

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

KACEL Rabah

NOUAR Rabah

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

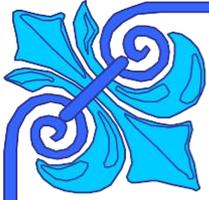
Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+13 A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTÉ PAR DES VOILES
PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

Mémoire examiné par :

Dr. AOUADI. A	MCB	UAMOB	Président
Mr. AIT AHMED. F	MAB	UAMOB	Examinatrice
Dr. BOUAMRA. Y	MCB	UAMOB	Encadrant

Année Universitaire 2021/2022



REMERCIEMENT REMERCIEMENT



Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements:

✚ *Tous d'abord, nous remercier dieu le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

A nos familles: qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.



AMr

✚ *BOUAMRAYoucef: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*



Aux membres de jury: pour avoir accepté de juger notre travail.



A tous les enseignants de département de Génie Civil, leur soutien technique et pédagogique.



Sans oublier nos amis et collègues de travail.



Dédicace

Avec toute l'ardeur de mes sentiments je remercie Dieu de m'avoir aidé à finir ce travail dans de bonnes circonstances.

Je dédie ce modeste travail à toute ma famille.

A ma femme Saida

A ma fille Malak

A mes fils Nidhal et Sohail et Mohammed Abdelmadjid

A mes amis et camarades

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.



Rabah NOUAR

Dédicace

*Avec toute l'ardeur de mes sentiments je remercie Dieu de m'avoir
aidé à finir ce travail dans de bonnes circonstances.*

*Je dédie ce modeste travail à toute ma famille, surtout mon père
paix à son âme et à ma mère que Dieu me la garde.*

A mes sœurs ET mes frères

A mes amis ET camarades

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration
de ce travail.*



Rabah KACEL

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un Rez-de-chaussée et 13 étages, implanté dans la wilaya d'ALGER, classé selon le (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Cette étude se compose de quatre parties : La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, poutrelles, l'ascenseur, balcons et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (infrastructure, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton, ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Summary

This project presents a detailed study of a building for residential use comprising a ground floor and 13 floors, located in the wilaya of ALGIERS, classified according to (RPA 99 version 2003) as an area of high seismicity (zone III).

This study consists of four parts: The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building, Then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads. The second part was devoted to the secondary elements (the stairs, beams, the elevator, balconies and the acroterion). The dynamic study of the structure was started in the third part by ETABS in order to determine the various stresses due to the loadings (permanent loads, operating loads and seismic load).

The last part includes the reinforcement of the resistant elements of the structure (substructure, posts, beams).

This, taking into account the recommendations of the BAEL91 modified 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي و13 طابق علوي، المقرر إنشاؤه بولاية الجزائر المصنفة ضمن المناطق الزلزالية النشطة جدا وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء: الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال. الجزء الثاني خصص للعناصر الثانوية (السلالم ، العوارض ، المصعد ، الشرفات والأكروتير).

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة برنامج ETABS من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة، أحمال التشغيل والحمل الزلزالي). يتضمن الجزء الأخير تعزيز عناصر مقاومة مختلفة للهيكل (البنية التحتية ، الأعمدة ، الحزم)

و هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 المعدلة 99 ولوائح الزلازل الجزائرية. RPA 99/2003

الكلمات المفتاحية: بناء ، خرسانة ،

ETABS ، Socotec ، RPA 99/2003 ، BAEL91

SOMMAIRE

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES.....	1
I.2.2. OSSATURE	9
I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 VERSION 2003)	9
I.2.4. PLANCHER.....	9
I.2.5. ESCALIER.....	10
I.2.6. MAÇONNERIE.....	10
I.2.8. L'ACROTERE :	10
I.2.9. L'INFRASTRUCTURE :	10
I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE ET MASSIQUES DES MATÉRIAUX.....	10
I.3.2. ACIERS.....	12
I.4. HYPOTHESES DE CALCUL	14

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	15
II.2.2. PLANCHER DALLE PLEINE :	16
II.3.2. SURCHARGES D'EXPLOITATIONS (Q) :	18

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	27
III.1. INTRODUCTION	27
III.2. ACROTERE	27
III.3.2.1. EVALUATION DES CHARGES	32
III.3.2.3. SCHÉMA STATIQUE.....	33
III.3.2.5. VÉRIFICATIONS NÉCESSAIRES	36
III.4.1. PLANCHER A CORPS CREUX	43
III.4.2. PLANCHER EN DALLE PLEINE	56
III.4.2.1. DALLE PLEINE RECTANGULAIRE	57

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....	66
IV.2. ÉTUDE SISMIQUE.....	66
IV.2.1. INTRODUCTION.....	66
IV.2.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL.....	66
IV.2.2.1. PRINCIPE DE LA METHODE	67
IV.2.2.2. LA DISPOSITION DES VOILES	67
IV.2.3. SPECTRE DE RÉPONSE	68
IV.2.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL.....	70
IV.3. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	71
IV. 3. 3. VERIFICATIONS DES PERIODES	72
IV.4.1. VERIFICATIONS DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES	72
IV.4.2. VERIFICATIONS DE LA PARTICIPATION MASSIQUE	74
IV.4.3. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT A LA BASE	74
IV.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE	78
IV.5.1. CENTRE DE MASSE	78
IV.5.2. CENTRE DE TORSION	78
IV.5.2. 3. EXCENTRICITE	79
IV.5.3.1. EXCENTRICITE ACCIDENTELLE SELON RPA VERSION 2003	79
IV.5. 3.2. EXCENTRICITE ADMISSIBLE	79
IV.5.3. VERIFICATIONS DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMQUE DE CALCULE	81
IV.4.4. VERIFICATIONS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES	84
IV.4.5. VERIFICATIONS VIS-A-VIS DES EFFETS P- Δ	85

CHAPITRE V: ETUDE DU VENT

V .ETUDE DU VENT.....	87
V.1. INTRODUCTION	87
V. 2- DONNEES GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE	87
V .3- LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE.....	88
V .4- REGLEMENTS TECHNIQUES.....	88
V.5. DIRECTION DU VENT.....	90
V .6. CALCUL DES FORCES DES FROTTEMENTS.....	92
V .7. CALCUL DE LA RESULTANTE	92

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DE SELEMENTS PRINCIPAUX

VI. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX.....	101
VI.1 INTRODUCTION.....	101
VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	101
VI.2.1. INTRODUCTION.....	101
VI.2.2. COMBINAISON D'ACTION.....	101
VI.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003.....	102
VI.2.3 EXEMPLE DE CALCULE D'UN POTEAUX :.....	103
VI.2.3.1 CALCUL EN FLEXION COMPOSEE :.....	103
V.2.4. CHOIX DES ARMATURES.....	108
VI.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE.....	108
VI.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	110
VI.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	110
VI.2.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX.....	111
V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT.....	113
VI.3.2. COMBINAISONS DE CHARGES.....	114
V.3.3. RECOMMANDATION DU "RPA99 VERSION 2003" :.....	114
V.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	114
VI.3.4.1.POUTRE PRINCIPALES :.....	115
VI.3.4.2. EXEMPLE DE CALCULE D'UNE POUTRE.....	115
VI.3.4.1.POUTRE PRINCIPALE:.....	117
VI.3.5.2. POUTRES SECONDAIRES.....	122
VI.3.6. VERIFICATIONS NECESSAIRES.....	122
VI.3.6.1. CONDITION DE NON FRAGILITE.....	122
VI.3.6.2. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS :.....	123
VI.3.6.4. VERIFICATIONS DE L'EFFORT TRANCHANT:.....	124
VI.3.8.RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES.....	125
VI.3.9VERIFICATION DE LA FLECHE :.....	126
VI.4.5. CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES.....	131
VI.4.5.1. PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL.....	131

CHAPITRE VII:ETUDEDESINFRASTRUCTURES

VII.1. INTRODUCTION.....	147
VII.1.1. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS.....	147
VII.1.2.CLASSIFICATION DES FONDATIONS.....	147
VII.2.1. SEMELLES ISOLÉES.....	147
VII.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER.....	152
VII.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER.....	152
VII.2.3.6.VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL.....	153
VII.2.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER.....	155

VII.2.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	162
VII.2.4.1. INTRODUCTION.....	162
VII.2.4.2. PRÉDIMENSIONNEMENT.....	162
VII.2.4.3. ÉVALUATION DES CHARGES.....	162
VII.2.4.4. EFFORT DANS LA DALLE.....	163
VII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	163
VII.2.6. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES.....	164
VII.2.6.1.CONDITION DE NON FRAGILITE.....	164
VII.2.6.2. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	164
VII.2.6.3. VÉRIFICATION À L'ELS.....	164

LISTES DES FIGURES

Figure I.1: vue en Plan R D C.....	02
FigureI.2: vue en Plan étage courant	03
FigureI.3: façade postérieure	04
Figure I.4: façade principale	05
FigureI.5: façade latérale	06
Figure I.6: coupe A. A	07
FigureI.7: Façade principale.....	08
Figure I.8: Façade postérieur.....	08
Figure I.9 : Plancher corps creux.....	09
Figure. I.10 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU.....	11
Figure. I.11.Diagramme contrainte-déformations à l'ELS.....	12
Figure. I.12:Diagramme contrainte déformation d'acier.....	13
Figure II.3. Composants du plancher terrasse	17
Figure II.4. Composants du plancher courant.....	17
Figure II.5.Section réduite du poteau.....	21
Figure II.6. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	23
Figure. II.6.Schéma du voile	25
Figure.III.1:L'acrotère.	27
Figure III.2.Ferraillage de l'acrotère	29
Figure III.3.Schéma d'escalier	30
Figure III.4.Schéma statique d'une volée d'escalier	31
Figure III.5.Le Schéma statique de l'escalier à l'ELU	33
Figure III.6.Le Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	33
figure III.7.diagramme des efforts internes a l'elu	35
figure III.8.diagramme des efforts internes a l'els.....	35
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.S	40
Figure III.15. Schéma de ferraillage de la poutre palière	42
Figure III.15. Schéma de ferraillage de l'escalier	42
Figure III.16. Disposition des armatures de la dalle de compression.....	43
Figure III.17. Schéma de la poutrelle avant coulage :	44
Figure III.18. Poutrelle avec un seul étai au milieu:	45
Figure III.19. Poutrelle avec deux étais	45
Figure III.20. Poutrelle avec trois étais	46
Figure III.21. Choix de disposition des étaitements	46
Figure III.22. Poutrelle à deux travées	47
Figure III.23. Poutrelle à trois travées	47
Figure III.24. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U	49
Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U	50
Figure III.26. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.S	50
Figure III.27. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U.....	51
Figure III.28. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U	51
Figure III.29. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.S	52
Figure III.30. Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite)	56
Figure.III.31 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.	60
Figure .IV Disposition des voiles vue en plan	68
Figure .IV Disposition des voiles vue en plan	68
Figure. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)	72
Figure. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)	73
Figure. Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)	73

Figure. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)	76
Figure. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)	76
Figure. Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)	76
Figure Distribution des forces F_{ix} sens X.....	82
Figure Distribution des forces F_{iy} sens Y	82
Figure V.2.1. Action du vent	87
Figure : les deux directions principales du vent.	88
Figure: Légende pour les parois verticales	91
Figure : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.....	91
Figure : Pression sur les zones (V1)	94
Figure : Pression sur les zones (V2)	99
Figure VI: Schéma de ferrailage des poteaux	113
Figure : Plan de repérage des poutres secondaires :.....	119
Figure VI: Schéma de ferrailage des poutres	128
Figure : Disposition des armatures verticales dans le voile	129
Figure VI: Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue	133
Figure VI.1 : Ferrailage verticale du voile type 01	144
Figure VI.2 : Ferrailage verticale du voile type 02	144
Figure VI.3 : Ferrailage verticale du voile type 03	144
Figure VI.4 : Ferrailage verticale du voile type I et type II.....	145
Figure VI.5 : Ferrailage verticale du voile type III	145
Figure VI.6 : Ferrailage verticale du voile type IV.....	145
Figure VI.7 : Ferrailage verticale du voile type V.....	145
Figure VI.8 : Ferrailage verticale du voile type VI.....	146
Figure VI.9 : Ferrailage verticale du voile type VII.....	146
Figure VII.1.: Dimensions de la semelle isolée	148
Figure VII.2 : Semelle filante	148
Figure VII.3 : disposition des nervures par rapports au radier et aux poteaux	151
Figure VII.4 schéma statique du bâtiment	153
Figure VII.5.:Contraintes sous le radier	154
Figure VII.6.Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	156
Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage du radier et nervure en travées.	161
Figure VII. 8 : Schéma de ferrailage du radier et nervure sur appui.	161
Figure.VII.9: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	161
Figure VI. 10 : Ferrailage du voile périphérique	165

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Propriétés mécaniques du béton.....	11
Tableau II.1 : Pré dimensionnement des planchers cors creux:.....	16
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)	16
Tableau II.3. : Charges permanentes du plancher courant (corps creux)... ..	17
Tableau II.4. : Charges permanentes du mur double cloison.....	18
Tableau II.5. : Charges permanentes du mur simple cloison.....	18
Tableau II.6. : Charges d'exploitations.....	18
Tableau. II.3 : Dégression des surcharges.....	20
Tableau. II.4. : Choix des sections des poteaux centraux carrés.....	24
Tableau II.7: Choix final des sections des poteaux.....	24
Tableau III.1. : Charges permanentes du palier de l'escalier	32
Tableau III.2. : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier	32
Tableau III.4. : Charge à l'ELU et l'ELS	33
Tableau III.5. : Détermination des efforts	34
Tableau III.6. : Caractéristiques de l'escalier et de matériau	35
Tableau III.7. : Ferrailage d'escalier	36
Tableau III.8. Section d'armatures de répartition dans l'escalier	36
Tableau III.9. : Vérification à l'E.L.S de d'escalier	37
Tableau III.10. : Vérification de la flèche de l'escalier	38
Tableau III.11. : Dimensionnement de la poutre palière	38
Tableau III.12. : Caractéristiques de la poutre palière et des matériaux	40
Tableau III.13. : Calculs des armatures à l'ELU	40
Tableau III.14. : Charges permanentes et d'exploitations de la poutrelle avant coulage	44
Tableau III.15. : Evaluation des charges	49
Tableau III.16. Moments et effort tranchants de poutrelle (type 1) à l'E.L.U	49
Tableau III.17. : Moments de poutrelle (type 1) à l'E.L.S	50
Tableau III.18. : Moments et effort tranchants de poutrelle (type 2) à l'E.L.U	51
Tableau III.19. : Moments de poutrelle (type 2) à l'E.L.S	52
Tableau III.20. : Sollicitations max des poutrelles entravées et en appuis	52
Tableau III.21. : Calcul de ferrailage des poutrelles à l'E.L.U	53
Tableau III.22. : Vérification des poutrelles à l'E.L.S	53
Tableau III.23. : Armatures longitudinales des poutrelles	54
Tableau III.24. : Vérification de la flèche des poutrelles.....	56
Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire	58
Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS	59
Tableau III.27 : Vérification de la flèche de la dalle pleine rectangulaire	60
Tableau III.26 : vérification des contraintes	62
Tableau III.27: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	63
Tableau: Vérification de comportement des trois premiers modes.....	72
Tableau IV.8 : vérification de participation massique	74
Tableau.: Vérification de comportement des trois premiers modes.....	76
Tableau.: Calcul du centre de masse et de torsion.	80
Tableau. IV.2 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau	80
Tableau : Calcul de moment de stabilité et le moment de renversement sens x.....	83
Tableau : Calcul de moment de stabilité et le moment de renversement sens y	83
Tableau : Vérification des déplacements inter étages sens X	84
Tableau : Vérification des déplacements inter étages sens Y	85
Tableau. : Vérification l'effet P- Δ sens X	86

Tableau.: Vérification l'effet P- Δ sens Y	86
TableauV1 : Valeurs des pressions dynamiques	90
TableauV2 : Les valeurs des pressions qj	94
Tableau V3: Les valeurs des pressions qj	98
Tableau. VI.1 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M_2^{\text{corr}}$)	104
Tableau. VI.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M_3^{\text{corr}}$)	104
Tableau. VI.3 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)	104
Tableau. VI.4 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)	105
Tableau.VI.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_2^{\text{corr}}$)	105
Tableau.VI.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_3^{\text{corr}}$)	105
Tableau.VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)	105
Tableau.VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)	106
Tableau.VI.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_2^{\text{corr}}$)	106
Tableau.VI.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_3^{\text{corr}}$)	106
Tableau.VI.11: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)	106
Tableau.VI.12: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)	107
Tableau.VI.13: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M_2^{\text{corr}}$)	107
Tableau.VI.14: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M_3^{\text{corr}}$)	107
Tableau. V.15 : Choix des armatures des poteaux	107
Tableaux : récapitulatifs de vérification des poteaux à l'ELS.....	108
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes pour les poteaux	109
Tableau VI.18: Vérification des contraintes pour les poteaux	109
Tableau VI.19: Vérification des contraintes pour les poteaux	109
Tableau VI.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	110
Tableau VI.21 : Espacements maximaux selon RPA99.....	111
Tableau VI.22 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	112
Tableau VI.25: Ferrailage des poutres principales (situation durable)	116
Tableau VI.26 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	117
Tableau VI. : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	120
Tableau VI.26 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	121
Tableau VI.29: Choix des armatures longitudinales pour les poutres principales	122
Tableau VI.30: Choix des armatures pour les poutres secondaires	122
Tableau VI.31 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres principales....	123
Tableau VI.32 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres secondaires	123
Tableau VI.33: Vérification des poutres principales à l'ELS	123
Tableau VI.34: Vérification des poutres secondaires à l'ELS	124
Tableau VI.35: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales ...	124
Tableau VI.36: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires....	124
Tableau VI.38: Calcul des armatures transversales.....	125
Tableau VI.39: Ferrailage verticale du voile type 01	135
Tableau VI.40: Choix des barres du voile type 01	136
Tableau VI.41: Ferrailage verticale du voile type 02	136
Tableau VI.42 : Choix des barres du voile type 02	136
Tableau VI.43 : Ferrailage verticale du voile type 03	137
Tableau VI. 44: Choix des barres du voile type 03.....	137
Tableau VI. 45: Ferrailage verticale du voile type I	137
Tableau VI.46 : Choix des barres du voile type I	138
Tableau VI.47 : Ferrailage verticale du voile type II	138
Tableau VI.48 : Choix des barres du voile type II	138
Tableau VI.49: Ferrailage verticale du voile type III	138
TableauVI.50 : : Choix des barres du voile type III.....	139

Tableau VI.51 : Ferrailage verticale du voile type IV.....	139
Tableau VI.52 : Choix des barres du voile type IV.....	139
Tableau VI.53 : Ferrailage verticale du voile type V.....	139
Tableau VI.54 : Choix des barres du voile type V.....	140
Tableau VI.55 : Ferrailage verticale du voile type VI	140
Tableau VI. 56 : Choix des barres du voile type VI	140
Tableau VI.57 : Ferrailage verticale du voile type VII	140
Tableau VI.58 : Choix des barres du voile type VII	141
Tableau VI.59 : Ferrailage verticale du voile type VIII	141
Tableau VI.60 : Choix des barres du voile type VIII	141
Tableau VI.61. : Vérification des contraintes de cisaillement x-x.....	142
Tableau VI.62: Vérification a l'ELS x-x	142
Tableau VI.63: Vérification des contraintes de cisaillement y-y.....	143
Tableau VI.64: Vérification a l'ELS y-y	143
Tableau VII.4. : Vérification des contraintes à l'ELU	154
Tableau VII.5 Vérification des contraintes à l'ELS.....	155
Tableau VII.6: Calcul des moments à l'ELU.....	156
Tableau VII.7. : Calcul des moments à l'ELS	157
Tableau VII.8.: Ferrailage des panneaux du radier.....	157
Tableau VII.9.: Vérification des contraintes des panneaux de radier	158
Tableau VII.10: Redimensionnement des armatures	158
Tableau VII.11: Vérification des contraintes	158
Tableau VII.12. : Ferrailage des nervures	159
Tableau VII.13. : Vérification des contraintes des nervures	159
Tableau VII.14: Redimensionnement des armatures	159
Tableau VII.15: Vérification des contraintes	159
Tableau VII.18 : Ferrailage du voile périphérique	163
Tableau VII.19 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique	165

Introduction generale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+13 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferrailages).

Chapitre I



I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+13**) à usage d'habitation, L'ouvrage sera implanté à **ALGER** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99version 2003**)

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Cet ouvrage est un bloc de forme L ; il est constitué de RDC et 13 étages, chaque étage comporte(3) logements.

Notre étude est conforme des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique Algérien RPA99 VERSION 2003.[1]
- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.[2]
- Le règlement charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C.2.2.[3]



I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....45.22 m+0 ,70m acrotère
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.23 m
- Hauteur de l'étage courant3.23 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan21,60 m
- Largeur total en plan21,40 m

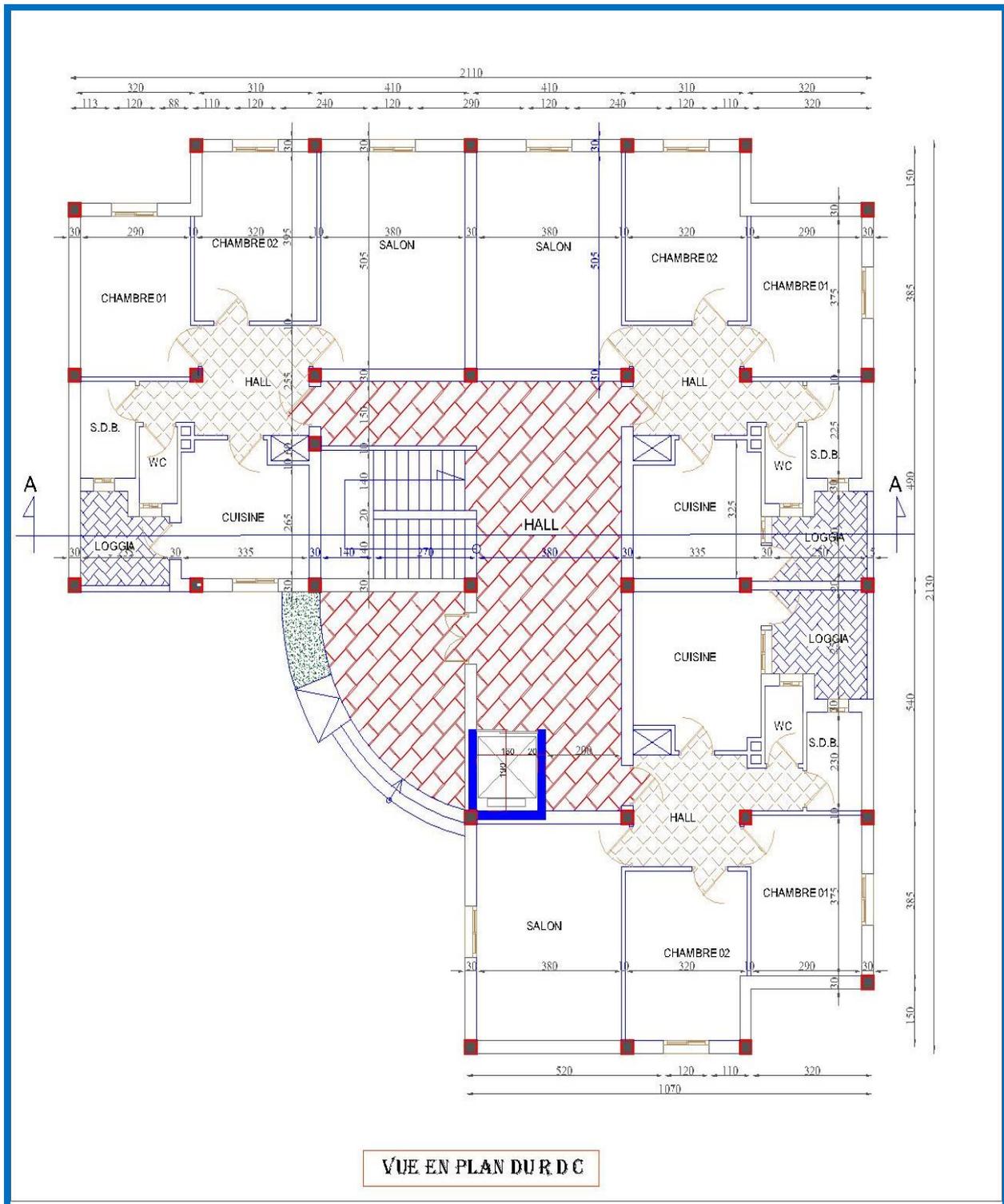
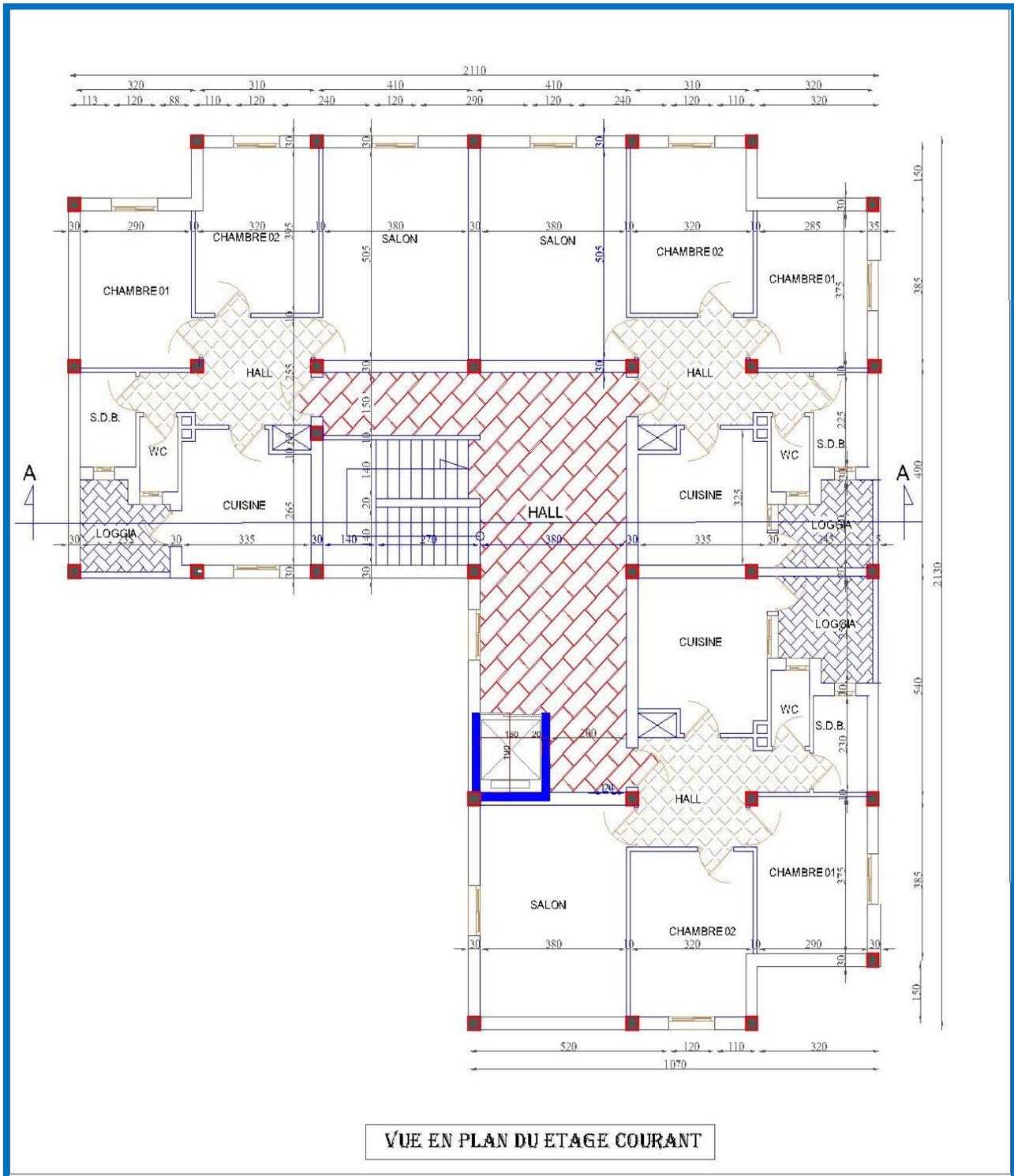


