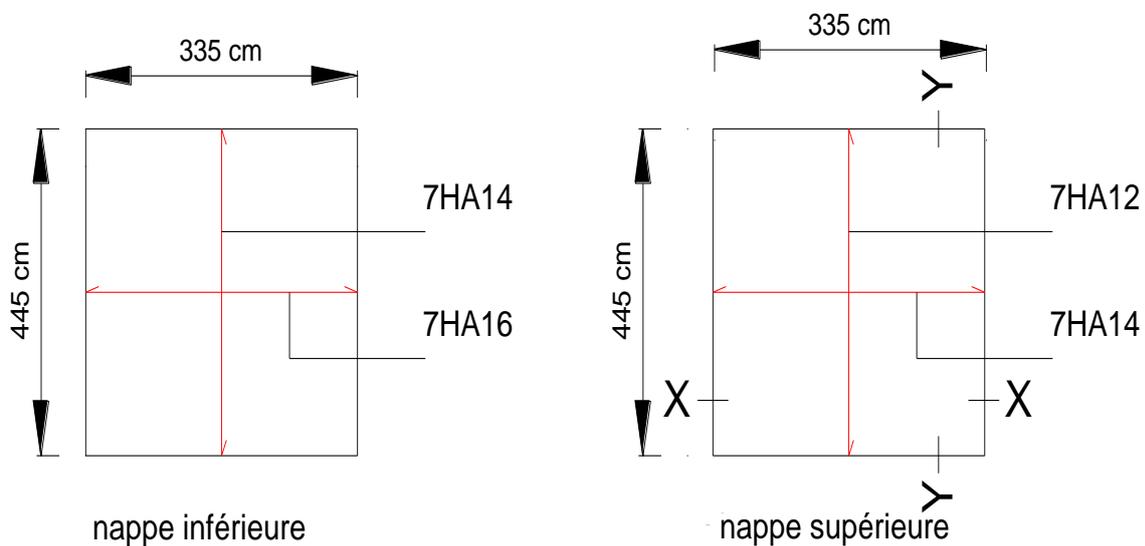
En appuis : $S_t = \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

Condition de non fragilité :

	fc28(Mpa)	Ft28(Mpa)	fe (Mpa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	As min(cm ²)	Observation
en travée	25	2,1	400	100	30	27	7,92	3,26	Vérifier

Tableau 101-Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité.

Schéma de ferrailage :



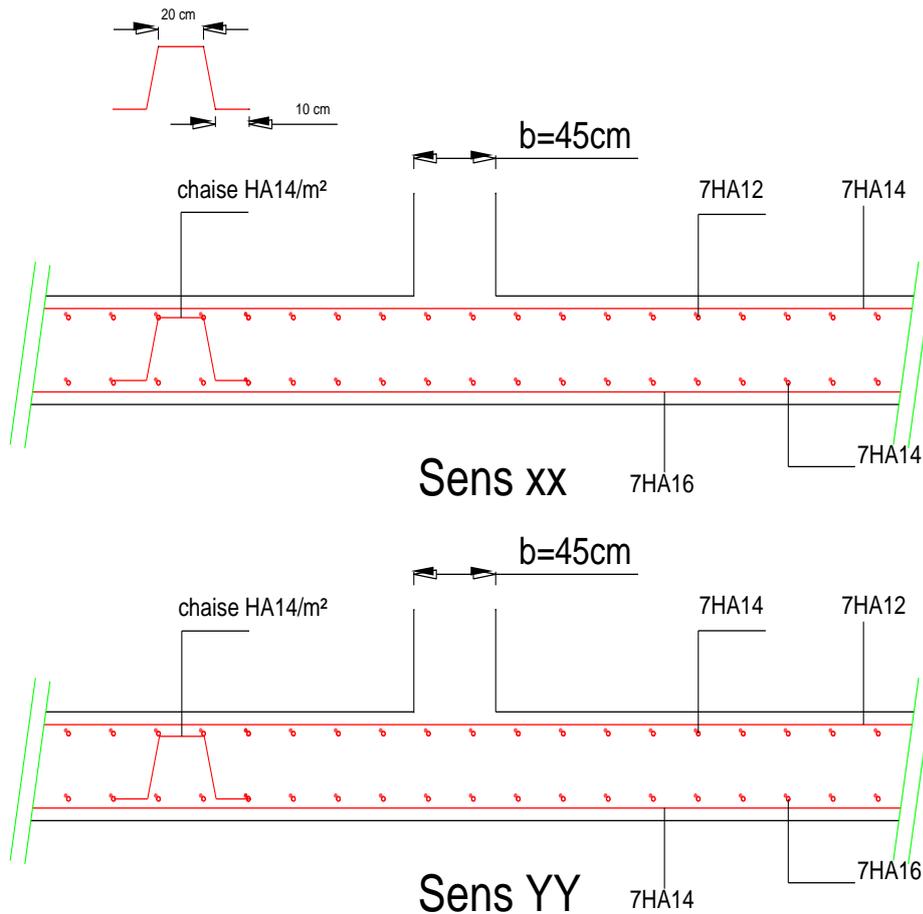


Figure 59-schéma de ferrailage de la dalle « Radier ».