Figure I.1: vue en Plan R D C



VUE EN PLAN DU ETAGE COURANT

Figure I.2 : vue en Plan étage courant

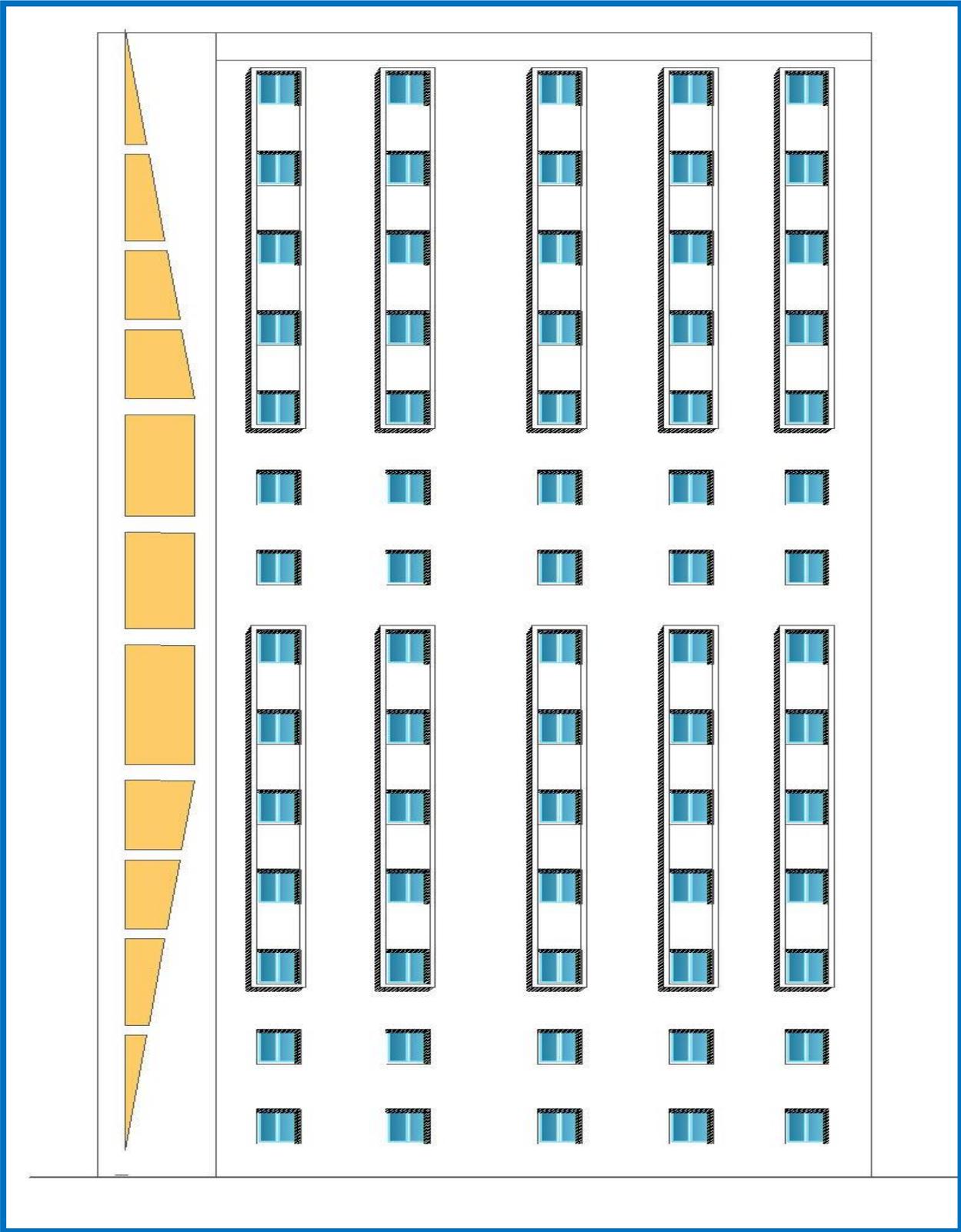


Figure I.3 : Façade latérale

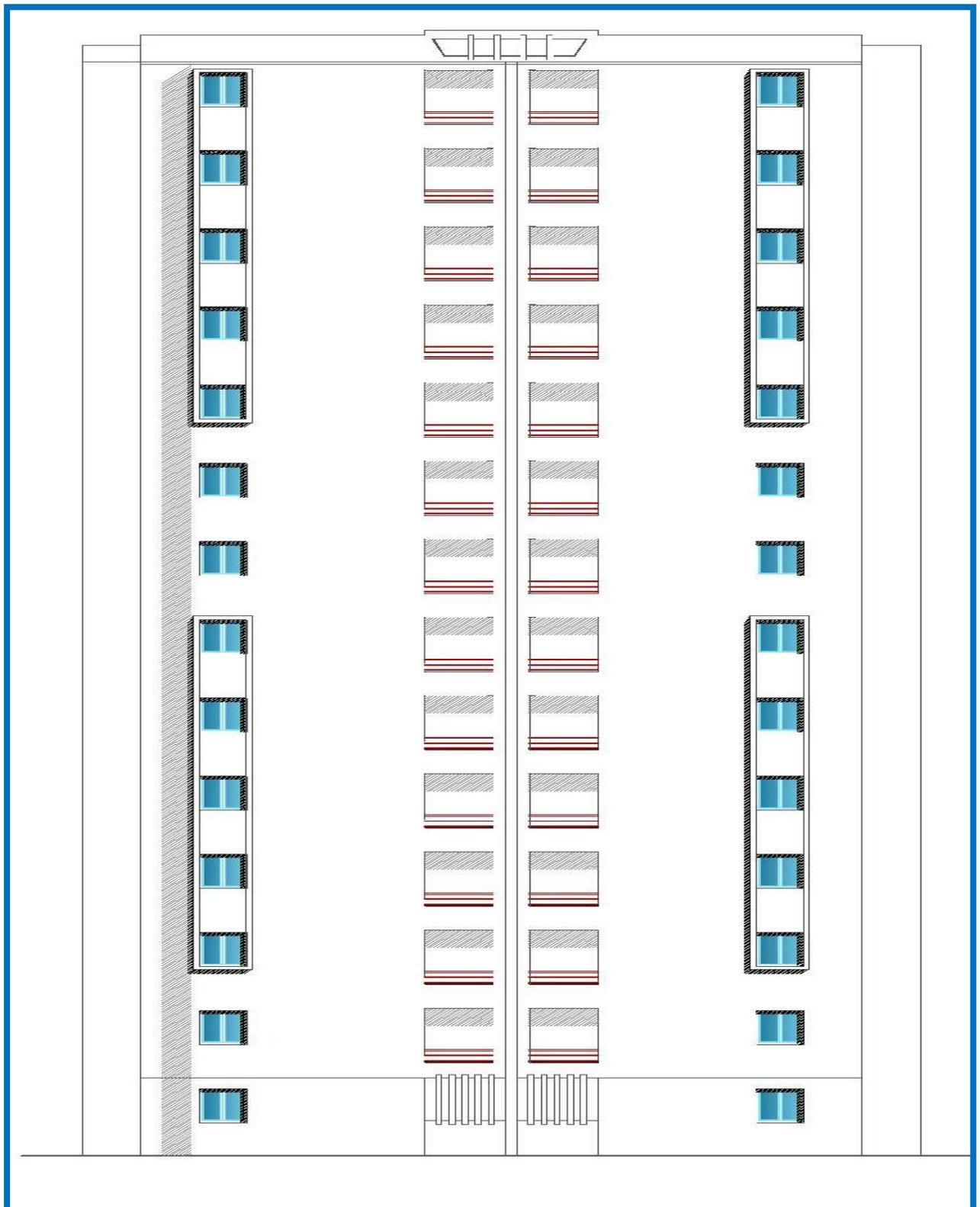


Figure I.4 : Façade postérieure

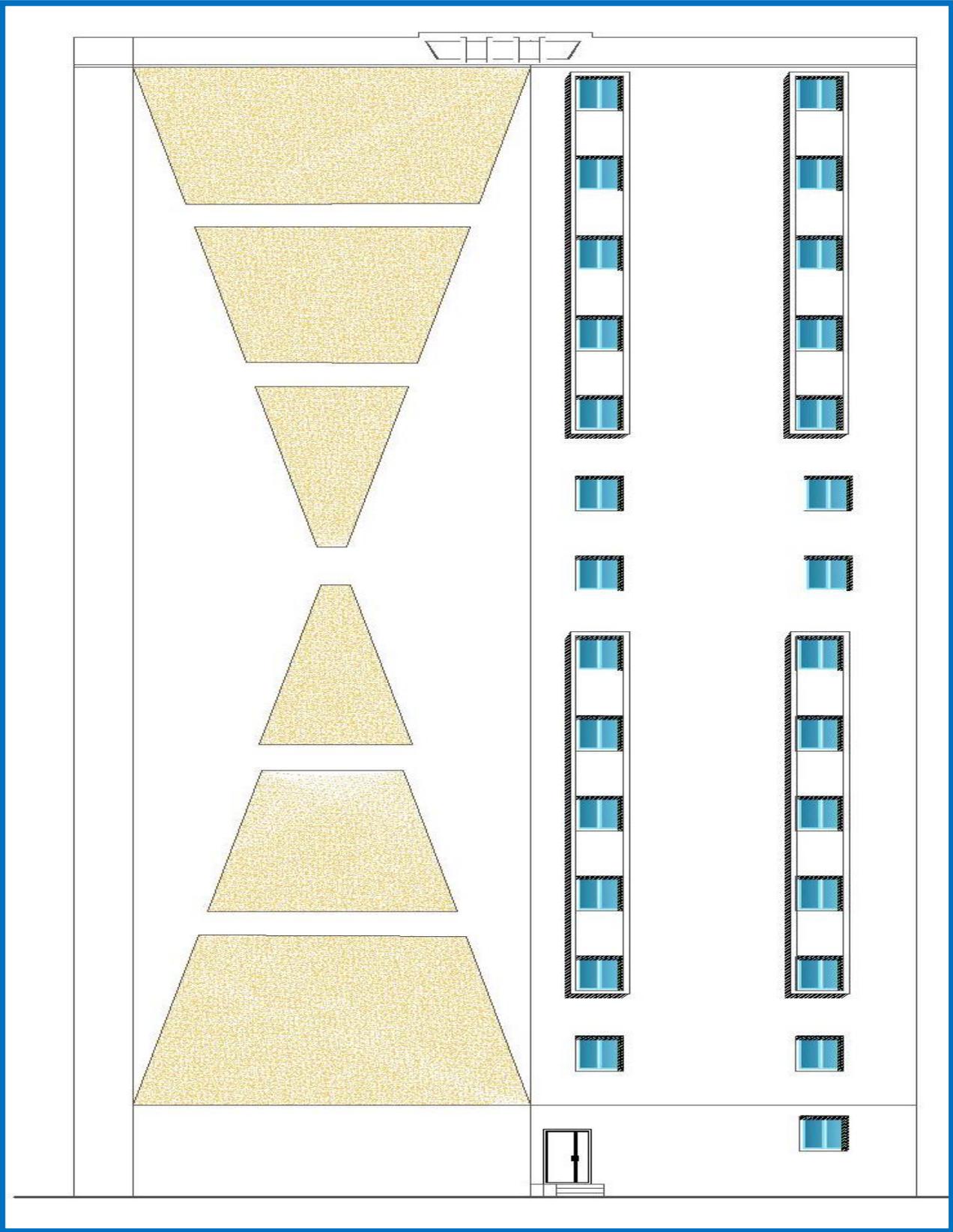


Figure I.5 : Façade principale

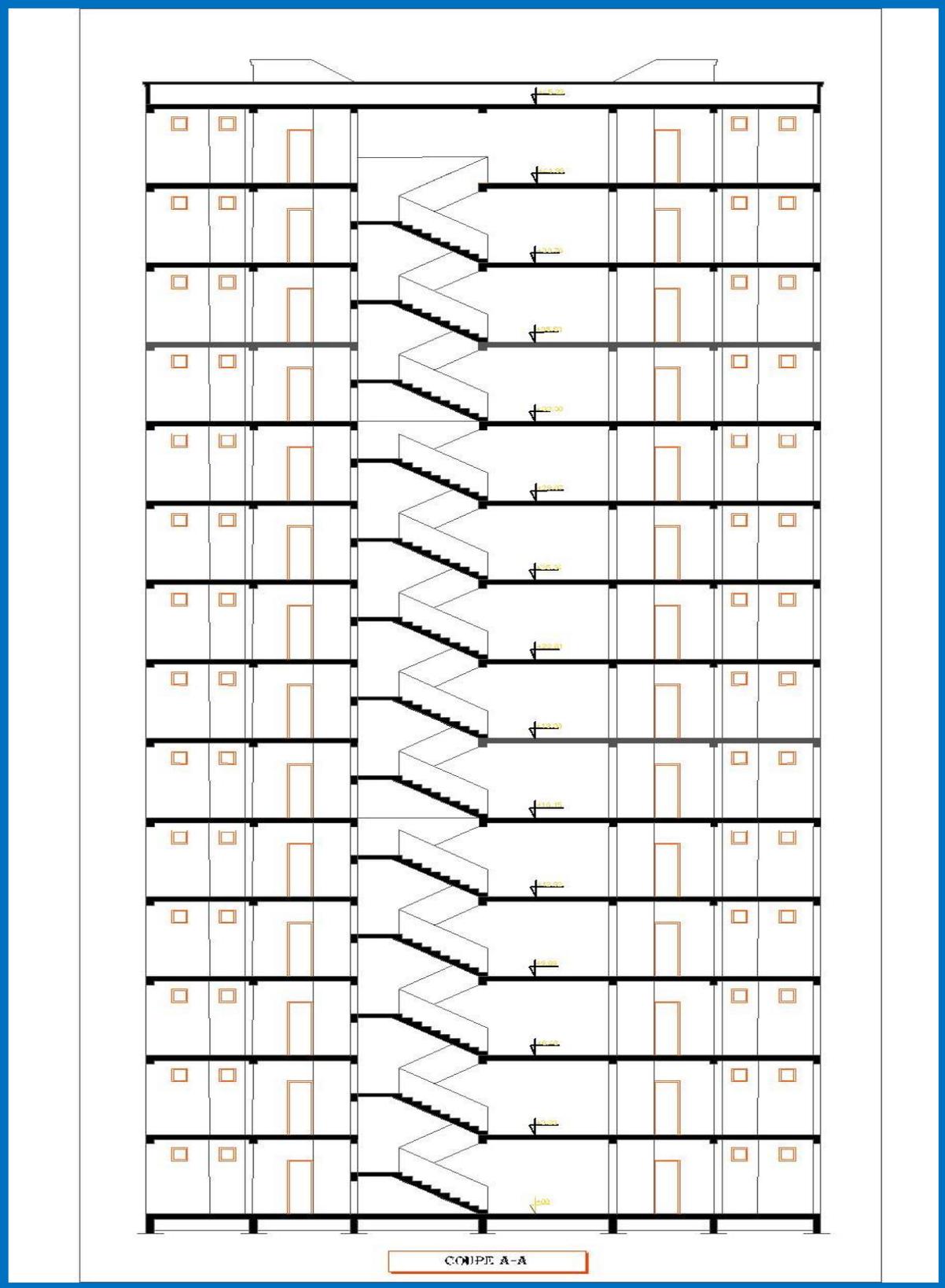


Figure I.6 : Coupe A-A



Figure I.7 : Vue en 3D

I.2.2. OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a) [1], tel que :

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 version 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « *groupe 2* », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4. PLANCHER

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.

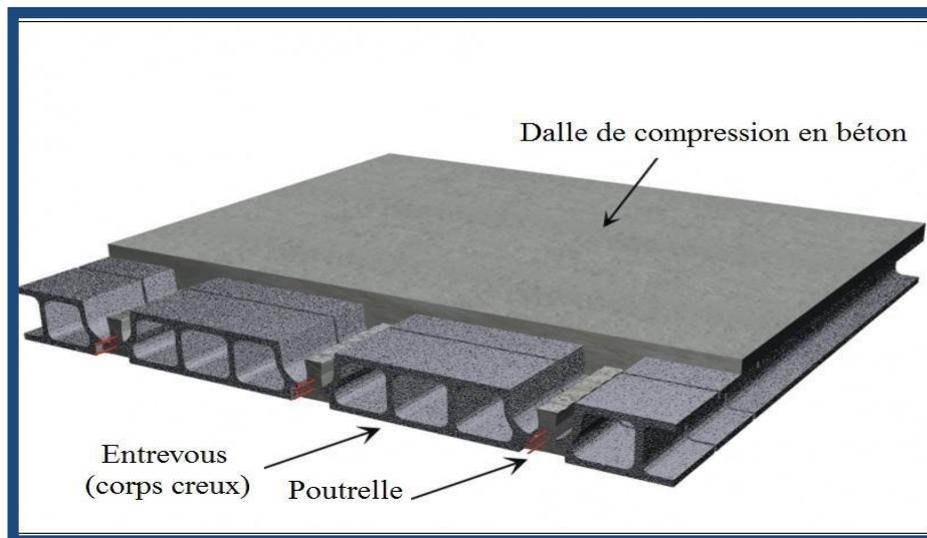


Figure I.9. Plancher corps creux

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 13^{ème} étage, l'escalier est composé de deux volées et un palier de repos.

I.2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur

I.2.7. REVETEMENT :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour tout l'étage et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.8. L'ACROTÈRE :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.9. L'INFRASTRUCTURE :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire.

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE ET MASSIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91 mod 99*)¹ et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*)

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et de l'eau.

b. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1. Propriétés mécaniques du béton

Résistance à la compression	Résistance à la traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	(MPa) $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$	différé $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 10721.40 \text{ MPa}$	$\nu = 0.2 \text{ (ELU)}$ $\nu = 0 \text{ (ELS)}$

c. Les contraintes limites de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

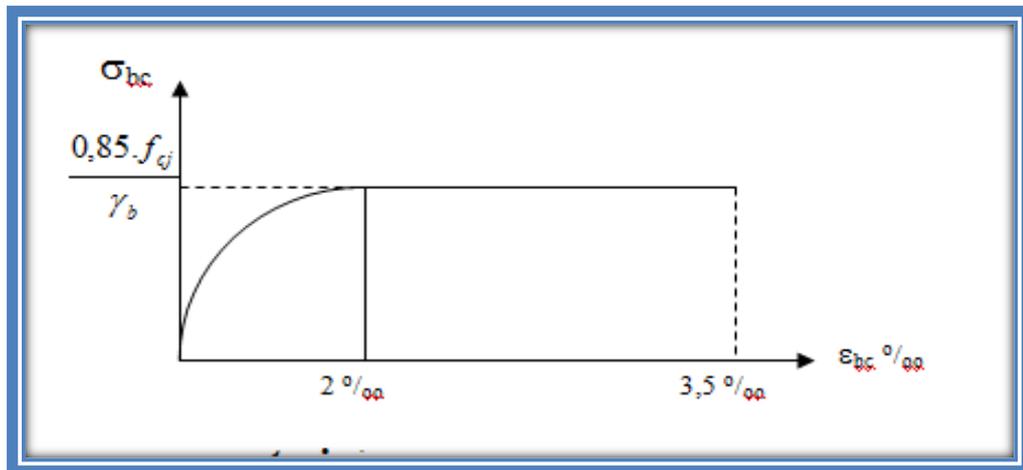


Figure. I.10. Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

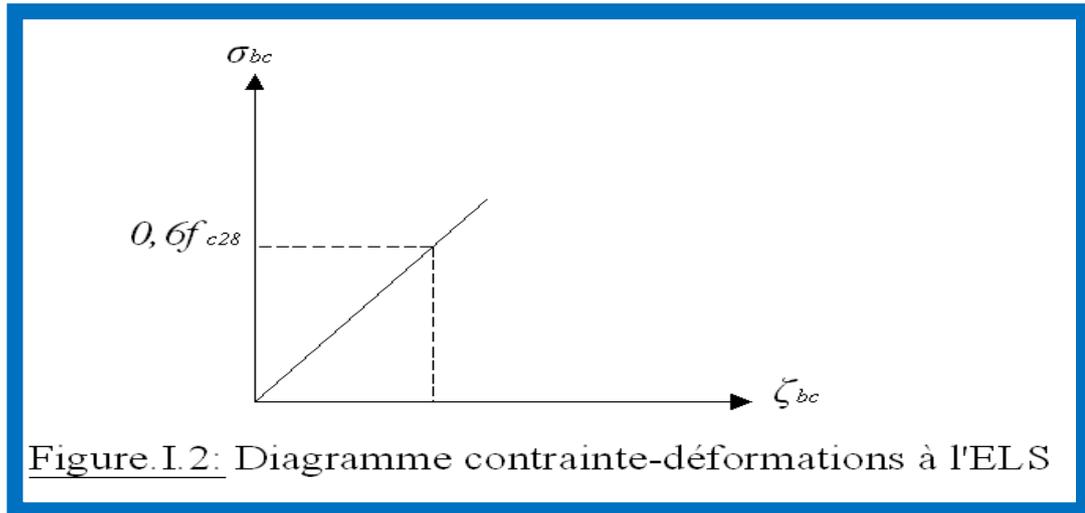


Figure. I.11. Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

I.3.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.2.