VI .8.2 Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel ROBOT. La fissuration est préjudiciable.

Les valeurs de moments sont relevées a parties des captures des diagrammes des moments

- Les moments selon le sens XX :

À l'ELU :

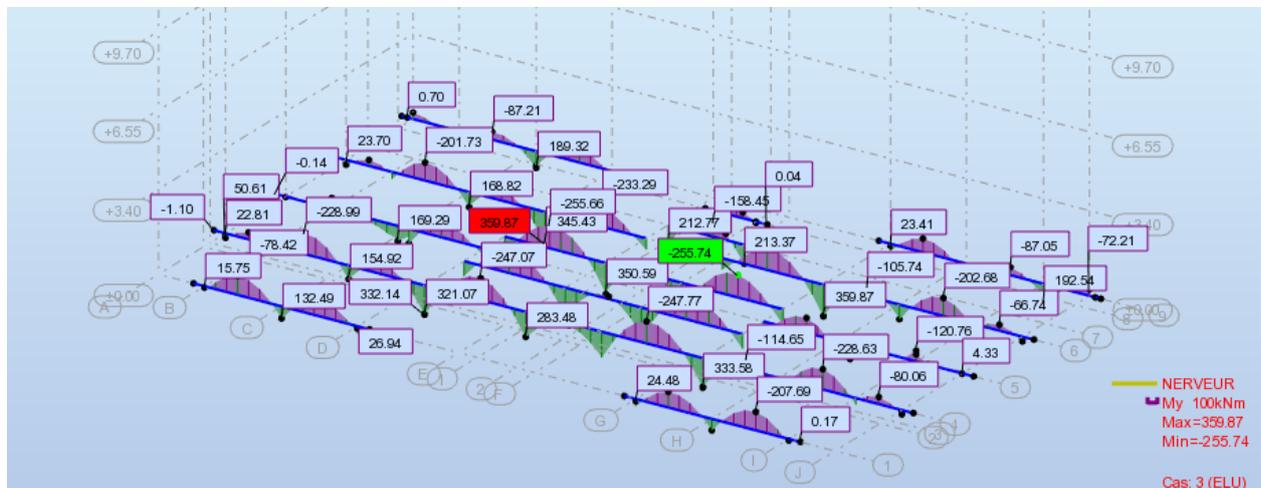


Figure 60-Les moments à l'ELU selon le sens XX.

À l'ELS :

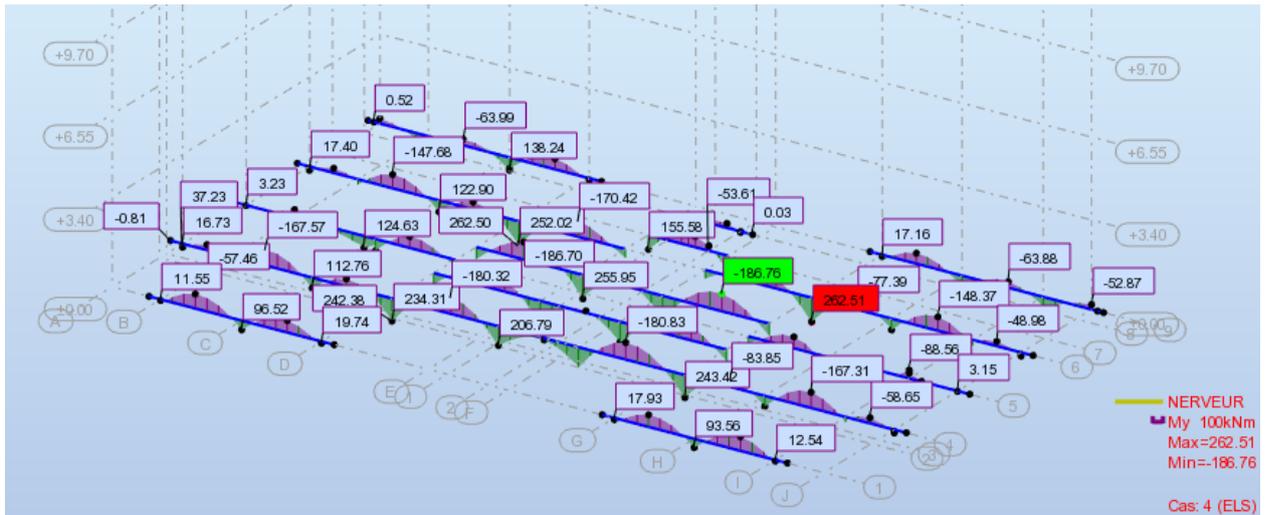


Figure 61-Les moments à l'ELS selon le sens XX.

- Les moments selon le sens YY.

À l'ELU :

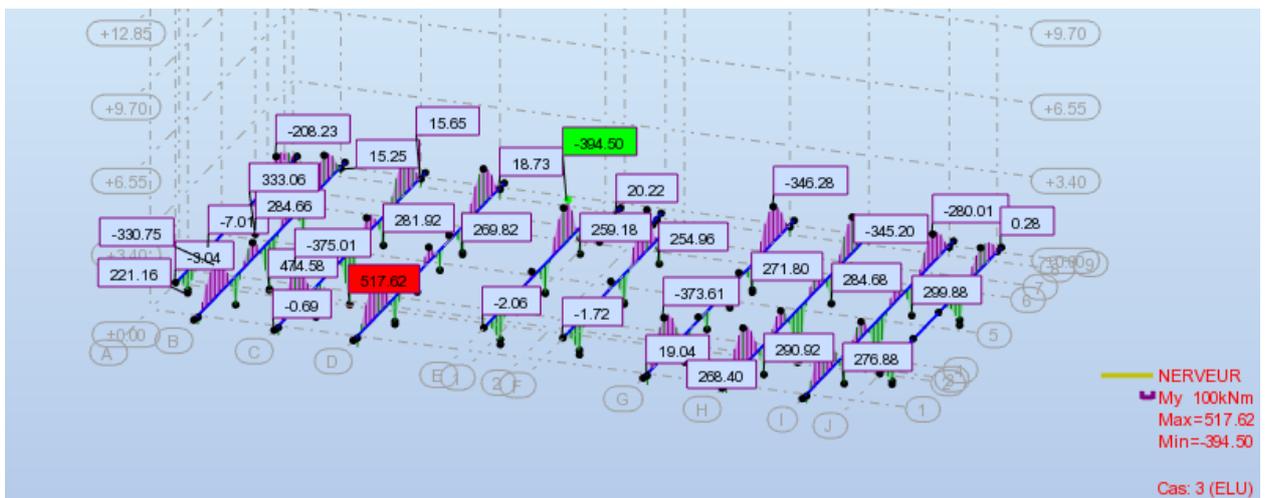


Figure 62-Les moments à l'ELU selon le sens YY.

À l'ULS :

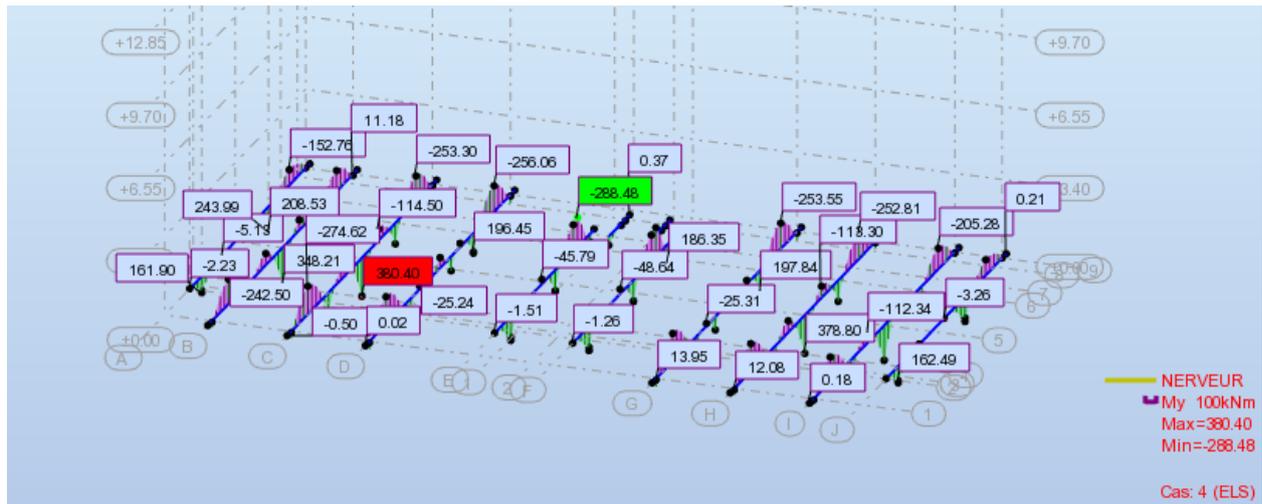


Figure 63-Les moments à l'ELS selon le sens YY.