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
<i>Ronds lisses</i>	$f_{eE} = 22$ ($f_e = 215 \text{ MPa}$) $f_{eE} = 24$ ($f_e = 235 \text{ MPa}$)	$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
<i>Barres à hautes adhérences</i>	$f_e = 400 \text{ MPa}$	
<i>Treillis soudés (TS)</i>	$f_e = 520 \text{ MPa}$	

a. Les contraintes limite de calcul ^[2]

a.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

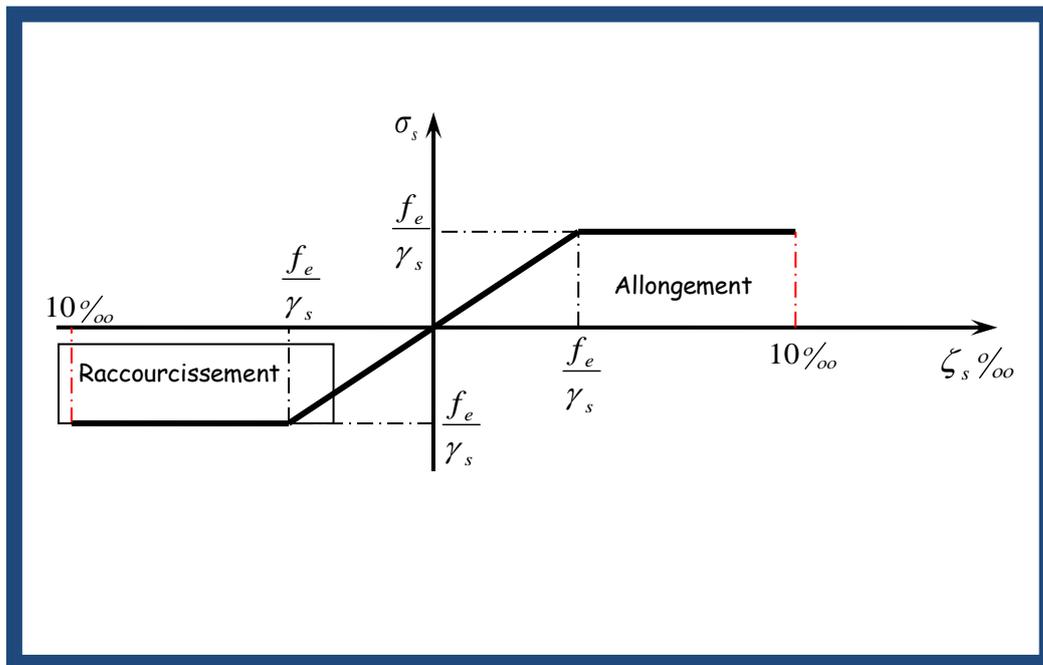


Fig I.12 : Diagramme contrainte déformation d'acier

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74\%$

a.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1.00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

b. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

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

- ◆ Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204.34MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$
- ◆ Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$

Chapitre II



II.1. INTRODUCTION :

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage selon les règlements *RPA99 version 2003* et le *CBA93* mettant au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique. Les éléments résistants de la structure du projet à savoir :

- ❖ Les planchers
- ❖ Les poutres
- ❖ Les poteaux
- ❖ Les voiles

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des ouvrages plans horizontaux constituant des séparations entre les niveaux d'une habitation et supportant des charges verticales. Les planchers ont des épaisseurs faibles par rapport à ses dimensions en plan. Dans notre projet, deux types de planchers ont utilisé

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

II.2.1 Plancher en corps creux :

L'utilisation de plancher à corps creux nous exigeons de crée des poutres intermédiaires suivant les deux directions afin de minimiser la longueur de travée. L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, revêtements et au plancher lui-même ; Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux

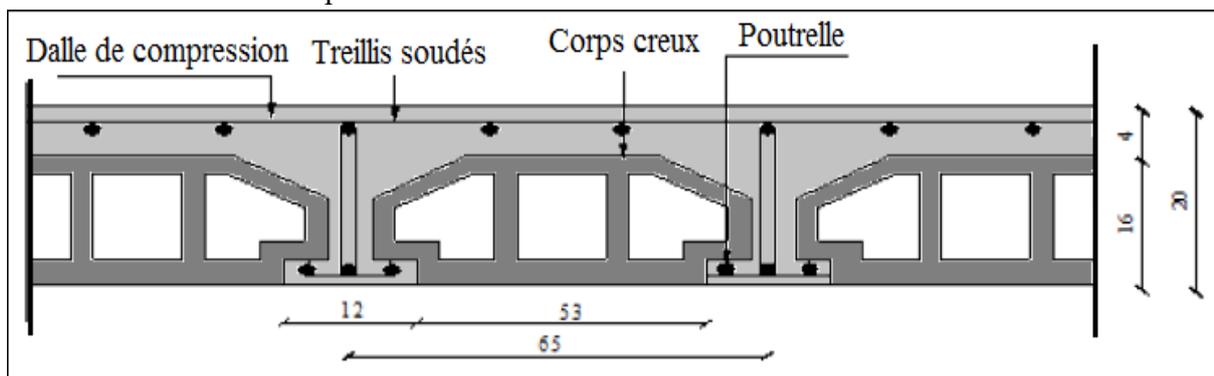


Tableau II.1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux

Plancher corps creux			
L_{max}	$L_{max}/25$ (cm) \leq	ep (cm)	$\leq L_{max}/20$ (cm)
410cm	16.4	20	20,5
	$h_t \geq L/22.5$	$h_t \geq \frac{410}{22.5}$	$\square_t \geq 18.22\text{cm}$

❖ **Critère d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16\text{cm}$, d'où on a : $20\text{cm} \geq 16\text{cm}$ (condition vérifiée).

Conclusion :

Selon le **CBA93 (ART.B7.2.2)**, On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

II.2.2. plancher Dalle pleine :

Pour notre projet, on n'a pas de dalles pleines, sauf dans les escaliers qu'ils sont calculés dans le 3^{ème} chapitre.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE**a. Charges permanentes****Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.40

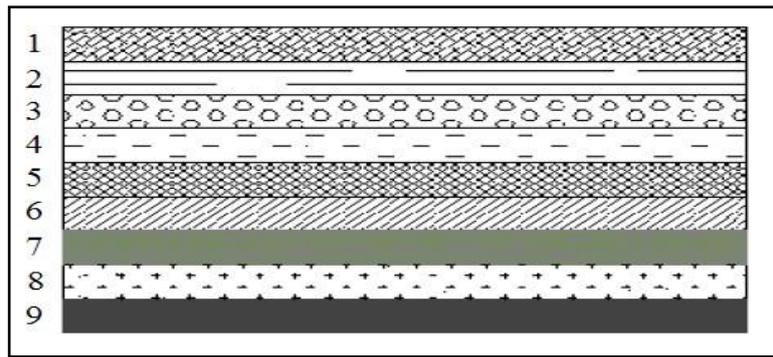


Figure II.3. Composants du plancher terrasse

II.3.2. Plancher courant (corps creux) :

II.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N ^o	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	6	0.12
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.30
Charge permanente G				5.86

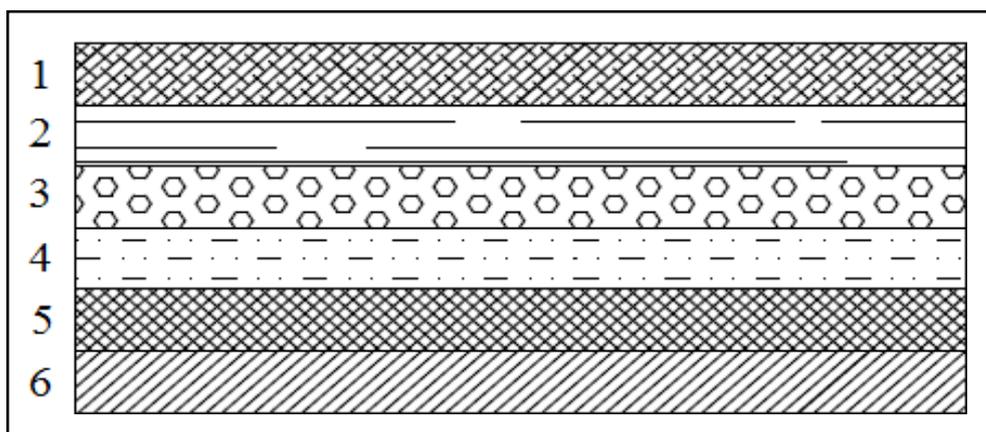


Figure II.4. Composants du plancher courant

II.3.3. Maçonnerie :**a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :****Tableau II.4.** Charges permanentes du mur double cloison.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				2.36

b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :**Tableau II.5.** Charges permanentes du mur simple cloison.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.20×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				1.30

II.3.2. Surcharges d'exploitations (Q) :**Tableau II.6.** Charges d'exploitations

Niveau	Usage	Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	-	1
Etages courant	Habitation	1.5
Escalier	-	2.5
Balcon	-	3.5

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Elles sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

II.4.1. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux)

A)-Les poutres :

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T »

- D'après le « BAEI 91 modifié 99 »

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

- Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

Tableau II.7. Prédimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de Résistance	$L=510\text{cm}$	$L=380\text{cm}$
	$\Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$	$\Rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$
	On adopte : $h=40\text{cm}$	On adopte : $h=35\text{cm}$
	$\Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$	$\Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$
	On adopte : $b=30\text{cm}$	On adopte : $b=30\text{cm}$
Vérification RPA	$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$	$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
	$h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $h/b=1.33 \leq 4.0$	$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $h/b=1.17 \leq 4.0$
	Conditions vérifiées	Conditions vérifiées

Conclusion:

- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4.3. LES POTEAUX

a. Principe

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

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

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

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

b.1. Loi de dégression

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

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" »}^{[1]}$$

Avec

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau. II.3 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge
Ter13	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$
P12	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
P11	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2)$
P10	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
P9	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
P8	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
P7	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
P6	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_7)$
P5	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_8)$
P4	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_9)$
P3	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_{10})$
P2	Q_{11}	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_{11})$
P1	Q_{12}	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_{12})$
RDC	Q_{13}	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0.5(Q_1 + \dots + Q_{13})$

b.2. Dimensionnement des poteaux

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

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

Avec

* N_u : effort normal ultime (compression) = $1.35G + 1.5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$) ;

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$;

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$;

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$;

* B : surface de la section du béton ($B = a \times b$) .

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.50$) situation durable.

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$) situation durable.

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) .

* A_s : section d'acier comprimée.

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$) [m^2].

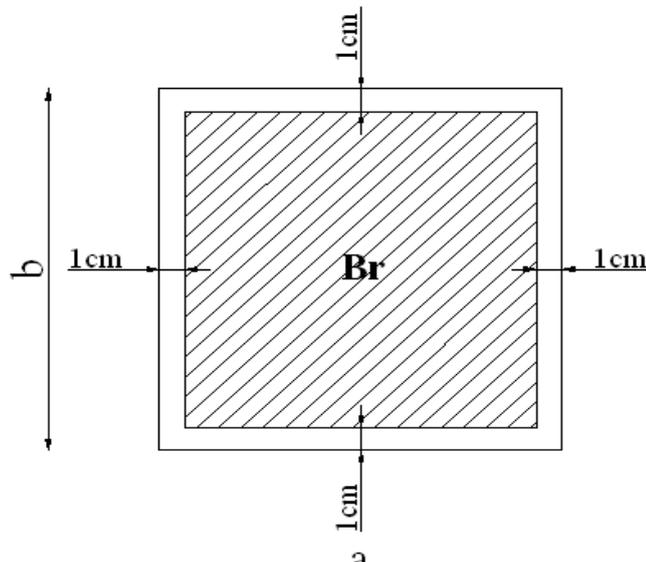


Figure II.5. Section réduite du poteau

* Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$
On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

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

b.3. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

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

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(a;b) &\geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec $(a;b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

b.4. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

B : section de béton du poteau.

A_s : section des armatures ($A_s = 1\%B$).

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

REMARQUE : pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant du plancher et poutre.

Exemple de calcul :
Poteaux centrale

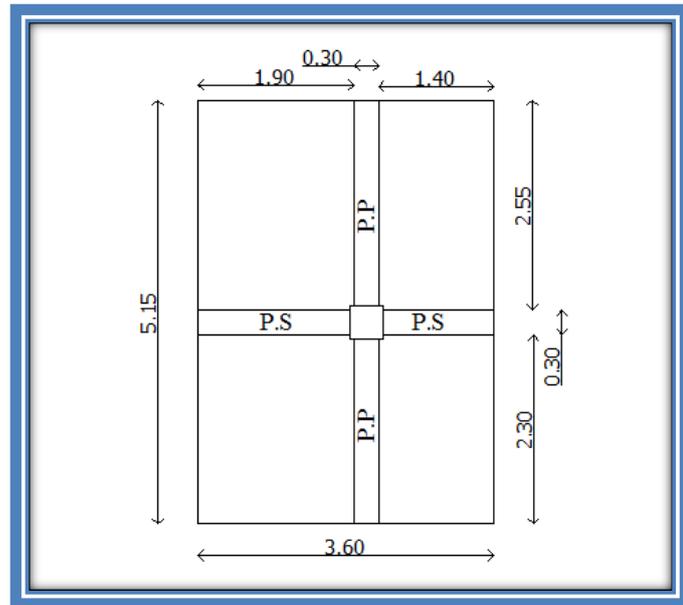


Figure II.6. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité (1/2-B)

La surface revenante a ce poteau est :

$$S = (1.90 + 1.40) \times (2.30 + 2.55) = 16.01 \text{ m}^2$$

- niveau terrasse :

Plancher terrasse : $6.40 \times 16.01 = 102.46 \text{ kN}$

Poutre porteuse : $4.85 \times 25 \times 0.3 \times 0.4 = 14.55 \text{ kN}$

Poutre non porteuse : $3.30 \times 25 \times 0.3 \times 0.35 = 8.66 \text{ kN}$

$$G = 125.67 \times 1.1 = 138.23 \text{ kN}$$

- niveau étage courant :

Plancher courant : $5.36 \times 16.01 = 85.81 \text{ kN}$

Poutre porteuse : $4.85 \times 25 \times 0.3 \times 0.4 = 14.55 \text{ kN}$

Poutre non porteuse $3.30 \times 25 \times 0.3 \times 0.35 = 8.66 \text{ kN}$

$$G = 109.02 \times 1.1 = 119.92 \text{ kN}$$

- niveau RDC :

Plancher RDC : $5.36 \times 16.01 = 85.81 \text{ kN}$

Poutre porteuse : $4.85 \times 25 \times 0.3 \times 0.4 = 14.55 \text{ kN}$

Poutre non porteuse : $3.30 \times 25 \times 0.3 \times 0.35 = 8.66 \text{ kN}$

$$G = 109.02 \times 1.1 = 119.92 \text{ kN}$$

13^{eme} étage:

Le choix: $a \times b = (30 \times 30) \text{ cm}$ le minimum exiger par le RPA

• Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser13} = N_{Gterr} + N_{Qterr} = 154.24 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Le poteau central le plus sollicité $S=16.01m^2$

Tableau. II.4. Choix des sections des poteaux centraux carrés

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
NIV 13	138,23	16,01	210,625	148,28	14,18	30×30	35×35	154,24	0,90	OK
NIV 12	258,15	40,025	408,54	287,61	18,96	30×30	35×35	298,175	0,90	OK
NIV 11	378,07	64,04	606,454	426,94	22,66	30×30	35×35	442,11	0,90	OK
NIV 10	497,99	88,055	804,369	566,28	25,80	30×30	40×40	586,045	0,90	OK
NIV 9	617,91	112,07	1002,283	705,61	28,56	30×30	40×40	729,98	0,90	OK
NIV 8	737,83	136,085	1200,198	844,94	31,07	30×30	40×40	873,915	0,90	OK
NIV 7	857,75	160,1	1398,112	984,27	33,37	30×30	45×45	1017,85	0,90	OK
NIV 6	977,67	184,115	1596,027	1 123,60	35,52	30×30	45×45	1161,785	0,90	OK
NIV 5	1097,59	208,13	1793,941	1 262,93	37,54	30×30	45×45	1305,72	0,90	OK
NIV 4	1217,51	232,145	1991,856	1 402,27	39,45	30×30	45×45	1449,655	0,90	OK
NIV 3	1337,43	256,16	2189,775	1 541,60	41,26	30×30	50×50	1593,59	0,90	OK
NIV 2	1457,35	280,175	2387,68	1 680,93	43,00	30×30	50×50	1737,525	0,90	OK
NIV 1	1577,27	304,19	2585,599	1 820,26	44,66	30×30	50×50	1881,46	0,90	OK
RDC	1697,19	328,205	2783,514	1 959,59	46,27	30×30	50×50	2025,395	0,90	OK

CONCLUSION

Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tableau II.7: Choix final des sections des poteaux

Niveaux	POTEAU $S(cm^2)$
NIV 13	35×35
NIV 12	35×35
NIV 11	35×35
NIV 10	40×40
NIV 9	40×40
NIV 8	40×40
NIV 7	45×45
NIV 6	45×45
NIV 5	45×45
NIV 4	45×45
NIV 3	50×50
NIV 2	50×50
NIV 1	50×50
RDC	50×50

II.5. PRÉDIMENSIONNEMENT LES VOILES

II.5.1.INTRODUCTION

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 [1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

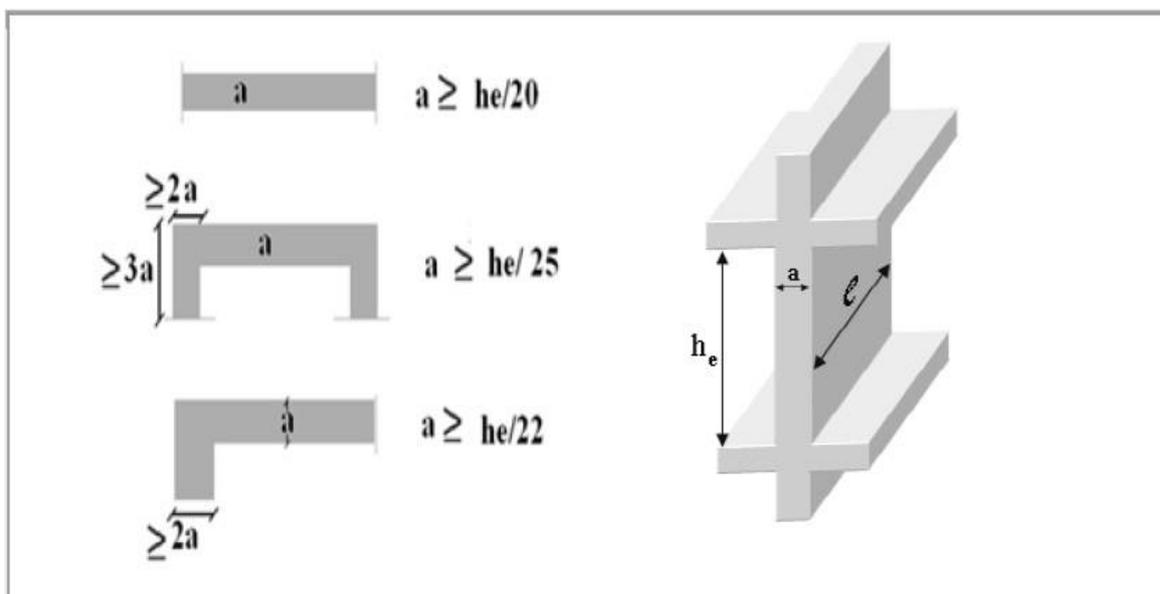


Figure.II.6.Schéma du voile

D'après le « *RPA 99 version 2003* »^[2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités

On a

$$e \geq (h_e/25, h_e/22)$$

$$h_e = 3.23$$

$$h_e/25 = 323/25 = 12.92 \text{ cm}$$

$$h_e/22 = 323/22 = 14.68 \text{ cm}$$

$$e \geq (12.92, 14.68, 15) \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur des voiles : **$e = 20 \text{ cm}$**

D'après le « *RPA 99* » version 2003(2) : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$a = 20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm}$ vérifier.

II-6 Acrotère :

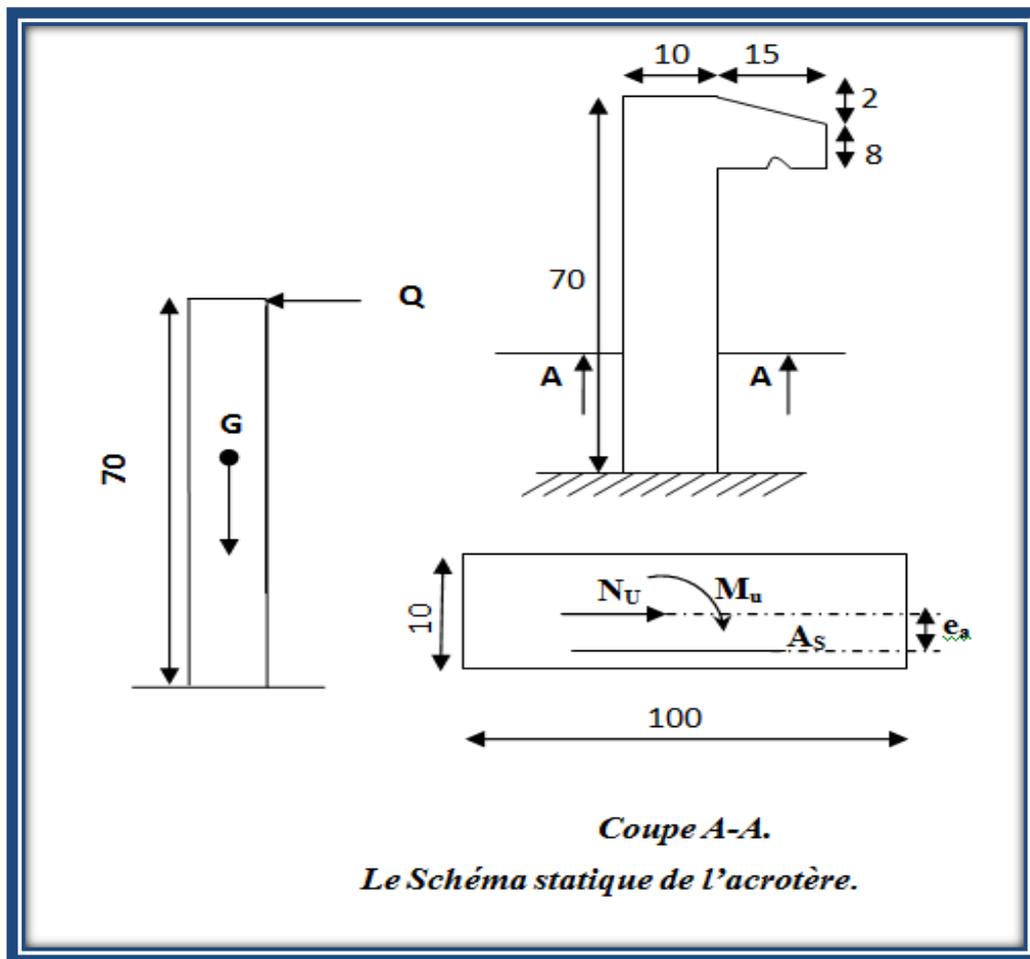
II-6-1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1kN/ml provoquant un moment de flexion.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.



Chapitre III



III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" [2].

III.2. ACROTÈRE

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'effort normal.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1kN/ml due à la main courante.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'il est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable.

Dans notre structure l'acrotère est représenté dans le schéma ci-dessous :

III.2.1. Evaluation des charges :

$$G = \left(0,10 \times 0,70 + 0,08 \times 0,15 + \frac{0,02}{2} \times 0,15 \right) \times 25$$

$$G = 2,08 \text{ Kn/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ Kn/ml}$$

III.2.2. Combinaison des charges :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,08 = 2,80 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1,0 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

On considère que la fissuration est préjudiciable.

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > e_1 = \frac{h}{6}$$

$$\Rightarrow e_0 = \frac{1,05}{2,80} \cdot 10^2 = 37,50 \text{ cm} > e_1 = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm.}$$

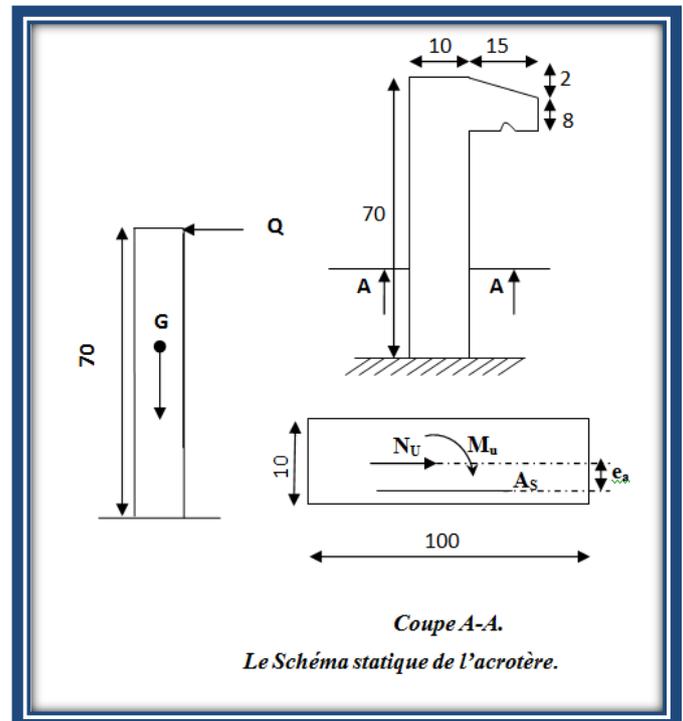


Figure.III.1 :L'acrotère.