Armatures longitudinales :

Le calcul des sections des armatures se fait avec le logiciel ROBOT EXPERT et sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (XX) :

	M _{Elu} (KN.m)	M _{ElS} (KN.m)	As calculé(cm ²)	choix de ferraille	As adopté(cm ²)
en travée	-225.74	41.14	18.4	10HA16	20.11
en appuis	-359.87	286.51	12.9	6HA14+4HA12	13.72

Tableau 102-Récapitulatifs des résultats de ferrailage des nervures.

Sens (YY) :

	M _{Elu} (KN.m)	M _{ElS} (KN.m)	As calculé(cm ²)	choix de ferraille	As adopté(cm ²)
en travée	-394.5	-288.48	26.8	8HA16+4HA20	28.65
en appuis	517.62	380.4	19.9	10HA16	20.11

Tableau 103-Récapitulatifs des résultats de ferrailage des nervures.

Acier de peau :

Fissuration préjudiciable : 3cm² par mètre de parement.

Condition de non fragilité :

	Fc28(Mpa)	Ft28(Mpa)	Fe(MPa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	As(cm ²)	Asmin(cm ²)	Observation
Travées	25	2.1	400	45	50	45	29.78	2.45	Vérifier
Appuis	25	2.1	400	45	50	45	20.11	2.45	Vérifier

Tableau 104-Récapitulatifs des résultats de vérification de la condition de fragilité.

Armature transversal (RPA.V.99) :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 3.3 \text{ cm}^2.$$

Donc : on prend 5HA10 = 3.93cm².

Schéma de ferrailage :

Sens (XX) :

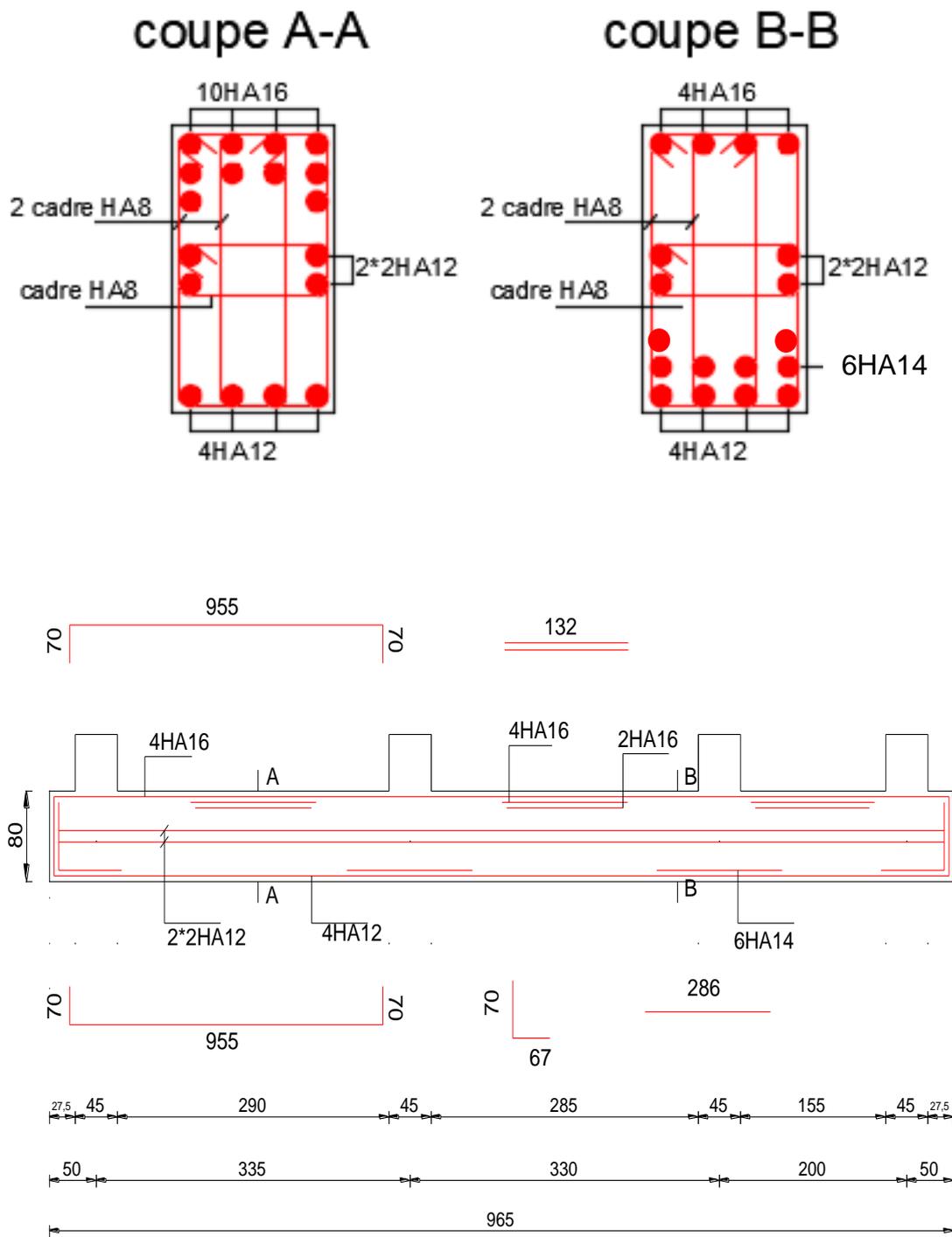
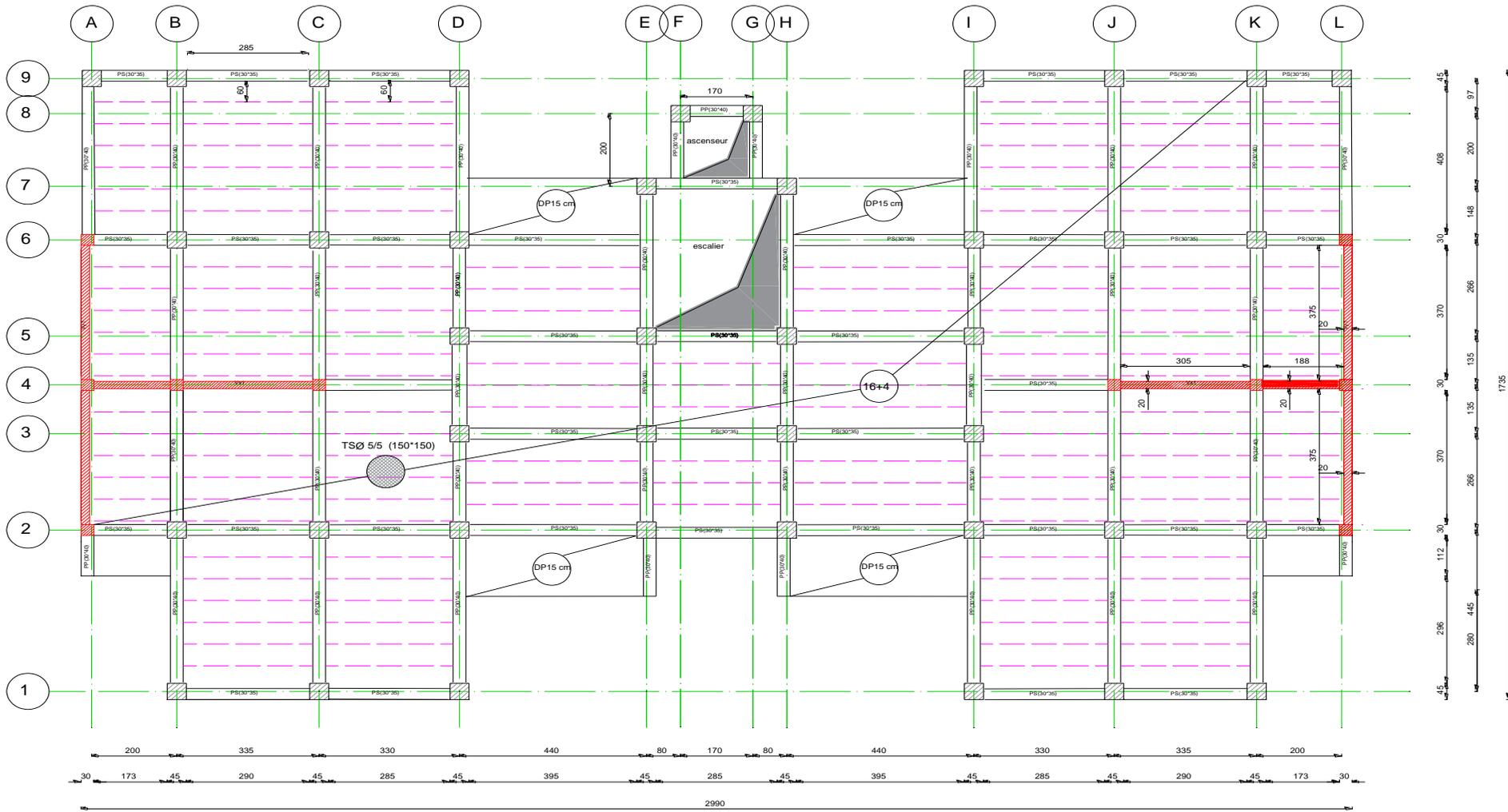