Donc le centre de pression se situe à l'intérieur de la section qui sera partiellement comprimée. Alors le calcul se fait à la flexion simple :

Le moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues est :

$$M_{as} = M_u + N_u \cdot e_a \dots \dots \dots \text{ Avec : } e_a = d - \frac{h}{2}$$

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 10 - 2 - \frac{0,8}{2} = 7,6 \text{ cm.}$$

$$e_a = 7,6 - \frac{10}{2} = 2,6 \text{ cm.}$$

$$M_{as} = 1,05 + 2,80 \times 0,026 = 1,12 \text{ KN.m.}$$

III.2.3. Section fictive d'acier :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}}. \text{ Avec : } \sigma_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,12 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 7,6^2 \cdot 14,2} = 0,01.$$

$$\gamma_s = \frac{M_u}{M_{ser}} / M_{ser} = Q_{ser} \cdot h = 1,0,70 = 0,70 \text{ KN.m.}$$

$$\gamma_s = \frac{1,05}{0,70} = 1,5.$$

$$10^4 \cdot \mu_{lu}(\theta=1) = 3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050.$$

$$\mu_{bu} = \frac{3440 \cdot 1,5 + 49 \cdot 25 - 3050}{10^4} = 0,33.$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,33 \Rightarrow A' = 0 \dots (\text{Pas d'armature de compression}).$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \cdot \frac{h}{d}\right) = 0,8 \cdot \frac{10}{7,6} \left(1 - 0,4 \cdot \frac{10}{7,6}\right) = 0,49.$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{bc} = 0,49 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$z_b = d \cdot (1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 7,6 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,01) = 7,55 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M_{as}}{z \cdot \sigma_s} / \sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{1,12 \cdot 10^6}{75,5 \cdot 201,63} = 0,73 \text{ cm}^2.$$

III.2.4. Sections réelles d'acier :

En flexion composée les armateurs de la section étudiée sont :

$$A_{réelle} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,73 - \frac{2,80 \cdot 10^3}{201,63 \cdot 10^2} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

III.2.5. La section minimale d'armatures :

On doit vérifier que : $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \dots$ car : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 100 \cdot 7,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,92 \text{ cm}^2. / A < A_{min} \dots \text{donc on prend : } A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2.$$

Alors on adoptera : $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2. / S_t \leq \min\{3 \cdot h; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm.}$

III.2.6. Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_2}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,37 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{On adoptera : } 2\phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2.$$

III.2.7. Les espacements entre les armatures :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.2.8. La vérification des contraintes à (L'ELS) :

a) Pour le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa.}$$

D'après le BAEL91 on doit résoudre l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A'_s (y - d) - n \cdot A_s (d - y) = 0 / A'_s = 0; M_{ser} = 0,7 \text{ KN.m; } n = 15.$$

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2.$$

Donc l'équation devient comme suit : $\frac{b \cdot y^2}{2} - n \cdot A_s (d - y) = 0$

$$50y^2 + 22,65y - 172,14 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 186,92 \Rightarrow y = 1,64 \text{ cm.}$$

$$* I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n [A_s (d - y)^2] \Rightarrow I = 951,59 \text{ cm}^4.$$

$$* k = \frac{M_{ser}}{I} = 0,073 \text{ N/mm}^2.$$

$$* \sigma_{bc} = k \cdot y = 0,073 \cdot 1,64 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,119 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} = 0,119 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v.}$

b) Pour les aciers tendus :

$$* \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28}) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$* \sigma_s = n \cdot k (d - y) = 15 \cdot 0,073 \cdot (76 - 1,64) = 65,26 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_s = 65,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v.}$

b) Vérification au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p < 1,5Q.$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale ; pour l'acrotère : $C_p = 0,8$.

W_p : poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,20 \times 0,81 \times 58 = 1,01 \text{ KN/m} / 1,5Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN/m.}$

$F_p = 1,01 \text{ KN/m} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{c.v.}$

Alors l'acrotère résiste au séisme.

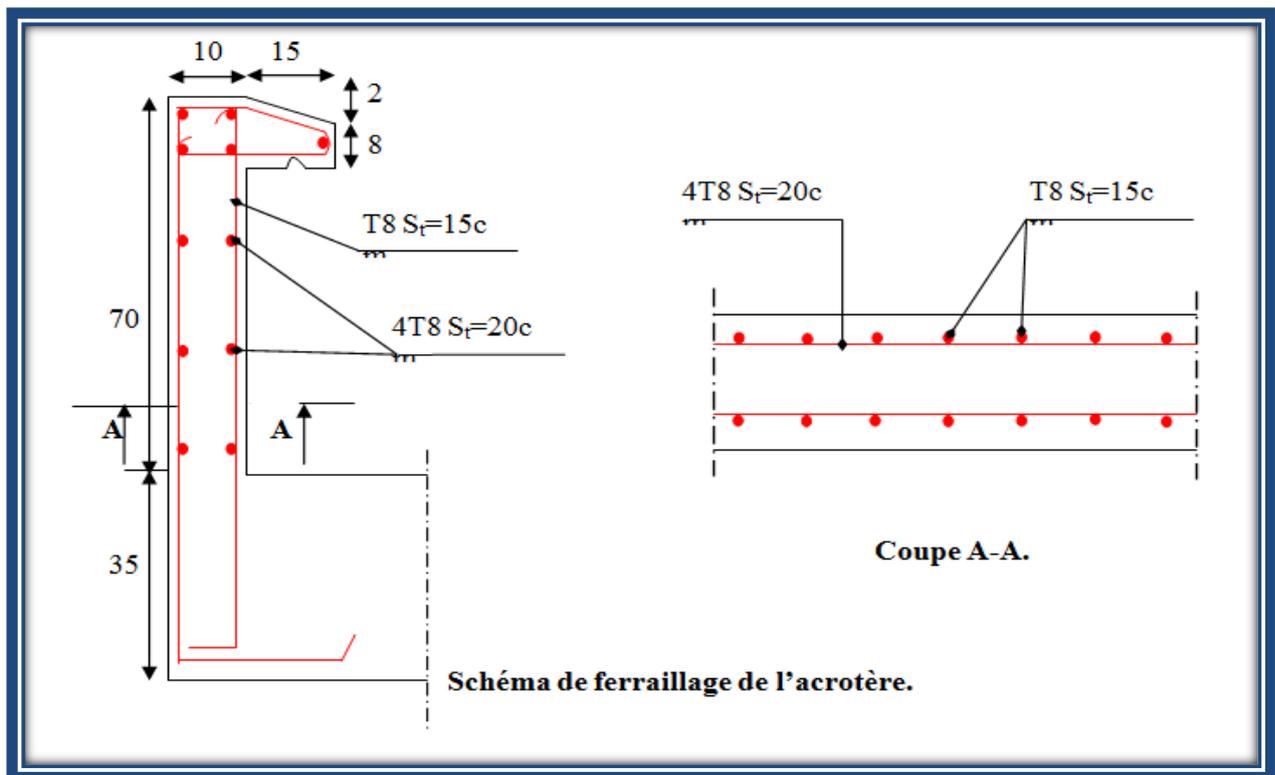


Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude des escaliers :

Les escaliers sont une suite régulière de plans horizontaux permettant de relier les différents niveaux d'une construction par déplacement à pied d'un niveau à un autre.

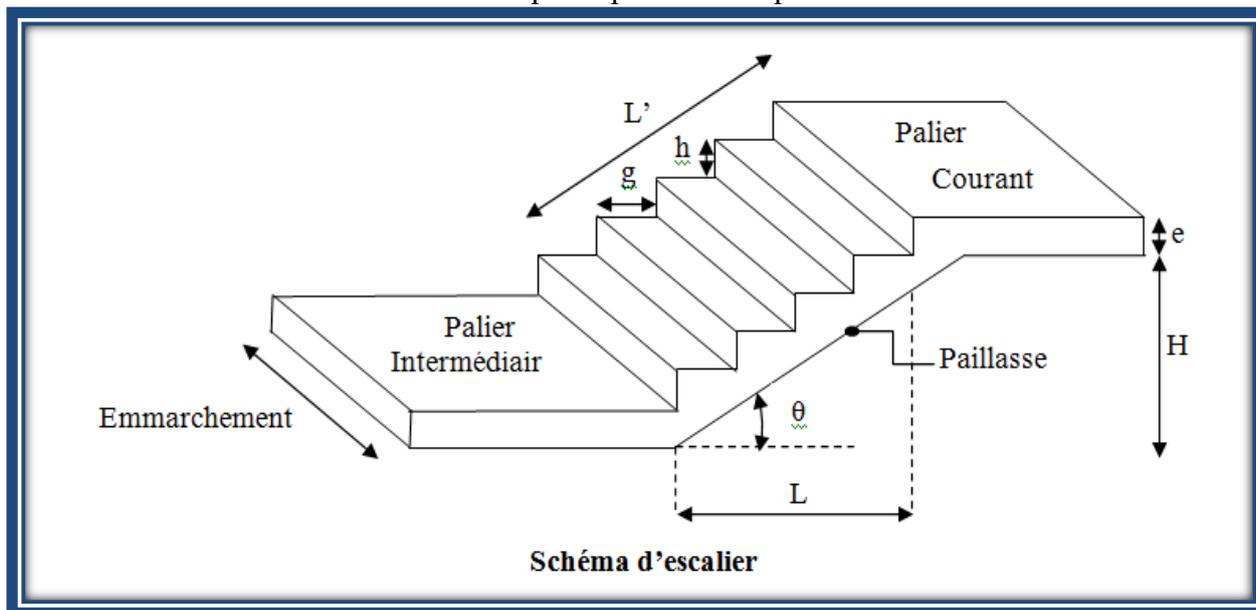


Figure III.3. Schéma d'escalier

III.3.1. Terminologie:

La montée: est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche: est le plan horizontal sur lequel se pose le pied

La hauteur de marche: est la différence de niveau entre deux marches successives.

La contremarche: est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche: est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Legion: est la distance horizontale entre deux nez de marches successifs ou entre deux contremarches successives (g).

Une volée: est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.

L'embranchement: est la longueur d'une marche.

La ligne de jour: est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

La ligne de foulée: est une ligne conventionnelle qui passe par les nez de marches.

L'échappée: est la distance verticale entre les nez de marches.

La paillasse: est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

a) Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement des escaliers, on utilise la formule de « **BLONDEL** » ayant pour expression :

$$\checkmark \quad 59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm.}$$

Tel que : g : giron (largeur de la marche).

h : hauteur de la contre marche.

Pour le bâtiment à usage d'habitation on a:

$$\checkmark \quad 14,5 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h=17 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm.} \quad \text{On prend: } g=30 \text{ cm.}$$

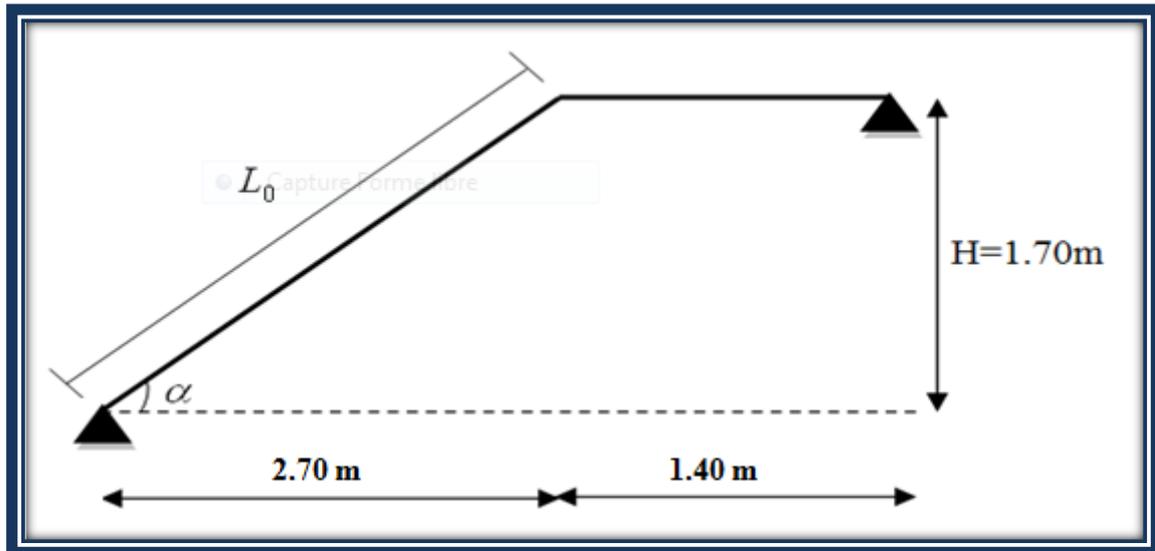


Figure III.4. Schémastatique d'une volée d'escalier

- * Nombre de marches et de contre marches :

-

Contre-marche = $H/h = 170/17 = 10$. $n=9$... Avec (**n** : nombre de marches)

- **Hauteur de la marche : 17cm**
- Largeur de la marche : $g=30\text{cm}$
- Nombre de contremarche : 10
- Nombre de marche : 09

- **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.70}{2.70} = 0.629 \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée par la formule suivante : $L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20$.

$$\text{Tel que : } L = \sqrt{H^2 + L^2} + 1.40 = \sqrt{(170)^2 + (270)^2} + 1.40$$

$$L = 460 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow 13.14\text{cm} \leq e \leq 15.33\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur **e=15 cm**

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

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

III.3.2.1. EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :

a.1. Charges permanentes :

Tableau III.1. : Charges permanentes du palier de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique(kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortierde pose	0.02	20	0.40
3	Litdesable	0.03	18	0.54
4	Poidspropre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit enciment	0.02	18	0.36
TOTAL				5.49

a.2. Charge d'exploitation

2.50kN/m²

b. Paillasse :

b. 1. Charges permanentes:

Tableau III.2. : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique(kN/m ³)	Poids surfacique(kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortierde pose	0.02	20	0.40
3	Litdesable	0.03	18	0.54
4	Poidspropre delamarche	0.17/2	25	2.13
5	Poidspropre delapaillasse	0.15/cosα	25	4.60
6	Enduit enciment	0.02	18	0.36
TOTAL				8.47

b.2. Charge d'exploitation

: Q₂=2.50kN/m²

III.3.2.2. COMBINAISON DES CHARGES

E.L.U :

$$q_{u1}=1.35G_1+1.5Q_1$$

$$q_{u2}=1.35G_2+1.5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

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

Tableau III.4. : Charge à l'ELU et l'ELS

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.47	2.5	15.18	10.97
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

III.3.2.3. SCHÉMA STATIQUE

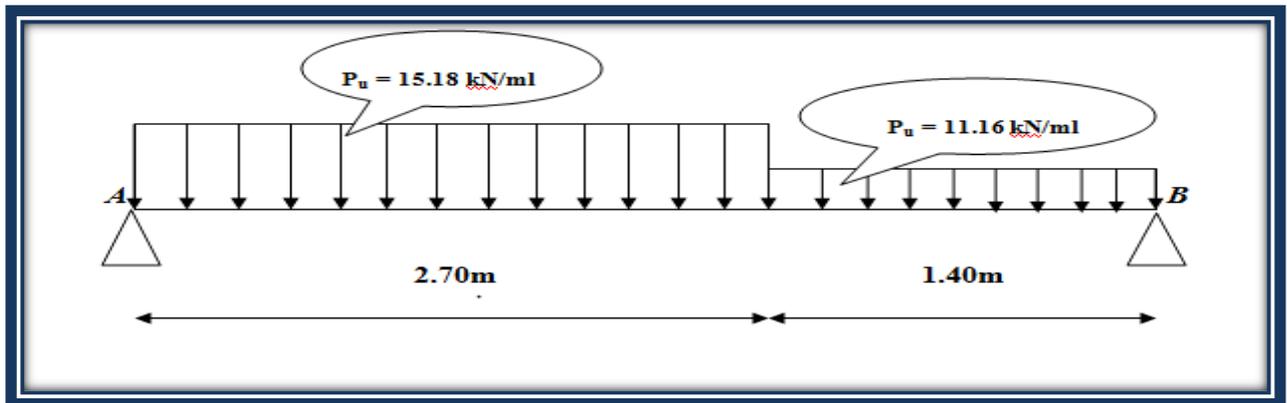


Figure III.5. Le Schéma statique de l'escalier à l'ELU

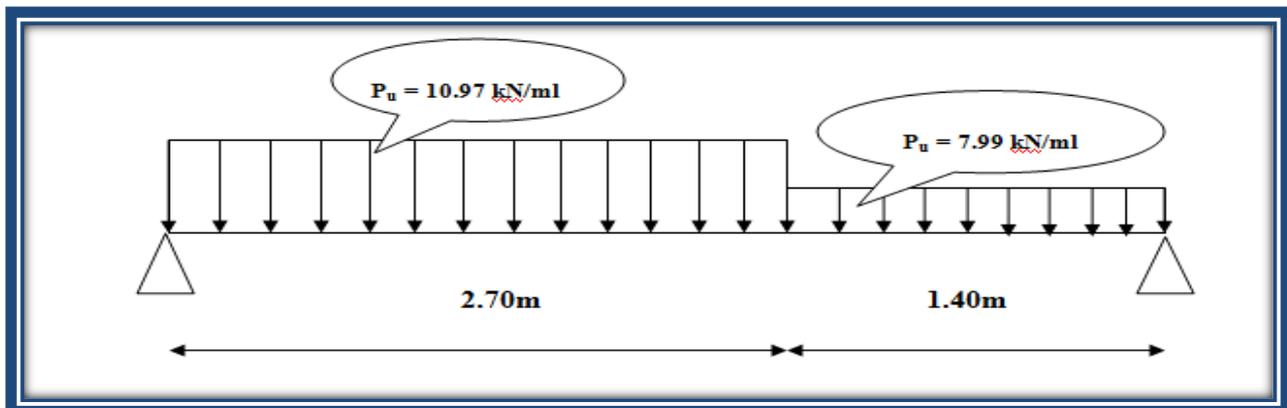


Figure III.6. Le Schéma statique de l'escalier à l'ELS

Tableau III.5. Détermination des efforts

	ELU	ELS
Les réactions d'appuis	$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 56.61KN$ $R_A = 30.16KN$ $R_B = 26.45KN$	$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 40.73KN$ $R_A = 21.70KN$ $R_B = 19.03KN$
M_{max} (KN.m)	29.96KN.m	21.55KN.m
$M_{travée}$ (KN.m)	$= 0.85 M_{max} = 25.46 KN.m$	$= 0.85 M_{max} = 18.31KN.m$
M_{appui} (KN.m)	$= 0.5 M_{max} = 14.98KN.m$	$= 0.5 M_{max} = 10.77KN.m$
Tmax	=31.16KN.m	/

➤ B DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES A L'ELU

- Moment fléchissant et effort tranchant

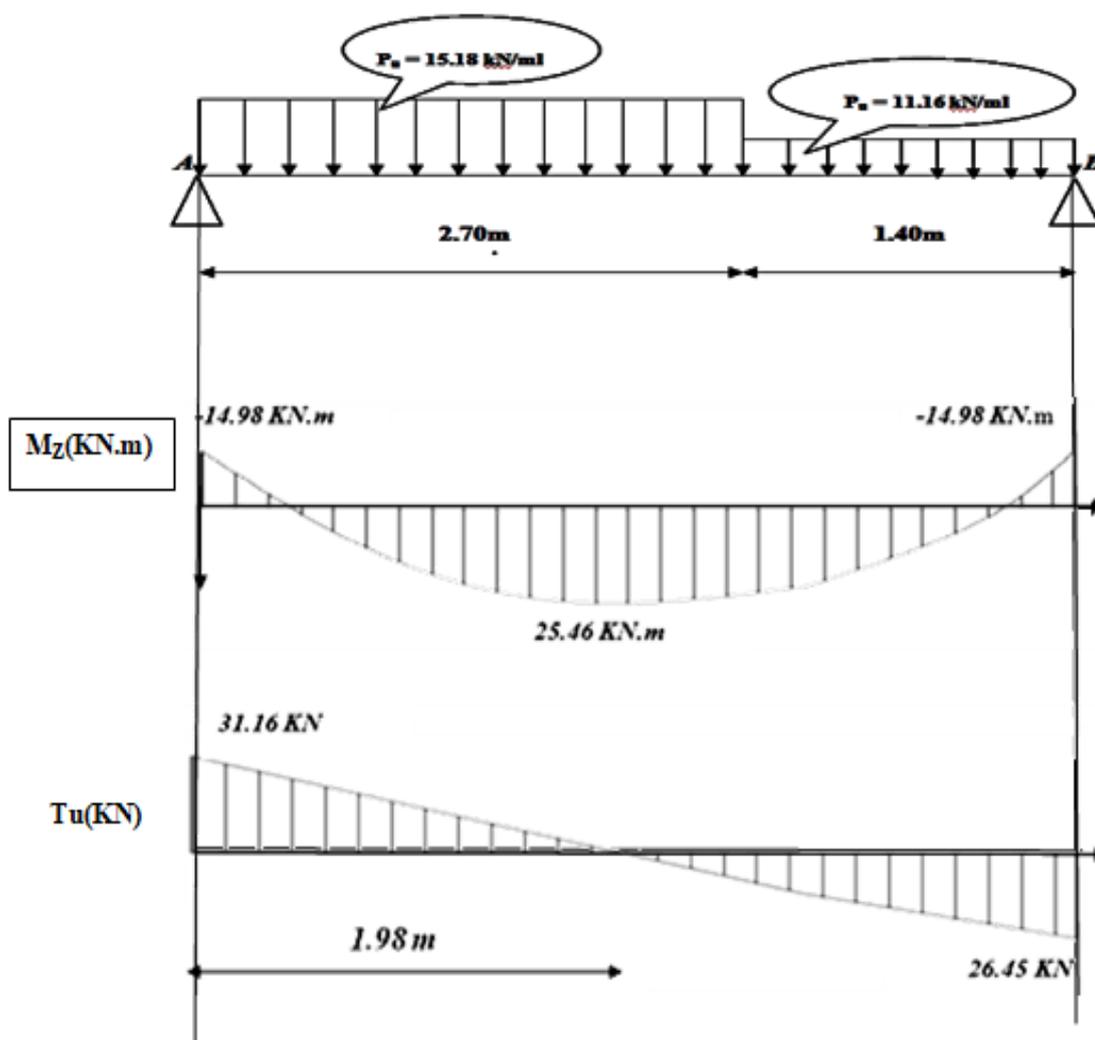


Figure III.7. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES A L'ELU

➤ **DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES A L'ELS**

- **Moment fléchissant et effort tranchant**

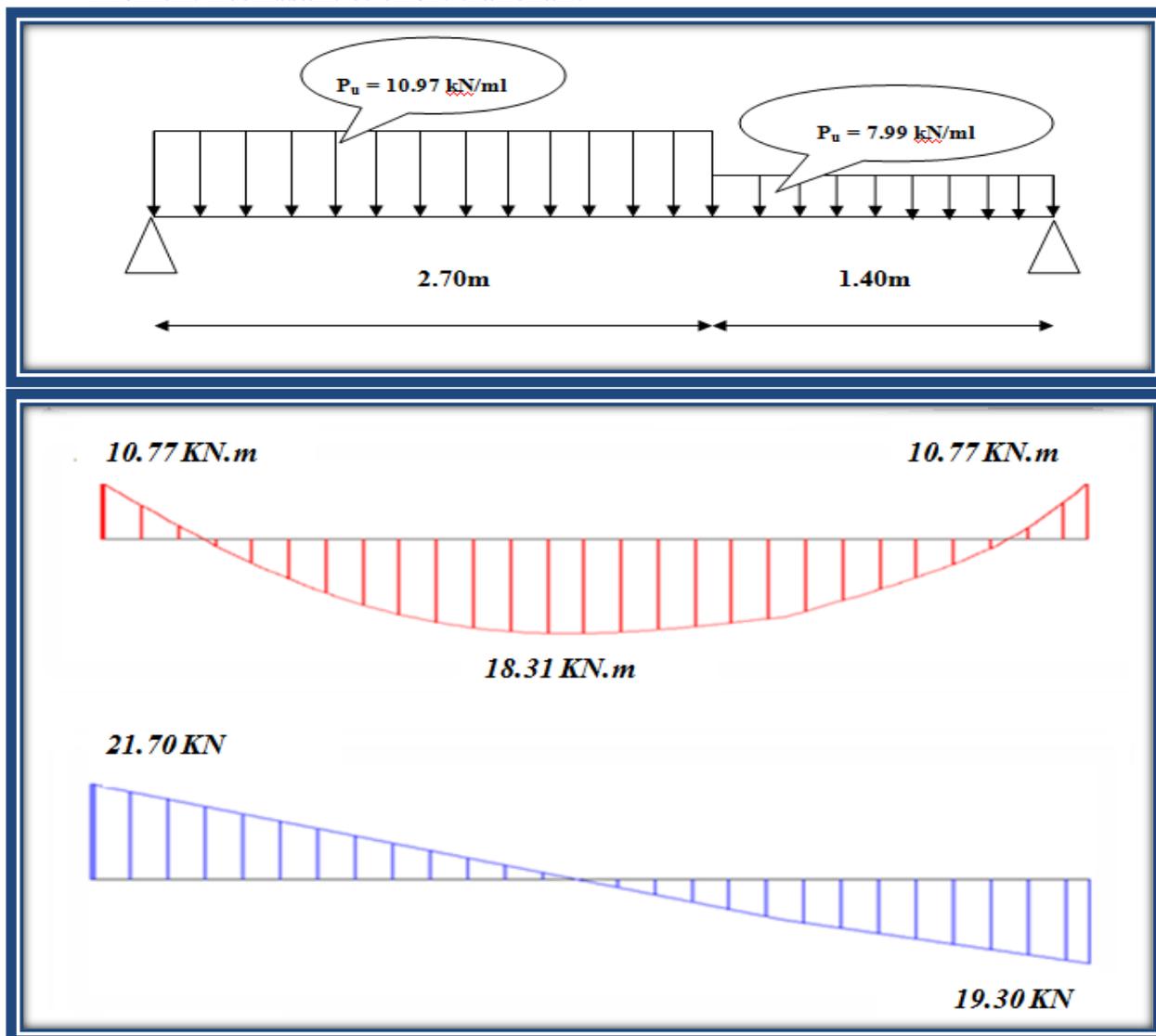


Figure III.8. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES A L'ELS

III.3.2.4. CALCUL DES ARMATURES

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

Tel que : b=100cm ; h=15cm

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

- **Caractéristiques de l'escalier et du matériau**

Tableau III.6. : Caractéristiques de l'escalier et du matériau

Béton	$f_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bu} = 14.17MPa$	c=c'=2cm
	$f_{t28} = 2.10MPa$	b=100cm	h=15cm	d=13cm
Acier	$f_e = 400Mpa$	$\sigma_s = 348MPa$	$\gamma_s = 1.15$	

Tableau III.7. : Ferrillage d'escalier

	Mu (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
En Travée	25,46	0.106	OUI	0	0.140	12,27	5,96	6T12	6,78
En appuis	14.18	0.059	OUI	0	0.076	12.60	3.23	6T12	6,78

Armaturesderépartition :

TableauIII.8. Section d'armaturesderépartition dans l'escalier

	A rep=A/4 (cm ²)	Aadopt (cm ²)
Entravée	1.70	3HA10=2.35
En appuis	1.70	3HA10=2.35

Vérificationdel'espacement:

a) Armatureslongitudinales:

$$esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm \approx 16cm$$

$$S_i \leq \min[3h=45cm; 33cm]=33cm$$

En travée: $S_i=16.67cm \leq \min[3h=45cm; 33cm]=33cm$ (C.V)

En appuis: $S_i=16.67cm \leq \min[3h=45cm; 33cm]=33cm$ (C.V)

On prend : esp=16 cm

a) Armaturesderépartition:

$$S_i \leq \min[4h=60cm; 45cm]=45cm$$

Entravée: $S_i=33.33cm \leq \min[4h=60cm; 45cm]=45cm$ (C.V)

En appuis: $S_i=33.33cm \leq \min[4h=60cm; 45cm]=45cm$ (C.V)

On prend : esp=25 cm

III.3.2.5. VÉRIFICATIONS NÉCESSAIRES

a. Condition de non fragilité : On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30cm^2$$

$$A_s = 6,78cm^2 > A_s^{min} = 1.30cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée pour les armatures longitudinales

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{31,16 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.234 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0.234 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification à l'E.L.S :

la vérification se fait d'après le "BAEL91 modifié 99 "

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

- **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n=15 ; c= c'=2\text{cm} ; d=13\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.9. : Vérification à l'E.L.S de d'escalier

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Entravée	18,31	6,78	4,23	33051.03	2,34	Vérifiée
Enappuis	10,77	6,78	4,23	33051.03	1,37	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

D'après l'article (II.11.3.1) du **FORMULAIRE DU BETON ARME** ^[11], Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{410} = 0.0365 < 0.0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,78}{100 \times 13} = 0.0052 < 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0365 < \frac{1}{10} = 0.1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.10. Vérification de la flèche de l'escalier

A_s (cm ²)	M_{ser} (KNm)	ρ (%)	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm ⁴)
6.78	18.72	0.54	248.19	0.509	8.26	30826.64
I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
11414.73	18962.13	9.17	16.55	7.38	8.48	Oui

III.3.1. Etude de la poutre palière :

C'est une poutre uniformément chargée et supposée encadrée à ses deux extrémités. Le calcul de la poutre palière se fait à la flexion simple,

a. Dimensionnement de la poutre palière :

Tableau III.11. Dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Dimensionnement	$L=300\text{cm}$ $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$ $\Rightarrow 20\text{ cm} \leq h \leq 30\text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte: } h=30\text{ cm}$ $\Rightarrow 9\text{ cm} \leq b \leq 21\text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte: } b=30\text{ cm}$
Vérifications selon le RPA	$b=30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ $h=30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ $h/b=1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion:

- Pour la poutre palière, on adopte la section: $(b \times h) = (30 \times 30)\text{ cm}^2$

b. Evaluation des charges : cas de flexion simple :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière) :

$$R_{Bu} = 26.45\text{ KN} \quad R_{Bser} = 19.03\text{ KN}$$

- Poids propre de la poutre palière: $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{ kN/ml}$
- Poids du mur double cloison: $2.36 \times 1.08 = 2.55\text{ kN/ml}$

$$P_u = 1.35(2.25 + 2.55) + R_{Bu} = 32.93\text{ (kN/ml)}$$

$$P_{ser} = (2.25 + 2.67) + R_{ser} = 23.83\text{ (kN/ml)}$$

$$P_u = 32.93\text{ (kN/ml)}$$

$$P_{ser} = 23.83\text{ (kN/ml)}$$

III.3.2. Calcul des efforts :

➤ A l'ELU :

- Moment isostatique

$$M_0 = P_u * \frac{l^2}{8} = 32.93 * \frac{3^2}{8} = 37.05 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant:

$$T_u = P_u * \frac{l}{2} = 32.93 * \frac{3}{2} = 49.40 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semiencastrement:

- Sur appuis: $M_a = -0.3M_0 = -11,11 \text{ KN.m}$
- En travée: $M_t = 0.85M_0 = 31,50 \text{ KN.m}$

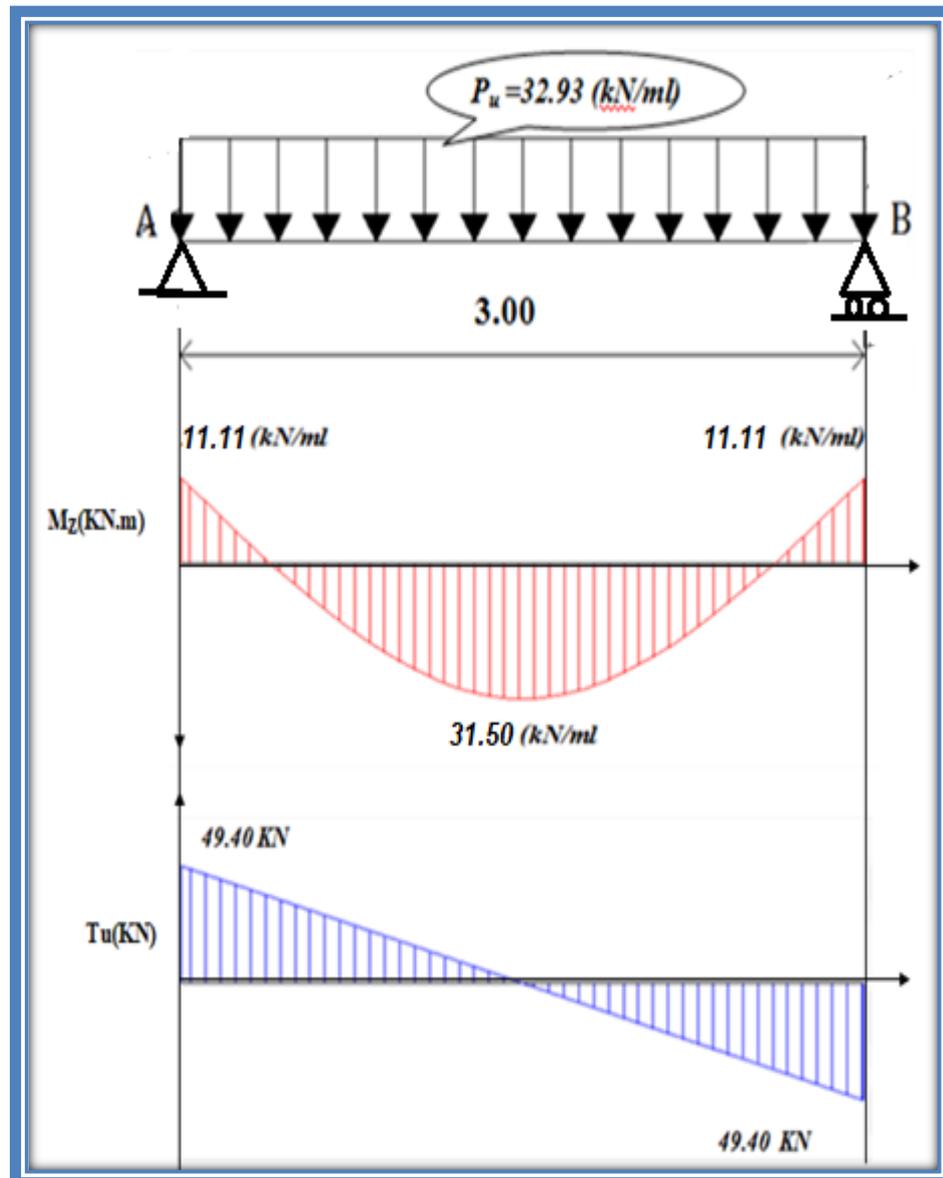


Figure III.14. Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU

➤ A PELS :

• Momentisostatique

$$M_0 = P_u * \frac{l^2}{8} = 23.83 * \frac{3^2}{8} = 26.80 \text{ KN.m}$$

• Efforttranchant:

$$T_u = P_u * \frac{l}{2} = 23.83 * \frac{3}{2} = 35.74 \text{ KN.m}$$

Pourtenir comptedesemiencastrament:

- Surappuis: $M_a = -0.3M_0 = -8.04 \text{ KN.m}$
- Entravée: $M_t = 0.85M_0 = 22.78 \text{ KN.m}$

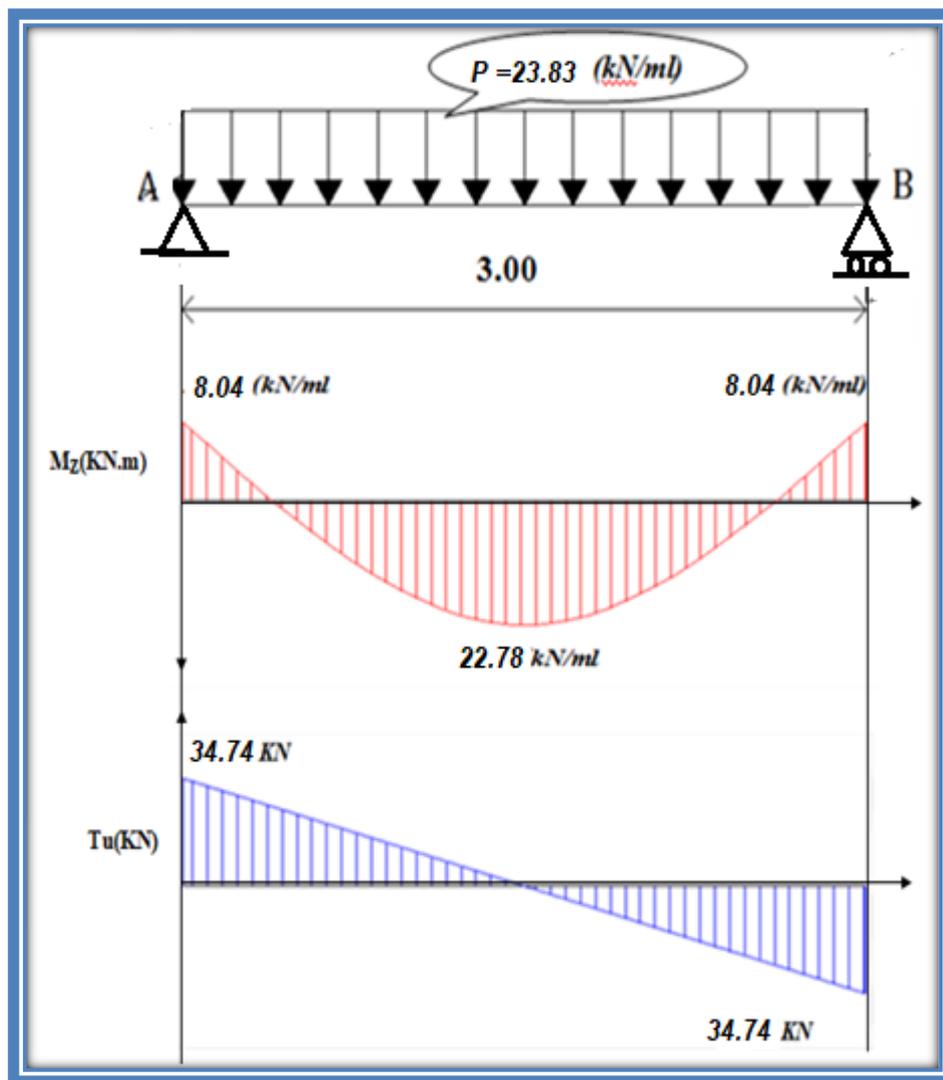


Figure III.14. Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'E.L.S

Tableau III.12. Caractéristiques de la poutre palière et des matériaux

h (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	F _e (MPa)
30	30	3	27	25	400

	Mu (KNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
En Travée	31,50	0.101	OUI	0	0.133	25.56	3,58	3T14	4.62
En appuis	11,11	0.035	OUI	0	0.044	26.52	1.20	3T12	3,39

Tableau III.13. Calculs des armatures à l'ELU

III.3.3.1. Les Vérification :

a) Conditions de non fragilité :

-En travée : A_t = 4,62 cm² > A_{min} = 0,85 cm²c.v.

-En appuis : A_a = 3,39 cm² > A_{min} = 0,85 cm²c.v.

b) Vérification de l'effort tranchant :

T_{max} = 49,40 KN.

$$\tau_{uMax} = \frac{T_{uMax}}{b_0 \cdot d} = 0,06 \text{ MPa.}$$

Pour une fissuration peu nuisible : $\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$

$\tau_{uMax} = 0,10 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v.}$

c) Vérification de la compression du béton :

On doit vérifier que : T_{max} ≤ $\frac{0,4 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$ avec : a = 0,9d.

$$0,4 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 270 \cdot 300 = 48,6 \cdot 10^3 = 486 \text{ Kn.}$$

T_{max} = 49,40 Kn < 486 Knc.v.

III.3.3.2. Calculs des armatures transversales :

$$\phi_t > \frac{1}{3} \cdot \phi_1 \text{ Avec : } \phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \phi_{lmin} \right) = 8,57 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

$\phi_t = 8 \text{ mm} > 4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{c.v.}$

Donc on adoptera des étriers de **Ø8**

***Ecartement des armatures transversales :**

D'après les règles du BAEL 91 :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_{lmin}).$$

S_t ≤ Min (24,3 cm ; 40 cm ; 18 cm) = 18 cm. → On prend : S_t = 15 cm.

***Spécification de l'RPA 99 :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_l \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min (7,5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm} \quad S_t = 7 \text{ cm.} \rightarrow$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

***Vérification de l'ancrage :** $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,84} = 42,25 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Ancrage courbe.

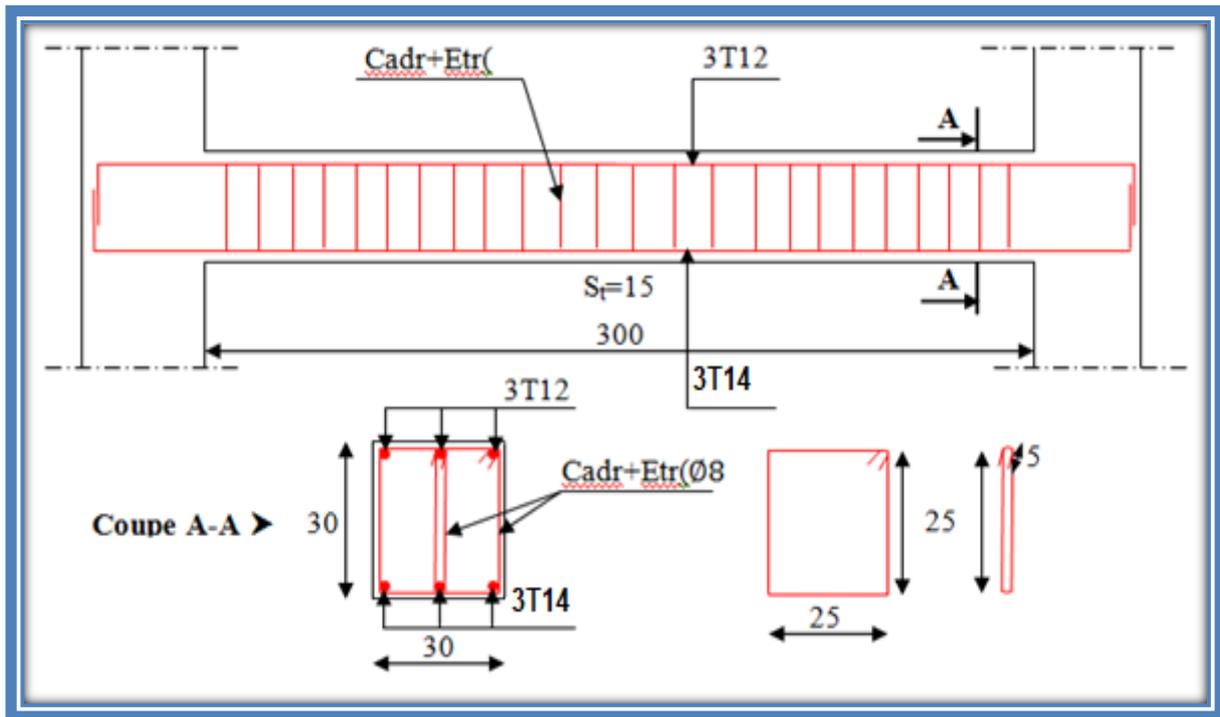


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière

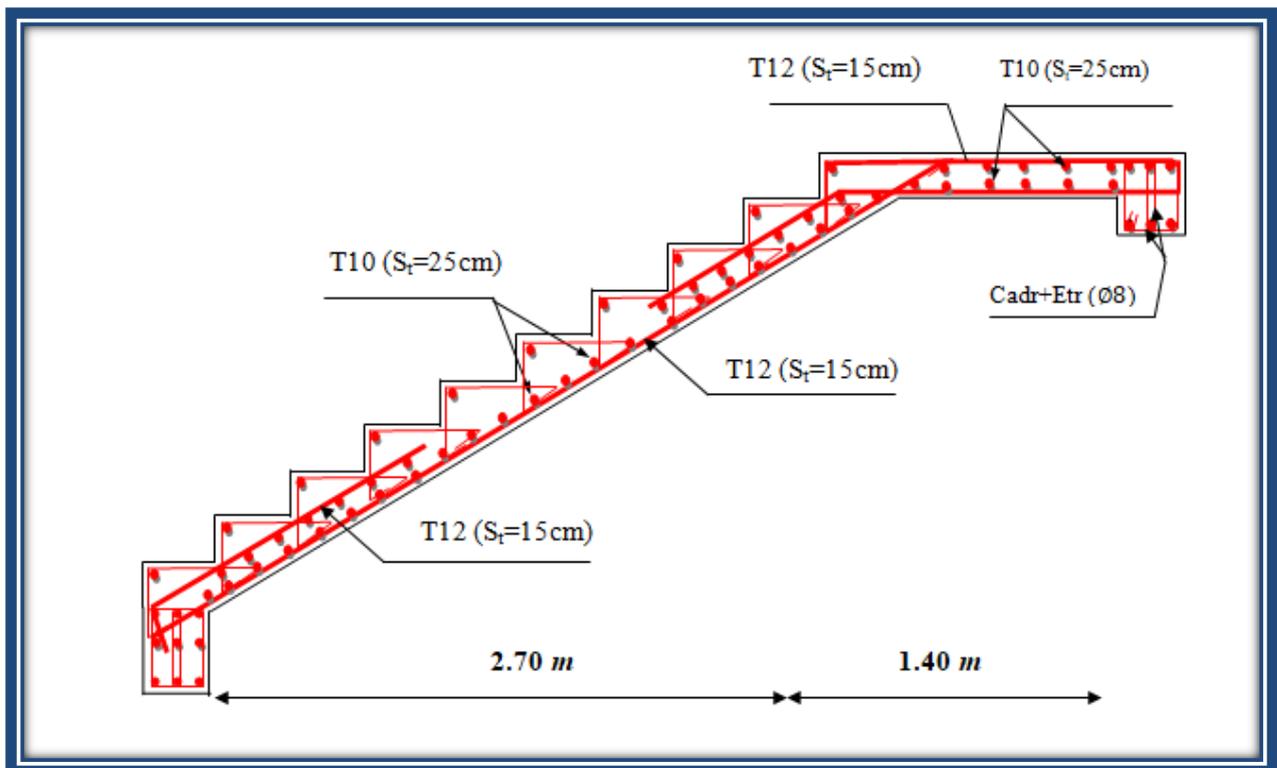


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4. PLANCHERS

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

Dans notre cas, on a deux types de planchers :

- ✓ Planchers à corps creux
- ✓ Planchers à dalle pleine

III.4.1. PLANCHER A CORPS CREUX

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des Éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

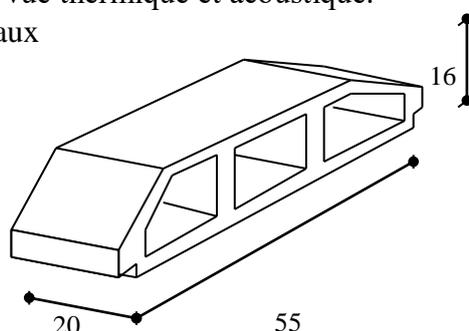


Figure III.15. : Corps Creux

La dalle de compression : Art [B 6.8.4.2.3]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65cm entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$A_t \geq 0.02 * L * \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. Donc on choisit un treillis soudé : des armatures de Ø5 et un espacement 20cm x 20cm.

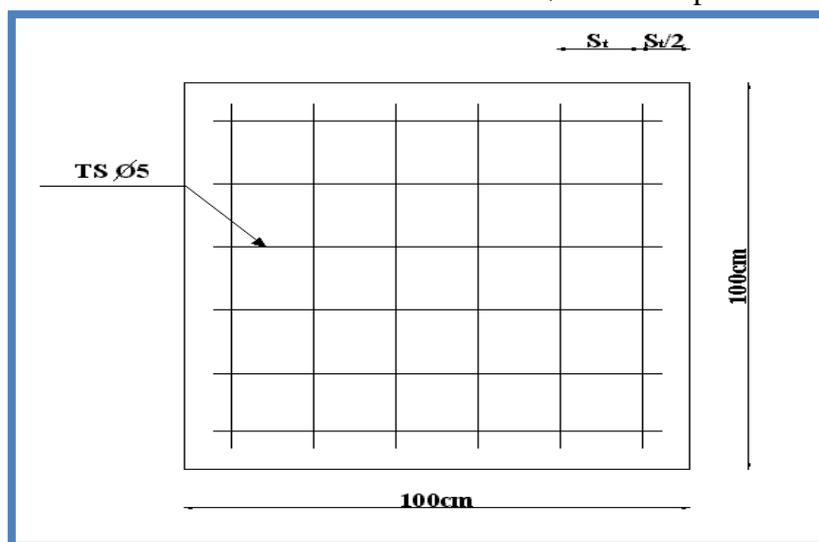


Figure III.16. Disposition des armatures de la dalle de compression

4.1.1. ETUDE DES POUTRELLES :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives, Dans notre cas nous avons plusieurs types des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- **1^{ère} PHASE DE CALCUL (AVANT LE COULAGE)**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm²

Tableau III.14. : Charges permanentes et d'exploitations de la poutrelle avant coulage

Charges permanentes G	
Poids de poutrelle : $0.12*0.04*25 = 0.12\text{KN/ml}$	0.77 KN/ml
Poids du corps creux : $0.65*1 = 0.65\text{KN/ml}$	
Surcharges d'exploitation Q	
Poids de l'ouvrier et les matériaux $Q = \text{Max} \{1\text{KN} ; 0.5*1 \text{ KN.m de portée}\} = 2.05\text{KN}$	2.05KN/ml

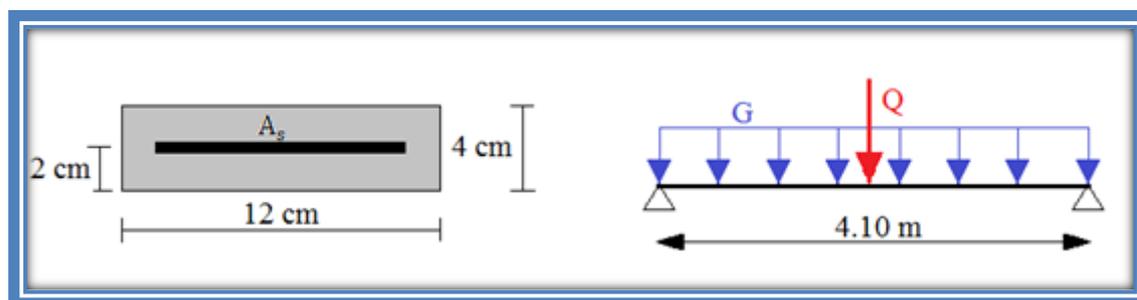


Figure III.17. Schéma de la poutrelle avant coulage

c. Vérification de la flèche:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L < 5\text{m})$$

$$\text{On a : } L = 4.10 \Rightarrow f = \frac{410}{500} = 0.82\text{cm}, f_{\max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{8EI}$$

$$f_{\max} = 85.09\text{cm}$$

$$f_{\max} = 85.09\text{cm} \leq \bar{f} = 0.82\text{cm} \quad (\text{C.N.V})$$

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage.

Calcul du nombre d'étaie :

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaie c'est à dire, on suppose qu'on dispose d'un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu'à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

✓ **Pour un seul étaie au milieu:**

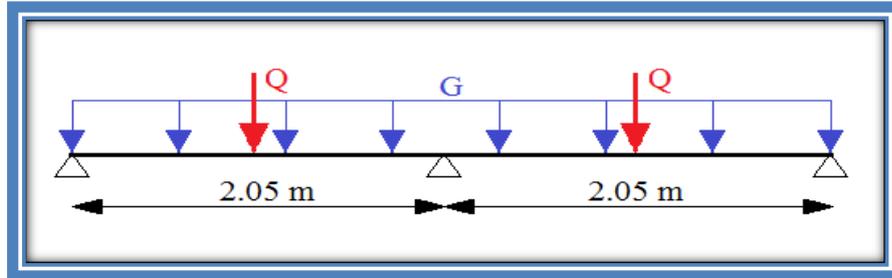


Figure III.18. Poutrelle avec un seul étaie au milieu

$G=0.77 \text{ KN/ml}$

$Q=\max [1\text{kN};0.5L=1.025]=1.025\text{kN}$

$L = 2.05 \Rightarrow f_{\max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{8EI}$

$f_{\max}=5.26\text{cm}$

$f_{\max}=5.26\text{cm} \geq f=0.82 \text{ cm} \quad (\text{C.N.V})$

Un étaie n'est pas suffisant, on ajoute un autre étaie et on vérifie.