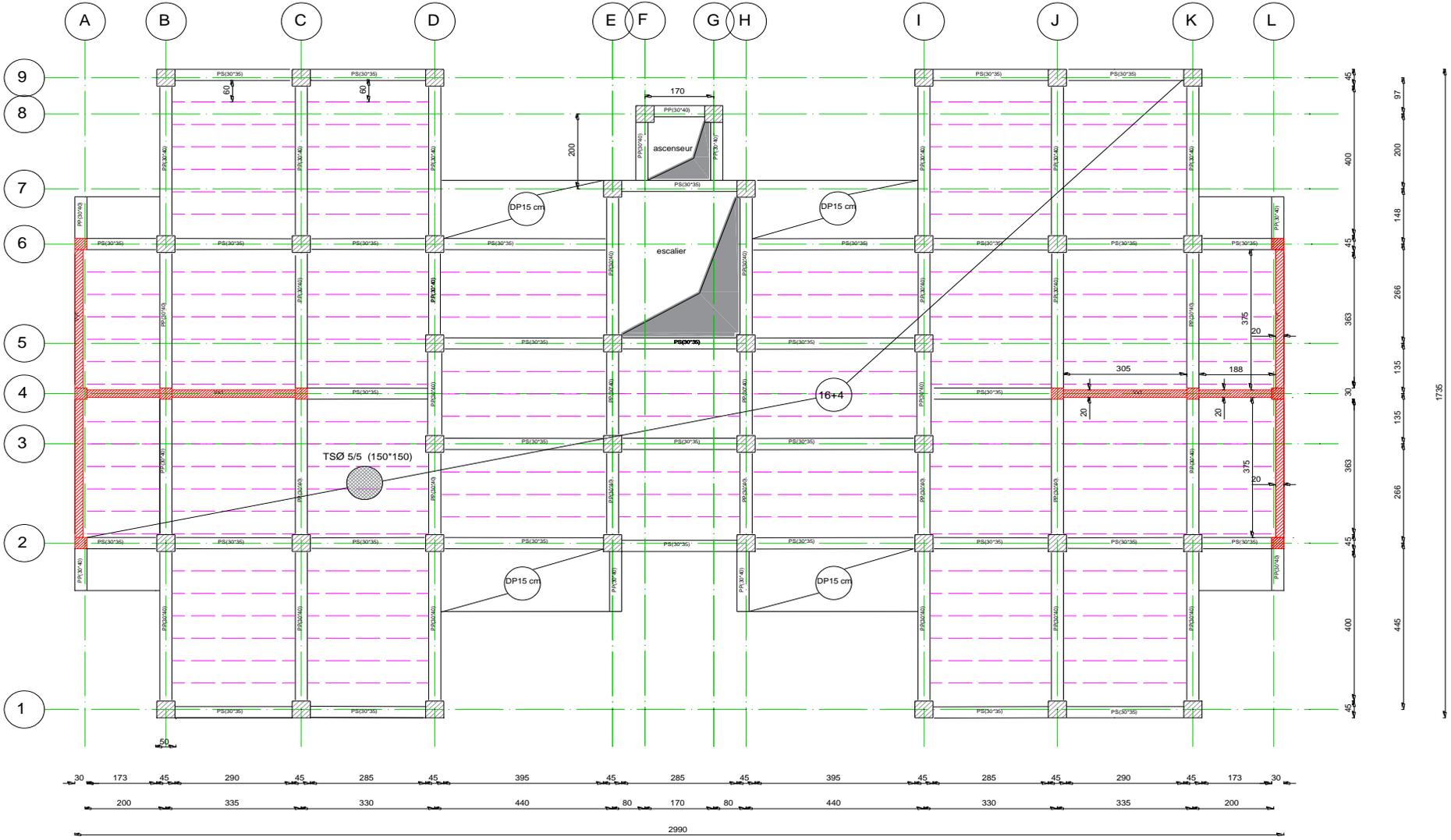
Figure 64-schéma de ferrailage des nervures de radier.