✓ **Pour deux étais:**

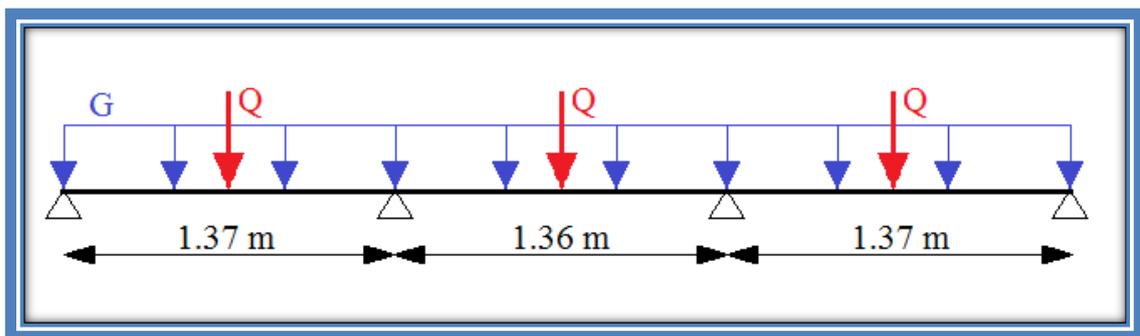


Figure III.19. Poutrelle avec deux étais

$G=0.77 \text{ KN/ml}$

$Q=\max [1\text{kN};0.5L=0.69]=1.00\text{kN}$

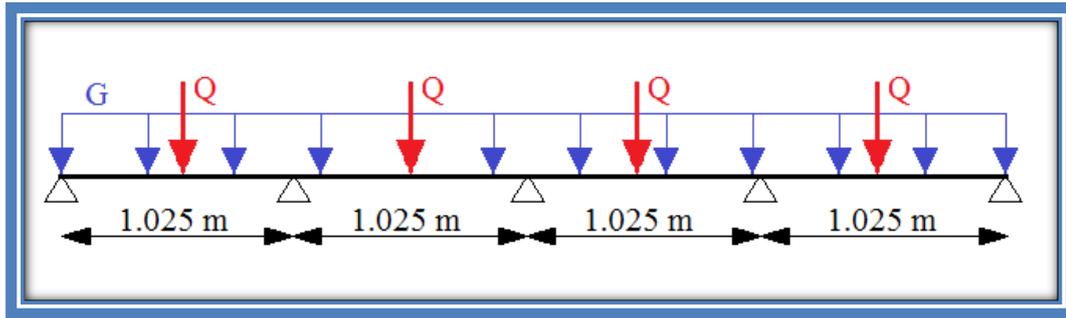
$L = 1.37 \Rightarrow f_{\max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{8EI}$

$f_{\max}=1.30\text{cm}$

$f_{\max}=1.30\text{cm} \geq f=0.82 \text{ cm} \quad (\text{C.N.V})$

Un étaie n'est pas suffisant, on ajoute un autre étaie et on vérifie

✓ **Poutroisétails:**



FigureIII.20. Poutrelle avec troisétails

$$G=0.77 \text{ KN/ml}$$

$$Q=\max [1\text{kN}; 0.5L=0.51]=1.00\text{kN}$$

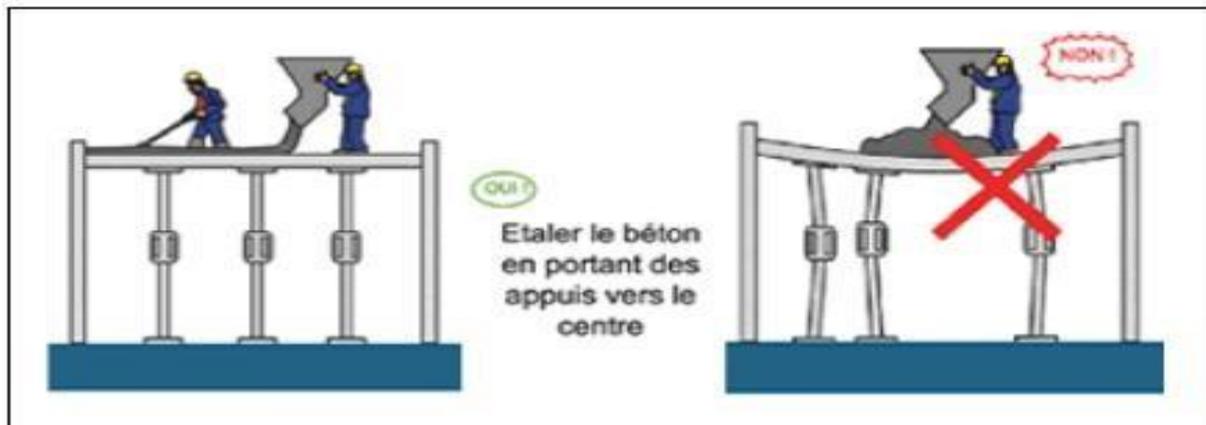
$$L = 1.025 \Rightarrow f_{\max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{8EI}$$

$$f_{\max}=0.49\text{cm}$$

$$f_{\max}=0.49\text{cm} \leq f=0.82 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Conclusion:

Il faut prévoir trois étais le long de la travée espacés de 1.025 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.



FigureIII.21. Choix de disposition des étalements

• 2^{ème} PHASE DE CALCUL (APRES LE COULAGE)

Dans cette phase, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

On a quatre types de poutres continues à envisager:

Le calcul se fait pour le type le plus défavorable, et on adopte le même ferrailage pour toutes les poutrelles. Donc on obtient deux types :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées

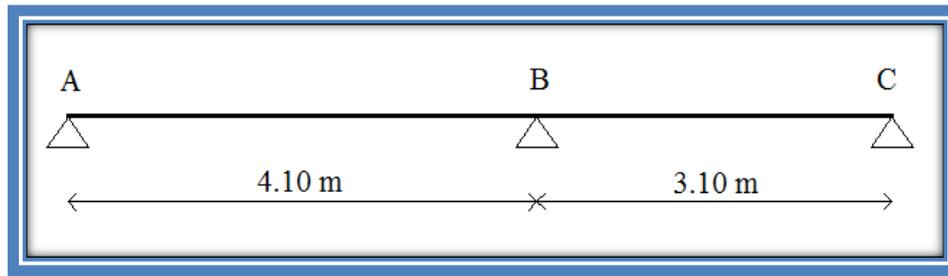


Figure III.22. Poutrelle à deux travées

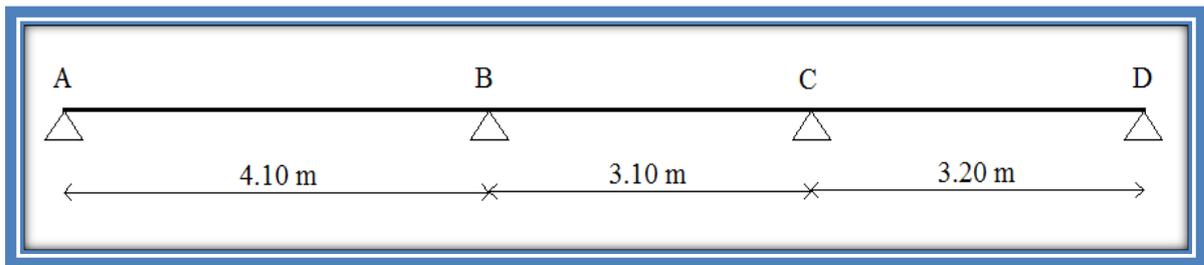


Figure III.23. Poutrelle à trois travées

METHODE DE CALCUL :

A. Méthode forfaitaire :

A.1. Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- Fissuration non préjudiciable.

A.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1.02+0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

A.3. Moment sur appuis :

- $M=0.2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M=0.6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées

- $M=0.5M_0$...pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0.4M_0$...pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

B. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

B.1. Exposé de la méthode :

a. Moment sur appuis :

* $M_a = 0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots$ Appuis intermédiaires

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

b. Moment en travée : $M_i(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :

$l'=1$ pour une travée de rive

$l'=0.81$...pour une travée intermédiaire

Où "1" représente la portée de la travée libre.

a. Effort tranchant : $\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

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

Tableau III.15. : Evaluation des charges

	G kN/m ²	Q kN/m ²	P _u kN/m	P _{ser} kN/m
Plancher terrasse	6.40*0,65 = 4.16	1*0,65 = 0,65	6.59	4.81
Plancher courant	5.86*0,65 = 3.81	1.5*0,65=0.98	6.61	4.79

On utilise la **méthode de Caquot** (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Remarque:

Les charges sont presque égales pour les deux types de plancher. Donc, on fait le calcul des poutrelles du plancher courant, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

a) Type1(poutrelle à deux travées):

À l'E.L.U:

Tableau III.16. Moments et effort tranchants de poutrelle (type 1) à l'E.L.U

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	13.89	2.78	10.66	7.17	11.63	-15.47
B-C	7.94	10.66	1.59	1.82	13.18	-7.32

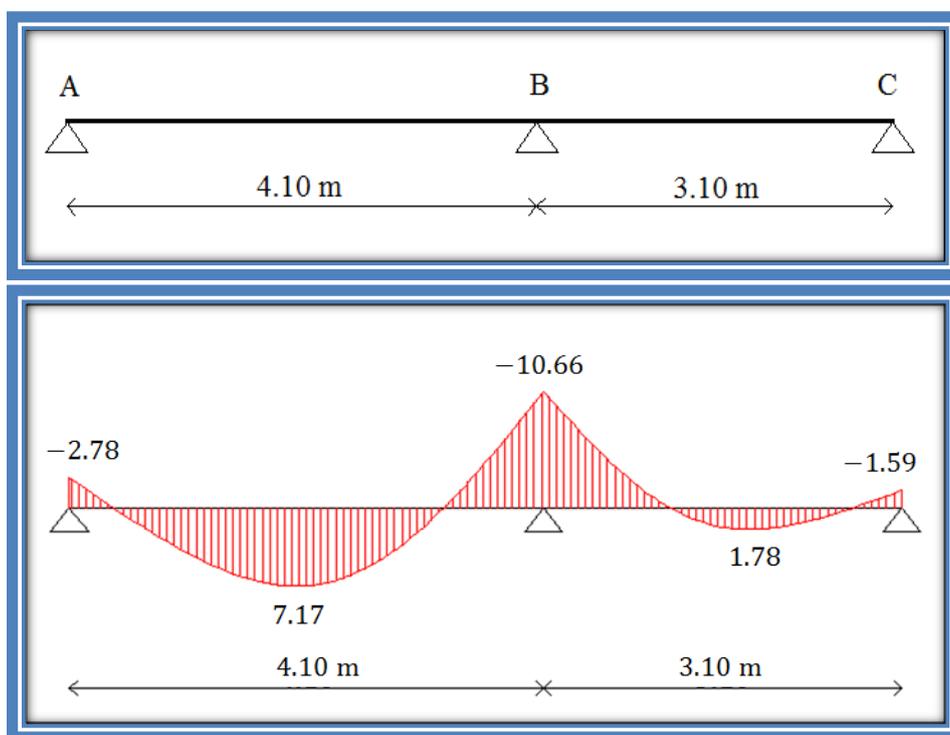


Figure III.24. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U

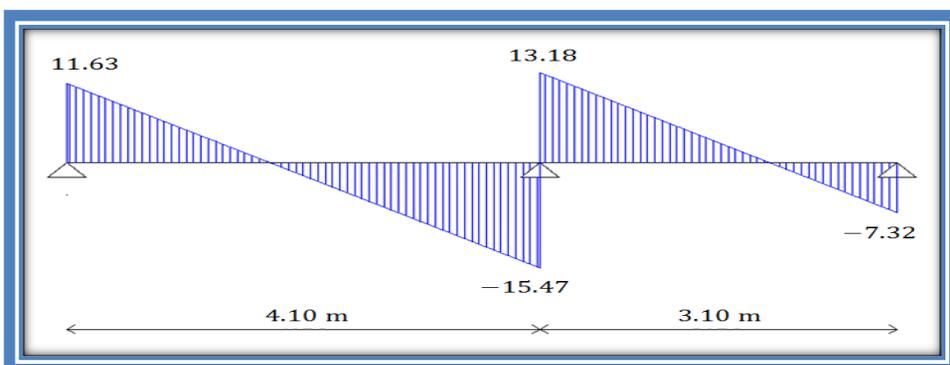


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U

À l'E.L.S:

Tableau III.17. Moments de poutrelle (type 1) à l'E.L.S

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	10.06	2.01	7.73	5.19
B-C	5.75	7.73	1.15	1.31

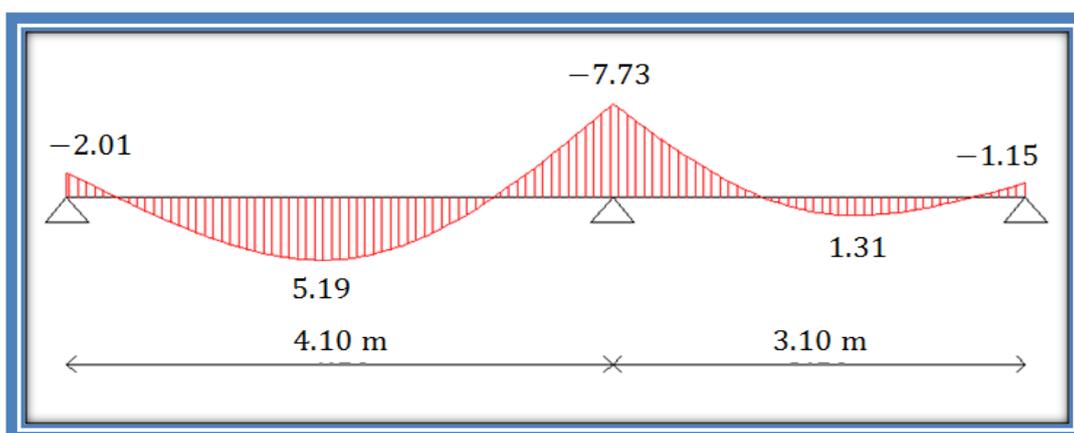
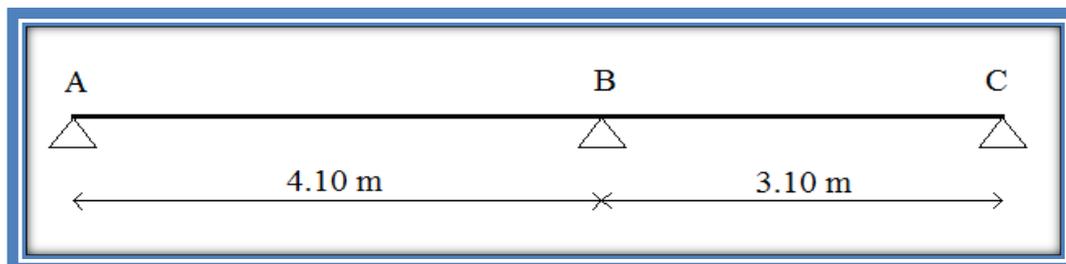


Figure III.26. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.S

a) Type 2 (poutrelle à trois travées):

b) à l'E.L.U:

Tableau III.18. Moments et efforts tranchants de poutrelle (type 2) à l'E.L.U

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	13.89	2.78	9.95	7.53	11.80	-15.30
B-C	7.94	9.95	6.60	-0.34	11.33	-9.17
C-D	8.46	6.60	1.69	4.32	12.11	-9.05

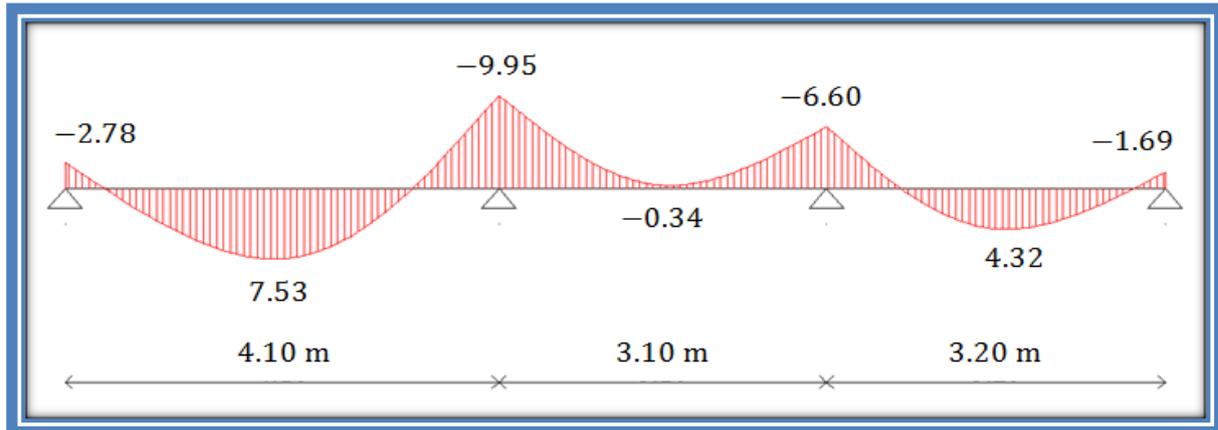
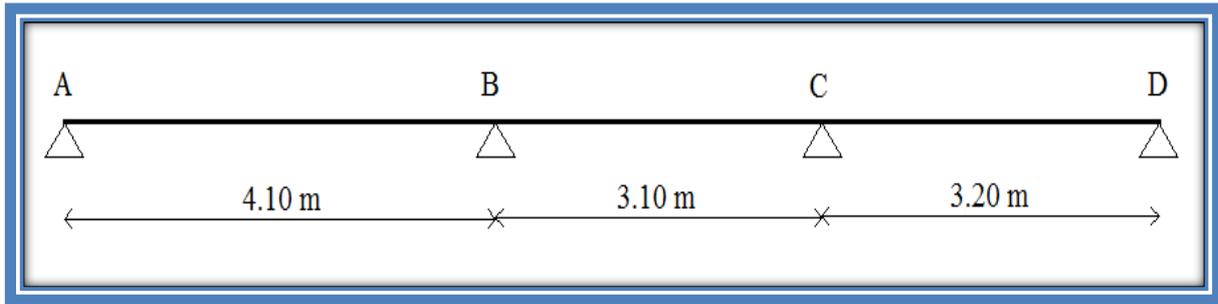


Figure III.27. Diagramme des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U

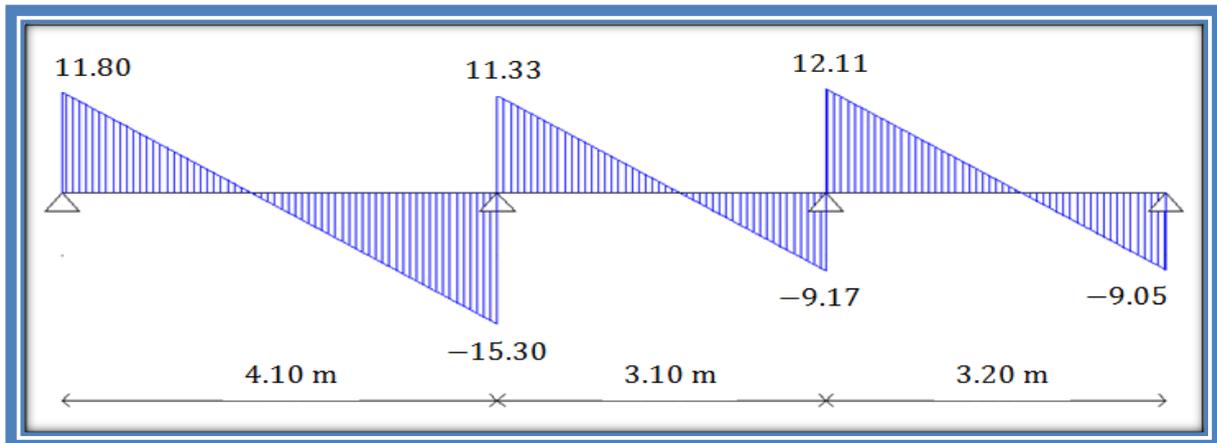


Figure III.28. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle (type 2) à l'E.L.U

à l'E.L.S:

Tableau III.19. Moments de poutrelle (type 2) à l'E.L.S

Travée	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
A-B	10.06	2.01	7.21	5.45
B-C	5.75	7.21	4.77	-0.24
C-D	6.13	4.77	1.23	3.13

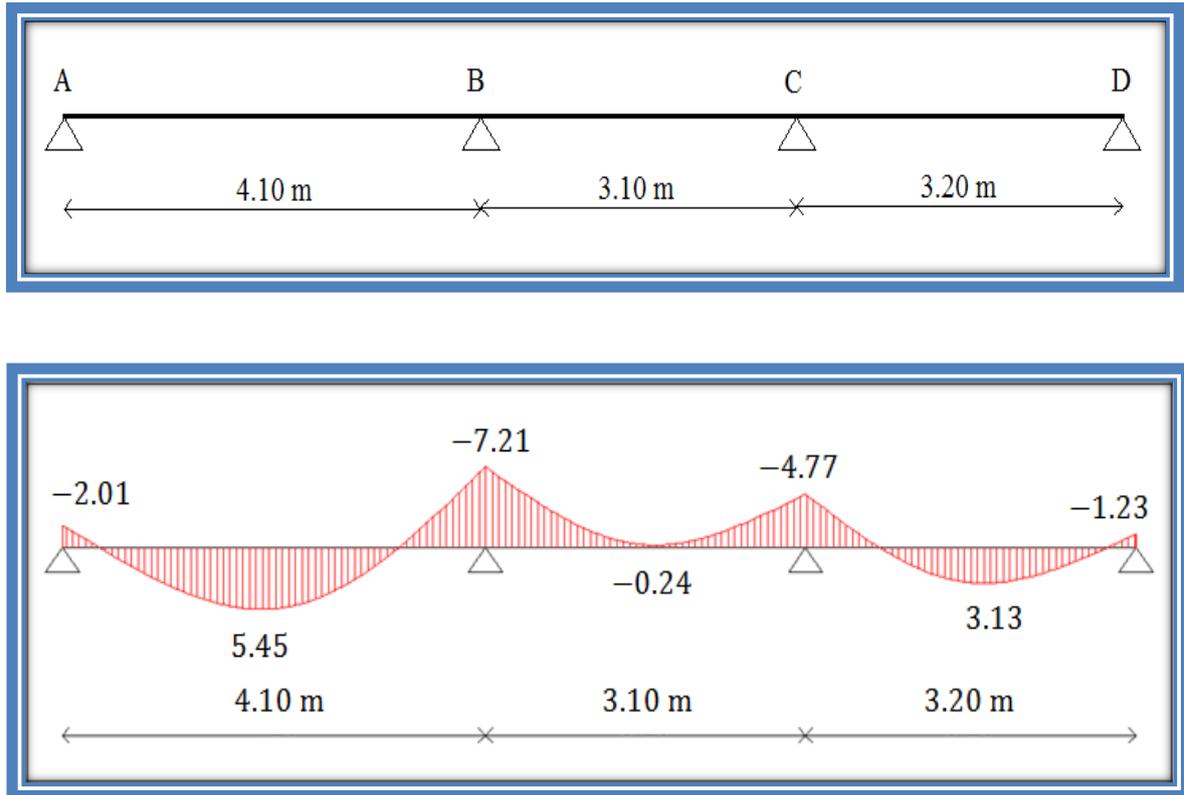


Figure III.29. Diagrammes des moments de la poutrelle (type 2) à l'E.L.S

Récapitulation:

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis

	E.L. U			E.L.S	
	$M_{a.u}$ (kN.m))	$M_{t.u}$ (kN.m))	T_u (kN))	$M_{a.ser}$ (kN.m)	$M_{t.ser}$ (kN.m)
Sollicitations	10.66	7.53	15.47	7.73	5.45
Référence	Type1	Type2	Type1	Type1	Type2

Calcul de ferrailage :

a- Calcul des armatures longitudinales :

Tableau III.21. Calcul de ferrailage des poutrelles à l'E.L.U

	En travée	Aux appuis
M_u (kN.m)	7.53	10.66
M_0	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{badm} \cdot (d - h_0/2)$ $M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6 (0.18 - 0.02)$ $M_0 = 58.95$	
M_0 (kN.m)	$M_u < M_0$	$M_u < M_0$
	L'axe neutre appartient à la table	L'axe neutre appartient à la table
	Etude d'une section rectangulaire	Etude d'une section rectangulaire
S	$(b \times h) = (65 \times 20) \text{cm}^2$	$(b \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$
μ	0.025	0.193
μ_1	0.392	
$\mu < \mu_1$	Oui	Oui
β	0.987	0.891
A' (cm ²)	0	0
A (cm ²)	1.20	1.91
A_{min} (cm ²)	1.30	0.24
A_{adopt} (cm ²)	3HA10=2.35	2HA12=2.26

Vérification à l'E.L.S:

Tableau III.22. Vérification des poutrelles à l'E.L.S

	Entravée	Aux appuis
M_{ser} (kN.m)	5.45	7.73
$\bar{\sigma}$ (MPa)	15	15
y (mm)	39.03	76.48
I (cm ⁴)	8293.28	5422.24
K (N/mm ³)	0.066	0.143
σ_b (MPa)	2.58	10.94
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}$	oui	oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont:

Tableau III.23. Armatures longitudinales des poutrelles

Section d'armatures	Entravée	Aux appuis
	3HA10=2.3 5	2HA12=2.2 6

* Vérification des contraintes de cisaillement – CBA art A.5.1.2.1.1

III.4. vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15.47 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.716 \text{ MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.716 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C V}).$$

• **Espacement S_t :**

•

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 0.9d \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = (16.2 ; 40 \text{ cm})$$

Donc: **$S_t=15 \text{ cm}$**

• **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \{ 5.71 ; 10 ; 12 \} \text{ (mm)}.$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 28.27 \text{ mm}^2$

a_t : section d'une barre

n_t : nombre des barres

$$a_t = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ et } n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

• **Vérifications nécessaires : CBA- art A.5.1.2.2.**

Section d'armatures transversales ($F_e E400$).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right) \Rightarrow 0.0031 > 0.00023 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Avec : $K=1 \rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible
 $\alpha=90^\circ$ Pour les armatures transversales.