Plans de coffrages

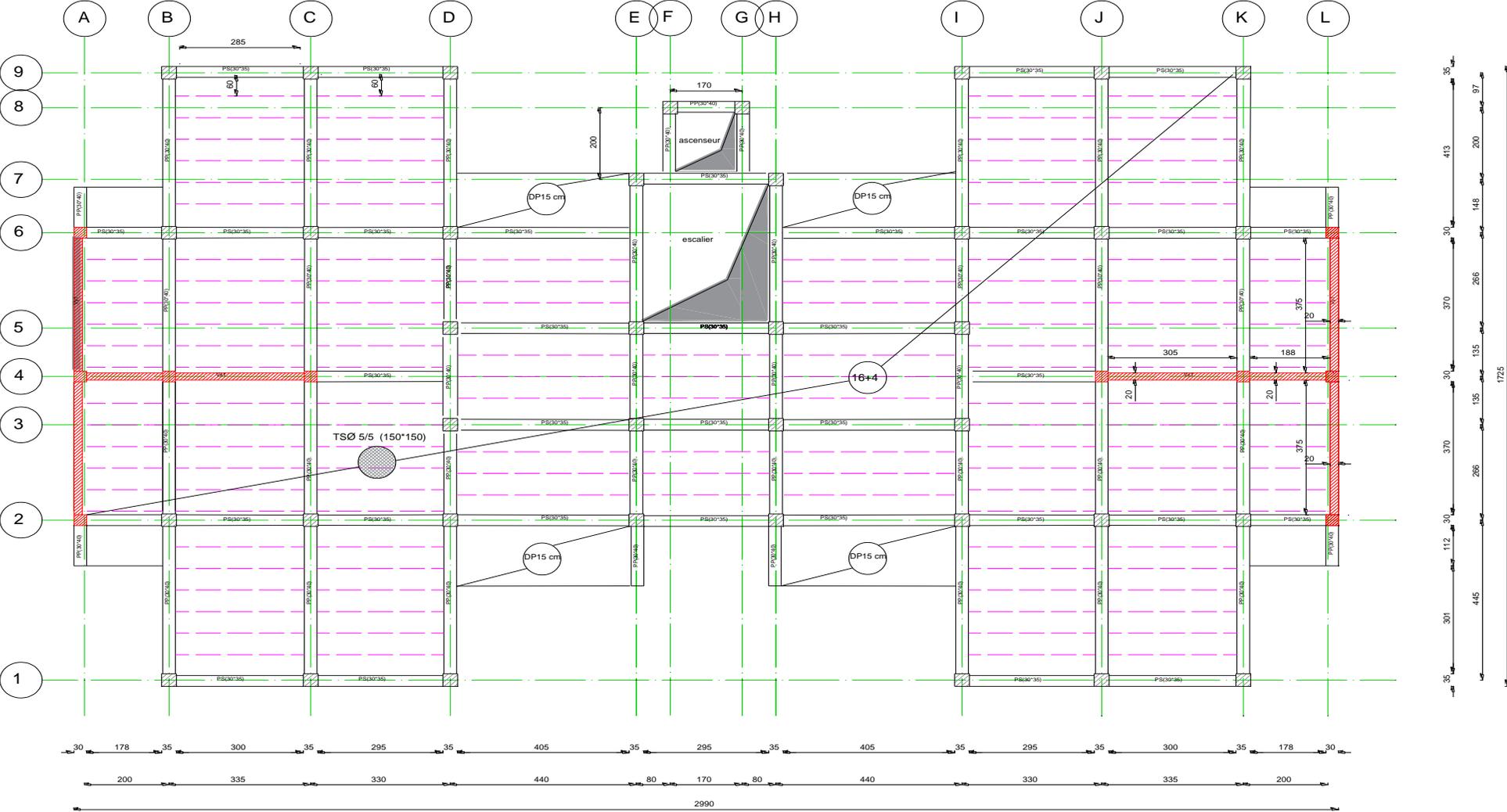
PLAN REZ DE CHAUSSE NIV+0.00



Vue en plan 1^{er} et 2^{eme} étage :



Vue en plan 3 - 7^{eme} étage :



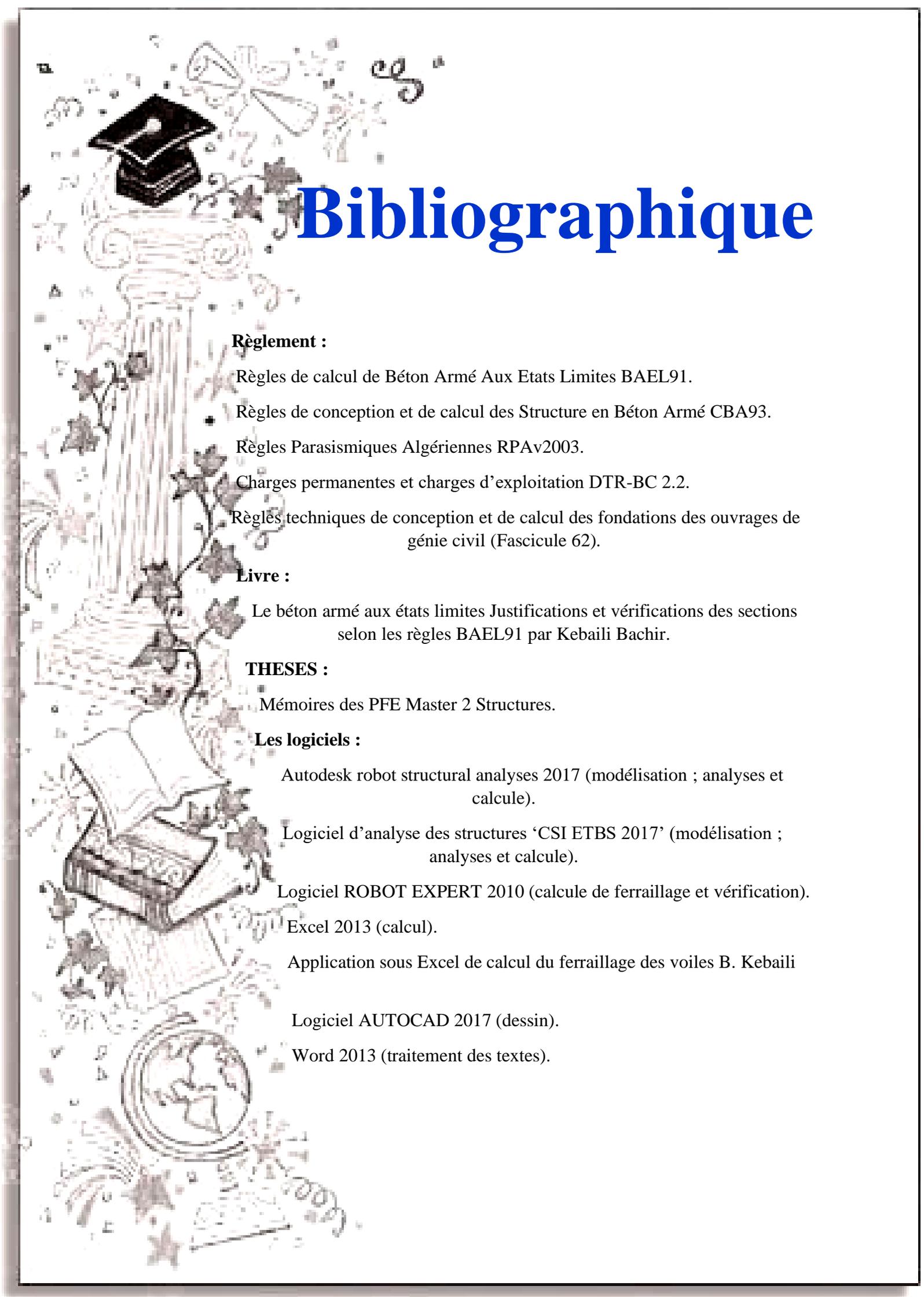
Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est le résultat de tout ce que nous avons étudié durant notre cycle de formation d'ingénieur concernant la conception, le calcul, le prédimensionnement et enfin la vérification de structure de type bâtiment en Béton armé.

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général sur la majorité des parties étudiées, tous en respectant les règles et prescriptions des règles en vigueur, à savoir le CBA 93 et le règlement parasismique algérien RPA99v2003.

Cette étude nous a permis par ailleurs, de maîtriser les logiciels de calcul tels que « ROBOT structural analysis », « ROBOT EXPERT BA » et « CSI ETABS », Ainsi que le logiciel de dessin « AutoCAD » avec lequel nous avons fait la projection. (Lecture et éventuellement modification des plans d'architecture et les plans de ferrailage.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.



Bibliographique

Règlement :

- Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règles de conception et de calcul des Structure en Béton Armé CBA93.
- Règles Parasismiques Algériennes RPAv2003.
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (Fascicule 62).

Livre :

- Le béton armé aux états limites Justifications et vérifications des sections selon les règles BAEL91 par Kebaili Bachir.

THESES :

- Mémoires des PFE Master 2 Structures.

Les logiciels :

- Autodesk robot structural analyses 2017 (modélisation ; analyses et calcule).
- Logiciel d'analyse des structures 'CSI ETBS 2017' (modélisation ; analyses et calcule).
- Logiciel ROBOT EXPERT 2010 (calcule de ferrailage et vérification).
- Excel 2013 (calcul).
- Application sous Excel de calcul du ferrailage des voiles B. Kebaili
- Logiciel AUTOCAD 2017 (dessin).
- Word 2013 (traitement des textes).