III.4 vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_i}{M_0} \Rightarrow 0,048 > \frac{5,45}{15 * 10,06} = 0,036 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12,18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots (C.N.V)$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L < 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées. $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$

f_v : La flèche due aux charges de longue durée. $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Position de l'axe neutre "y1" : $y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I0" :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs : $I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Avec : $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.24. : Vérification de la flèche des poutrelles

Vérification de la flèche	
M_{ser} (kN.m)	5.45
A_s (cm ²)	2.36
L (m)	4.10
h (cm)	20
d (cm)	18
Y_1 (cm)	11.90
δ	1.09
σ_s (MPa)	150.52
μ	0.575
I_o (cm ⁴)	10178.05
I_{fi} (cm ⁴)	5305.66
I_{fv} (cm ⁴)	7752.99
f_i (cm)	0.537
f_v (cm)	1.102
Δf_T (cm)	0.565
\bar{f} (cm)	0.82
Obs	vérifiée

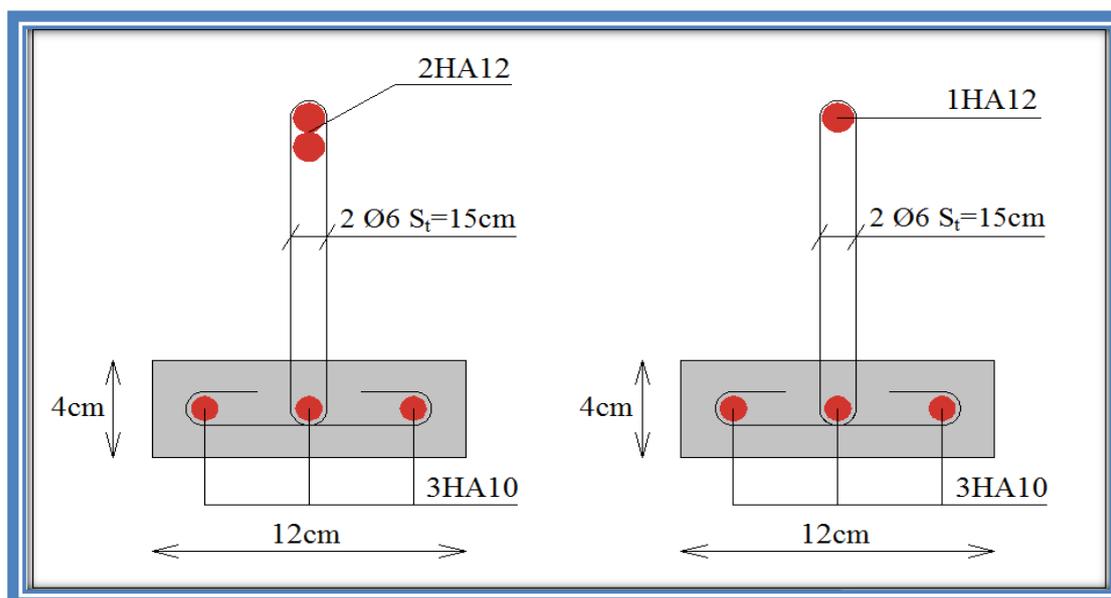


Figure III.30. Ferrailage des poutrelles aux appuis (à gauche), entravée (à droite)

III.4.2. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a :

- des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis.

Méthode de calcul

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

III.4.2.1.DALLE PLEINE RECTANGULAIRE**a. EVALUATION DES CHARGES**

$$G=6.39\text{kN/m}^2, Q=5.00\text{ kN/m}^2.$$

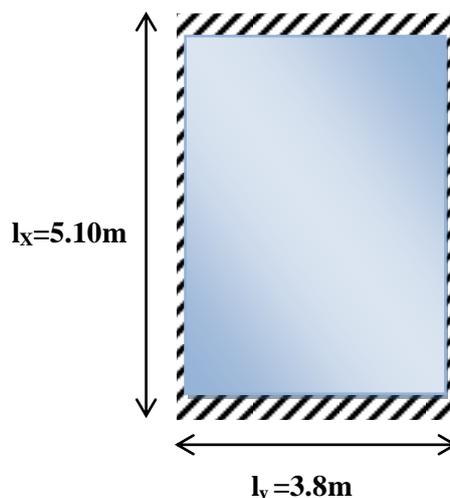
ELU :

$$q_u=1.35G+1.5Q=16.13\text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{\text{ser}}=G+Q=11.39\text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{5.10} = 0.75 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**b. CALCUL DES MOMENTS**

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 14,44\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,35\text{kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 10,83\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 5,51\text{kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -7,22\text{kNm}$$

c. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $c=c'=3\text{cm}$; $d=12\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp St(cm)
Travée	x-x	10,83	0.053	0	0.068	11.67	2,67	5T10	3,93	20
	y-y	5,51	0.027	0	0.034	11.84	1.33	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	7,22	0.035	0	0.044	11.79	1,76	5T10	3,93	20
	y-y									

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;40cm) = 40cm.....Vérifiée$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;40cm) = 40cm.....Vérifiée$

d. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.35cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2cm^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0.....pour\ les\ barres\ à\ haute\ adhérence \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 \end{cases}$

Travée :

• Sens x-x : $A_x = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.35cm^2vérifiée$

• Sens y-y : $A_y = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.20cm^2vérifiée$

Appuis :

• Sens x-x : $A_x = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.35cm^2vérifiée$

• Sens y-y : $A_y = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.2cm^2vérifiée$

d. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16.13 \times 3.8 \times 5.10}{2 \times 3.80 + 5.10} = 24,61kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{16.13 \times 3.8}{3} = 20,43kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24,61kN$$

$$\tau_u = \frac{24,61 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.20MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. VÉRIFICATION À L'ELS

• Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,20kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 5,19kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 8,67kNm \\ M_{ty} = 0.85M_y = 4,41kNm \\ M_a = 0.3M_x = 3.06kNm \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8.67	3.93	2,65	3911,77	5.87	15	vérifié
	y-y	4.41	3.93	2,65	3911,77	2.99		
Appuis	x-x y-y	3.06	3.93	2,65	3911,77	2.07	15	vérifié

• Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément (d'après l'article IV.3.2 de «FORMULAIRE DUBETON ARME " [11].

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0.039 \leq 0.042 \dots \dots \dots \text{non \cdot vérifié} \\ 0.039 > 0.028 \dot{a} 0.037 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ 0.32 \times 10^{-3} < 5.10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche d'après le "BAEL91 modifié 99"

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.27 : Vérification de la flèche de la dalle pleine rectangulaire

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8,67	3,93	0,0032	183,84	6,56	2,63	0,174	72399,95	37189,90	54636,97

Donc :

f_i : La flèche due aux charges instantanées. $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$

f_v : La flèche due aux charges de longue durée. $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

$f_i = 0,104cm$
 $f_v = 0,213cm$ } $\Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,11cm$

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76cm$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,11cm < \bar{f} = 0,76cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

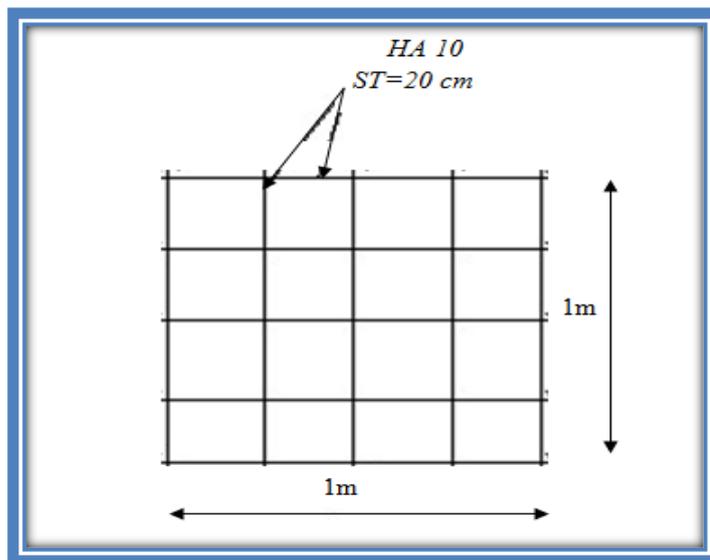
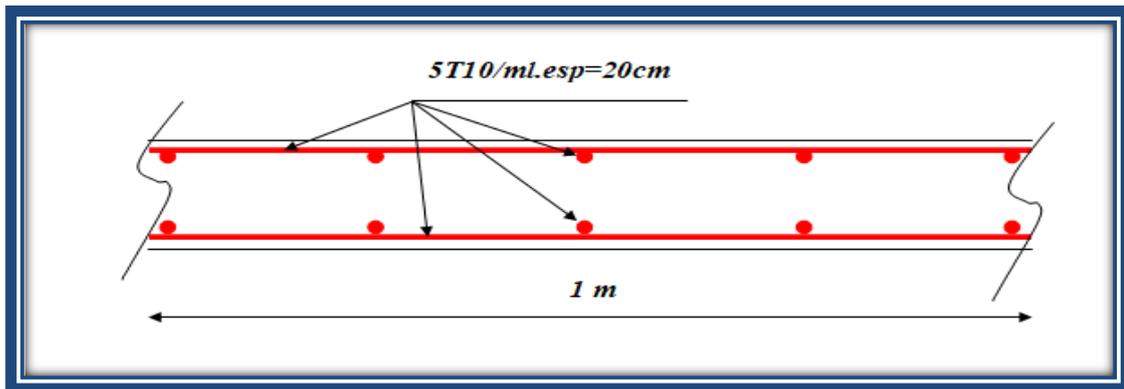


Fig.III.31 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.

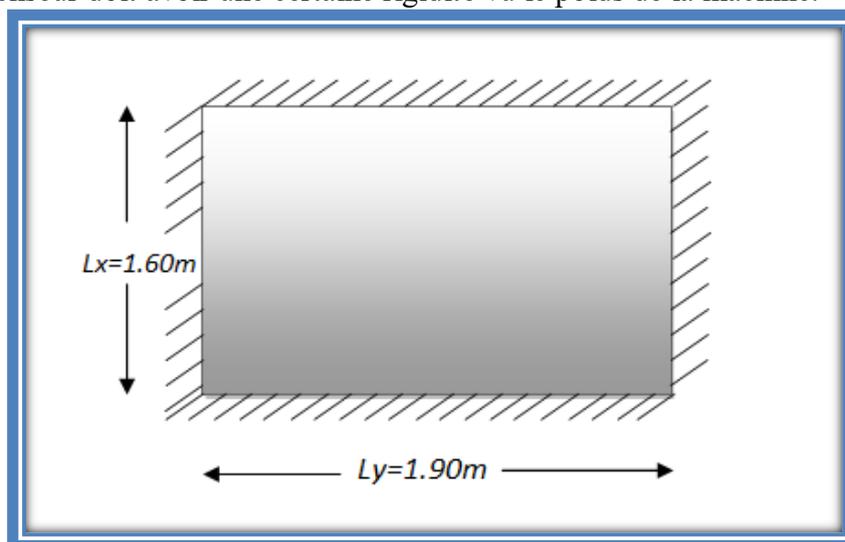
III.4.3.ETUDE DE LA DALLE MACHINE

III.4.3.1.INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.4.3.2.PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3,2cm \leq e \leq 4cm$$

b. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

III.4.3.3.DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids supportée par la dalle machine	-	-	50.00
2	Gravier roulé (8/15)	0.05	17	0.85
3	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Poids propre de la dalle	0.25	25	6.25
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				59,79

Surcharge d'exploitation :

$$Q=1kN/m^2$$

III.4.3.4.COMBINAISON DES CHARGES

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 82.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 60,79 \text{ kN/m}^2$$

III.4.3.5.CALCUL DES EFFORTS ^[1]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles à 4 appuis.

Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{1,90} = 0,842 < 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

$$\text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \Rightarrow M_x = 10,97 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,6494 \Rightarrow M_y = 7,12 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,32 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,05 \text{ kNm}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 3,29 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 2,13 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = 3,29 \text{ kNm}$$

III.4.3.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

III.4.3.7. FERRAILLAGE EN TRAVÉE

a. Dans le sens « L_x »

On a: b=100cm; h=25cm; d=0.9h=22.5cm; c=2cm; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.26 : vérification des contraintes

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	9,32	0.0129	0.0162	22.35	1,19	5T8	2,51	20
	y-y	6,05	0.0084	0.0105	22.42	0.77	5T8	2,51	20
Appui	x-x y-y	3,29	0.0045	0.0056	22.45	0,42	5T8	2,51	20

Espacement :

Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

III.4.3.8. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 48,88\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 43,42\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 48,88\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{48,88 \cdot 120 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0.260\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

III.4.3.9. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Vérification des contraintes

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Béton} \quad \sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Acier}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa}$$

avec : $\eta = 1.6$ pour HA ; $f_e = 400\text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.832 \quad ; \quad q_{ser} = 60.25\text{kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

$$\underline{\text{ELS}} \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \Rightarrow M_x = 9,08\text{kNm} \\ \mu_y = 0.7518 \Rightarrow M_y = 6,82\text{kNm} \end{cases}$$

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 7,72 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 5,80 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max} (0.3M_x; 0.3 M_y) = 2,72 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- Moment d'inertie

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.27: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		M _t (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	x-x	7,72	2,51	3,75	14994,14	1,93	vérifiée	144,8	vérifiée
	y-y	5,80	2,51	3,75	14994,14	1,45		108,80	
Appuis		2,72	2,51	3,75	14994,14	0,68		51,20	

b. Vérification de la condition de non fragilité

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2.16 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2.00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \quad [1] \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.832 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis : A_x=2.51cm²/ml>2.16cm².....vérifiée

En travée : A_x=2.51cm²/ml>2.16cm².....vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis : A_y=2.51cm²/ml>2.00cm².....vérifiée

En travée : A_x=2.51cm²/ml>2.00cm².....vérifiée

c. Vérification de la flèche

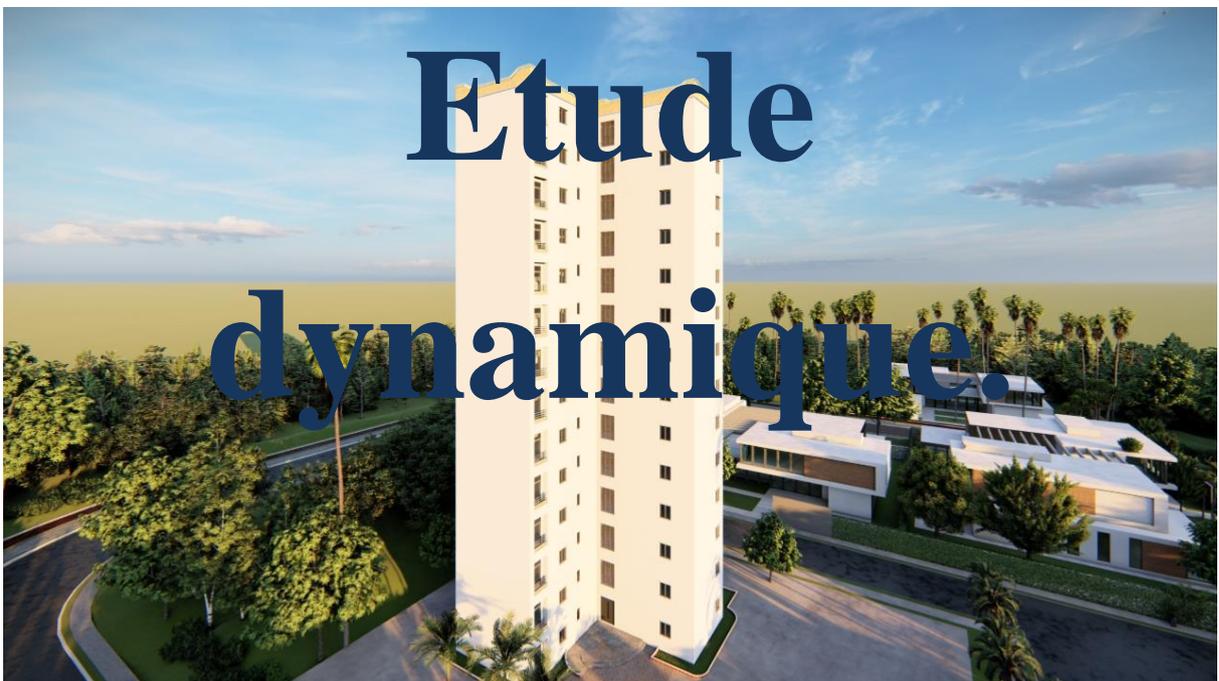
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\text{D'après [31]} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0157 > 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.157 > 0.028 \text{ à } 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1.11.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

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

Chapitre IV



IV.1 INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle, qui a le plus d'effet sur les structures dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre, Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

IV.2. ÉTUDE SISMIQUE

IV.2.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.2.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement à savoir le "**RPA99 version 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiés (car la structure est irrégulière avec une hauteur supérieure à **17m**), nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

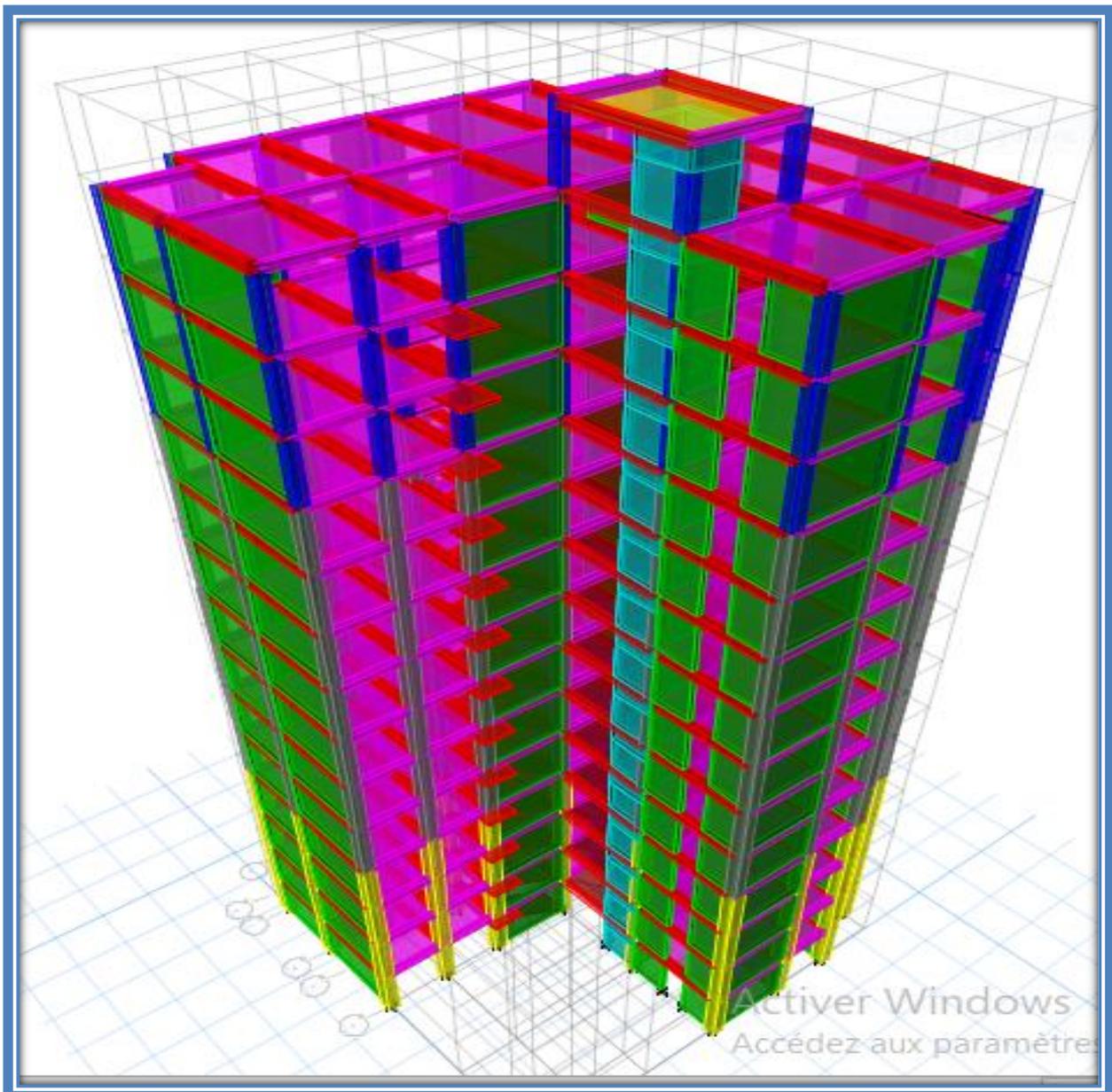
IV.2.2.1. PRINCIPE DE LA METHODE :

Cette méthode sert surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe et pour lesquelles la méthode statique équivalente est inapplicable (non respect des conditions §4.1.2) page 24. La force sismique (effort tranchant à la base) déterminé par une méthode dynamique doit être au moins égal à 80% de celle calculée par la méthode statique équivalente.

La méthode dynamique utilisée est appelé : Méthode Modale Spectrale. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2. LA DISPOSITION DES VOILES :

Après plusieurs essais on a choisi cette disposition pour laquelle, on obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé par le RPA 99V2003.

***Vue de la Structure en 3D**

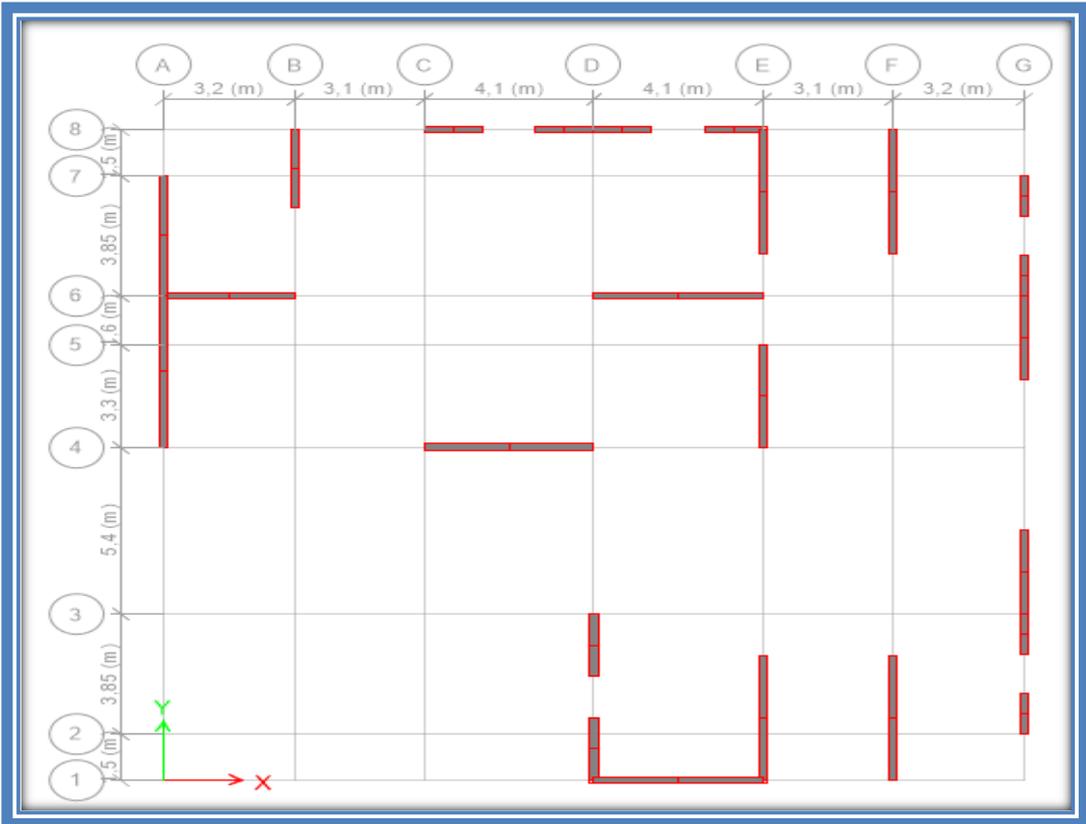


Figure .IV Disposition des voiles vue en plan

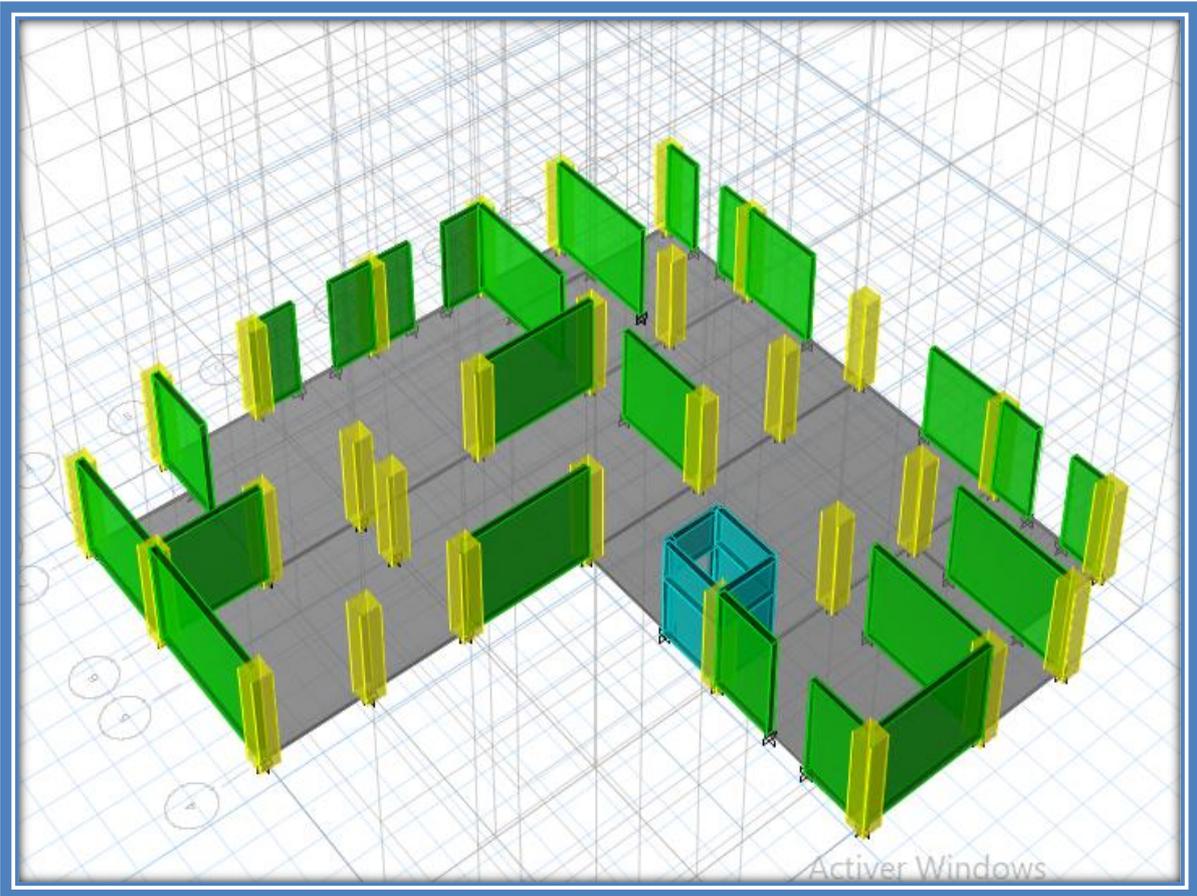


Figure .IV Disposition des voiles vue en plan

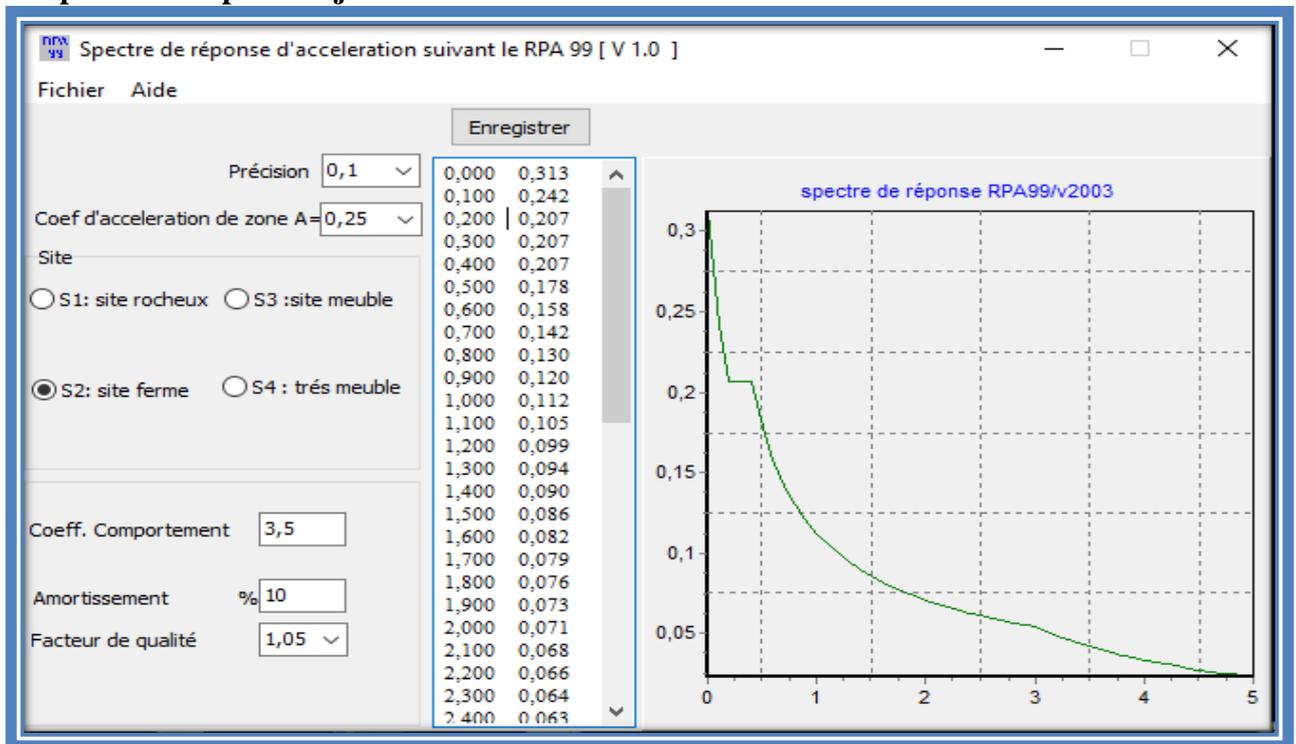
IV.2.3. SPECTRE DE RÉPONSE

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

Le spectre de réponse injecté dans les fichiers



Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas : L'ouvrage est du « **groupe 2** »

(bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas **48m**).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **ALGER (zone III)**.

Donc : **A=0.25**

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

Justification du coefficient de comportement R selon RPA version 2003

		charge totale (KN)	Voiles (KN)	Voiles %	Portiques (KN)	portiques %
Sollicitations dues aux charges verticales(KN)		81113,6875	51572,0729	63,58	29541,6146	36,42
Sollicitations dues aux charges horizontales (KN)	sens x	6349,7186	5918,4614	93,21	432,7591	6,82
	sens y	7807,8614	7432,627	95,19	378,5411	4,85

D’après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l’effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement **R=3.5**.

R=3.5 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**site S2 : T₁=0.15s et T₂=0.4s**).

*** facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 [Tab.4.4]**

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Critère "q"	Suivant X		Suivant Y	
	observé	Valeur	observé	Valeur
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3-Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l’exécution	Oui	0	Oui	0
La somme	$Q_X = 1 + 0.05 = 1.05$		$Q_Y = 1 + 0.05 = 1.05$	

IV.2.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

L’une des 1^{ères} vérifications préconisées par le “**RPA99 version 2003**” [2] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “**V_t**” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente “**V**” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0.8V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} W$

$W = 82829.1083 \text{KN}$ (calculs automatiques).

$A = 0.25$ (groupe 2, zone III) ; $Q = 1.05$; $R = 3.5$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « RPA99 version 2003 » nous choisisons la formules qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \Rightarrow T = 0,05 * (45,22)^{3/4} = 0,87s$$

$$T_{numerique} = 0.994 \leq T * 1,3 = 1,13s \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$T_N = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

Où :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 45,22m$

Selon x-x : $D_x = 21,30m \Rightarrow T_x = 0.882s$

Selon y-y : $D_y = 21,50m \Rightarrow T_y = 0.878s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0.15s & (\text{site 2}) \\ T_2 = 0.40s & (\text{site 2}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5(0.76) \left(\frac{0.4}{1.14} \right)^{2/3} = 0.946$$

$$D_y = 2.5(0.76) \left(\frac{0.5}{1.15} \right)^{2/3} = 0.949$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0.25 * (0.946) * (1.05)}{3.5} * 82829.1083 = 5878.93kN \Rightarrow 0.8V^x = 4703.14kN$$

$$V^y = \frac{0.25 * (0.949) * (1.05)}{3.5} * 82829.1083 = 5897.27kN \Rightarrow 0.8V^y = 4717.82kN$$

IV.3. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version 2003 [1] exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure :

1. Vérification des périodes.
2. Vérification du comportement modale de la structure.
3. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
- 5- Vérification de la force sismique V à la base.
5. Vérification de la stabilité au renversement.
6. Vérifications des déplacements inter-étage.
7. Vérification de l'effet P- Δ .

IV.3.1. VERIFICATIONS DES PERIODES :

Les valeurs périodes calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \Rightarrow T = 0,05 * (45,22)^{3/4} = 0,87s$$

$$T = 0,09 * h_N / \sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

T_x = 0.882s T_{numerique} = 0.994 ≤ T * 1,3 = 1,13sVérifiée

T_y = 0.878s



IV.3.2. VERIFICATIONS DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES :

Tableau.: Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1	Mode2	Mode3
translation pure suivant l'axe X avec : T ₁ = 0.944s	translation pure suivant l'axe Y avec : T ₂ = 0.651s	rotation autour de l'axe Z avec : T ₃ = 0.601s

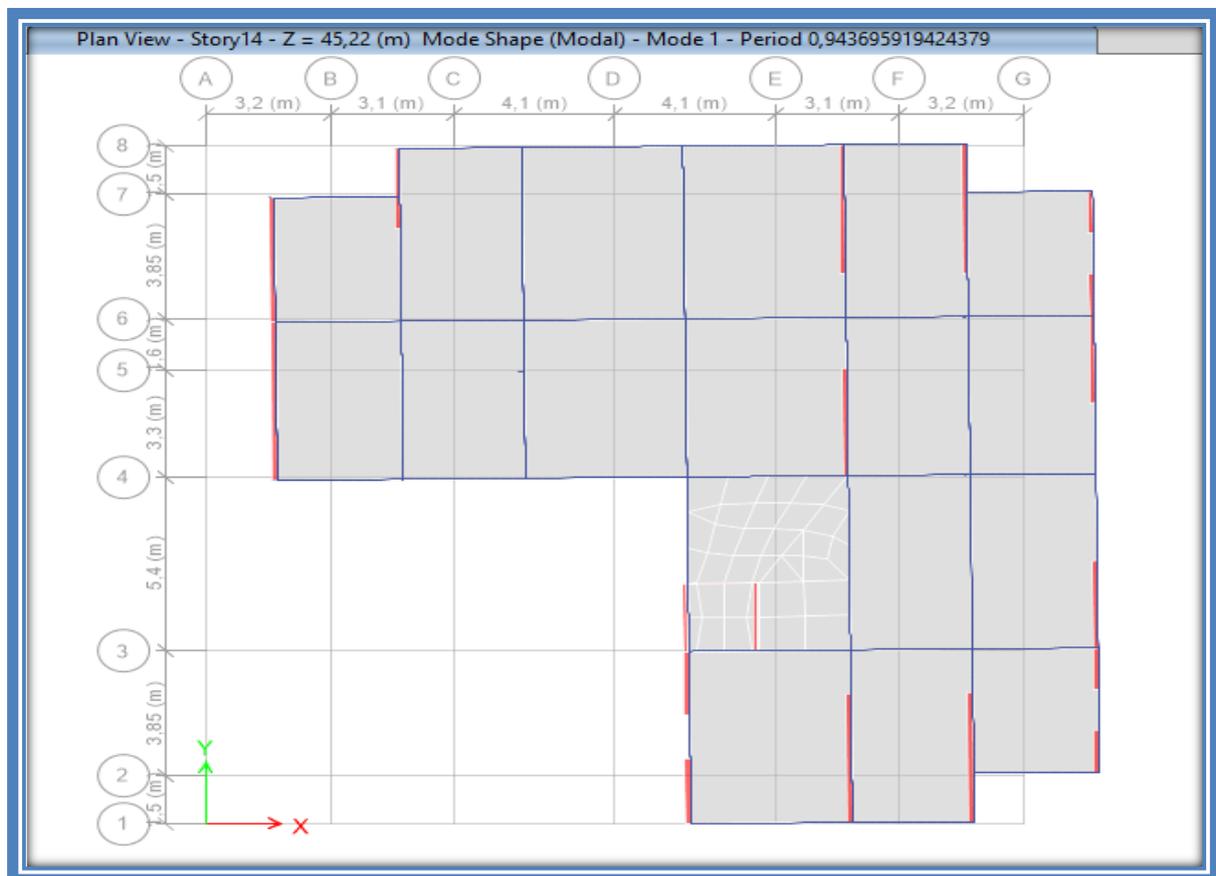


Fig. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

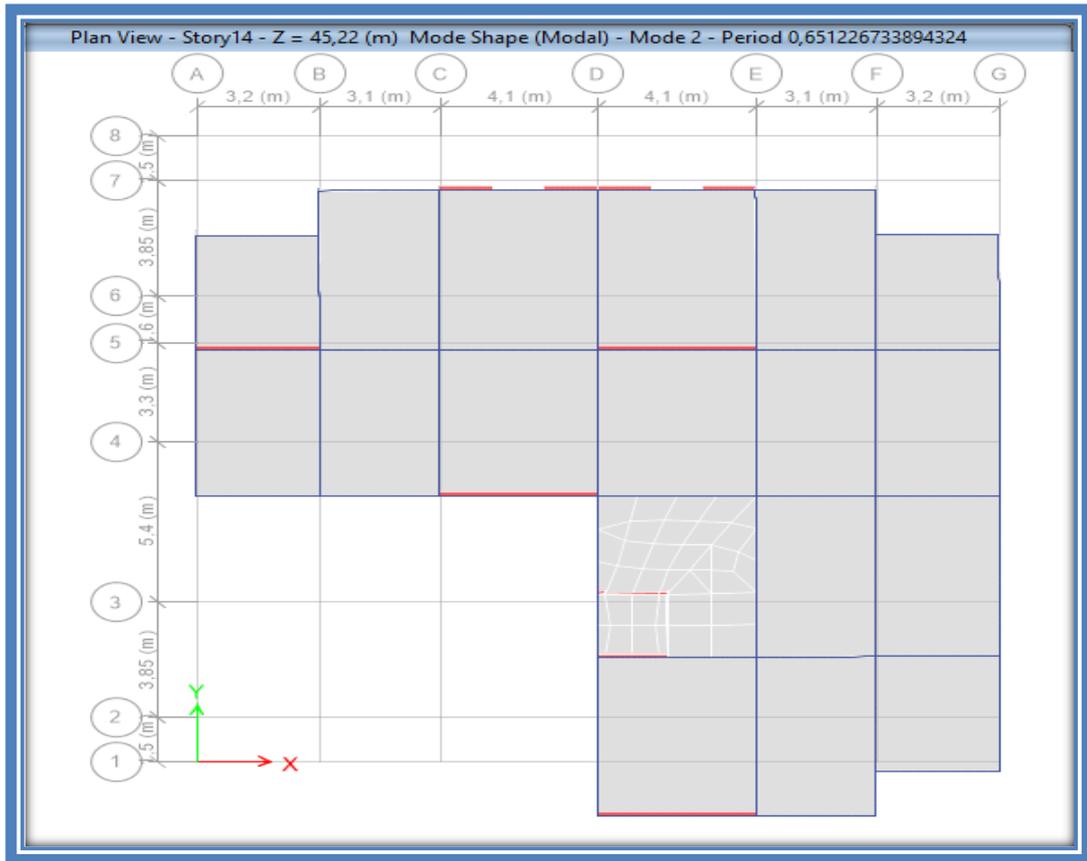


Fig. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

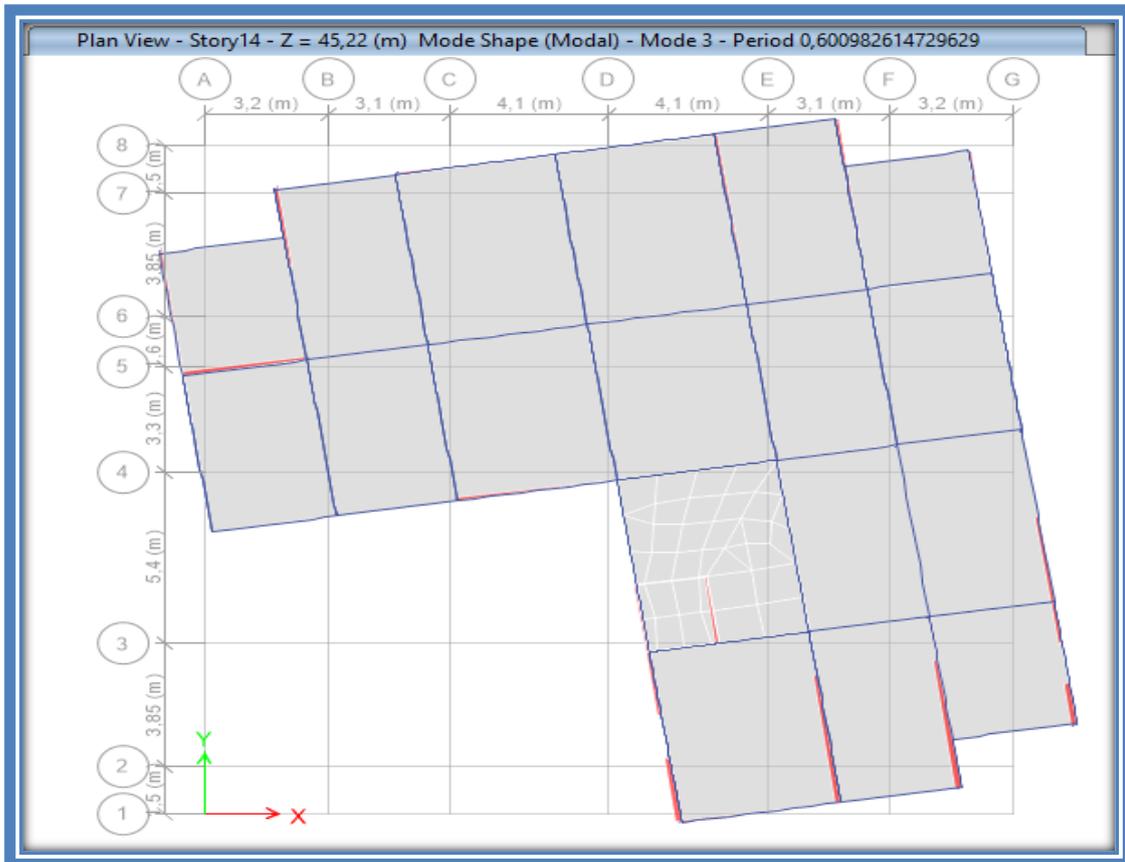


Fig. Comportement de 3^{ème} mode (rotation autour de l'axe Z)

IV.3.2.VERIFICATIONS DE LA PARTICIPATION MASSIQUE :

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4. a]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Tableau. IV.8 : vérification de participation massique

Modes	Période(s)	U _x	U _y	R _z	ΣU _x	ΣU _y
1	0,944	0,6853	1,94E-05	0,0007	0,6853	1,94E-05
2	0,651	6,42E-06	0,681	0,0002	0,6853	0,681
3	0,601	0,0019	7,74E-06	0,6782	0,6872	0,681
4	0,247	0,1641	0,0001	1,07E-05	0,8513	0,6811
5	0,171	0,0011	0,1501	0,0189	0,8524	0,8312
6	0,15	0,0004	0,0249	0,1604	0,8527	0,8561
7	0,114	0,0611	0,0003	0,0002	0,9139	0,8563
8	0,079	0,0012	0,0513	0,0084	0,9151	0,9076
9	0,068	0,0284	3,34E-05	0,0054	0,9435	0,9076
10	0,068	0,0037	0,0106	0,0505	0,9472	0,9182
11	0,048	0,0044	0,0226	0,0031	0,9517	0,9408
12	0,047	0,0147	0,0041	0,0014	0,9663	0,9448

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003 [Art 7.1.3.3]

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées est l'effort normal réduit car si cette condition n'est pas vérifiée on est obligé d'augmenter la section des poteaux pour la suite des analyses.

L'effort normal réduit doit satisfaire le rapport suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Niveau	poteaux	Section	fc28	N(KN)	v	obs
RDC.....3ème	50*50	2500	25	2543,2972	0,41	cnv
4 ème...7ème	45*45	2025	25	1658,6235	0,33	cnv
8 ème....10ème	40*40	1600	25	901,8503	0,23	cv
11ème....13ème	35*35	1225	25	428,1602	0,14	cv

On constate que les valeurs du rapport de vérification dépassent les valeurs admissibles donc il faut augmenter les dimensions des poteaux.

Niveau	poteaux	Section	fc28	N(KN)	v	obs
RDC.....3ème	60*60	3600	25	2543,2972	0,28	cv
4 ème...7ème	55*55	3025	25	1658,6235	0,22	cv
8 ème....10ème	50*50	2500	25	901,8503	0,14	cv
11ème....13ème	45*45	1600	25	428,1602	0,11	cv

❖ **RESULTATS ET VERIFICATIONS DE LA NOUVELLE ANALYSE DYNAMIQUE :**

Donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Vérification de participation massique

Modes	Période(s)	U _x	U _y	R _z	ΣU _x	ΣU _y
1	0,911	0,6851	0,0001	0,0004	0,6851	0,0001
2	0,619	0,00001877	0,6818	0,0008	0,6852	0,6819
3	0,578	0,0013	0,0018	0,6799	0,6865	0,6837
4	0,238	0,1653	0,0001	0,00001681	0,8517	0,6838
5	0,164	0,0011	0,1472	0,0207	0,8528	0,8309
6	0,145	0,0003	0,0277	0,1588	0,8532	0,8587
7	0,11	0,0618	0,0003	0,0002	0,9149	0,859
8	0,077	0,0012	0,0491	0,0094	0,9161	0,9081
9	0,067	0,0088	0,0055	0,0381	0,9249	0,9136
10	0,066	0,0233	0,0063	0,0161	0,9482	0,9198
11	0,047	0,0024	0,0238	0,0041	0,9505	0,9437
12	0,046	0,0164	0,0017	0,001	0,9669	0,9453

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
 - **VERIFICATIONS DES PERIODES :** Les valeurs périodes calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \Rightarrow T = 0,05 * (45,22)^{3/4} = 0,87s$$

$$T = 0,09 * h_N / \sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

T_x = 0.88s T_{numérique} = 0.911 ≤ T * 1,3 = 1,13sVérifiée

T_y = 0.876s



• **VERIFICATIONS DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES :**

Tableau.: Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1	Mode2	Mode3
translation pure suivant l'axe X avec : T ₁ = 0.911s	translation pure suivant l'axe Y avec : T ₂ = 0.619s	rotation autour de l'axe Z avec : T ₃ = 0.578s

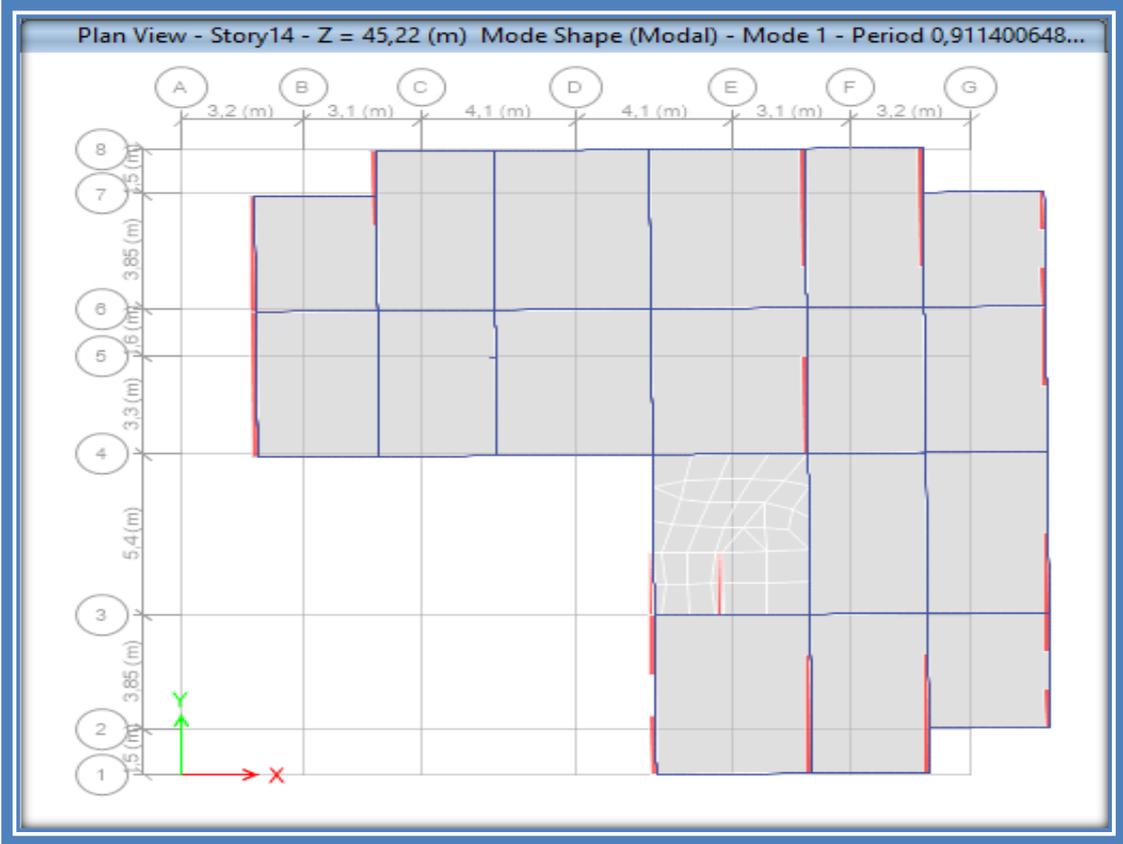


Fig. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

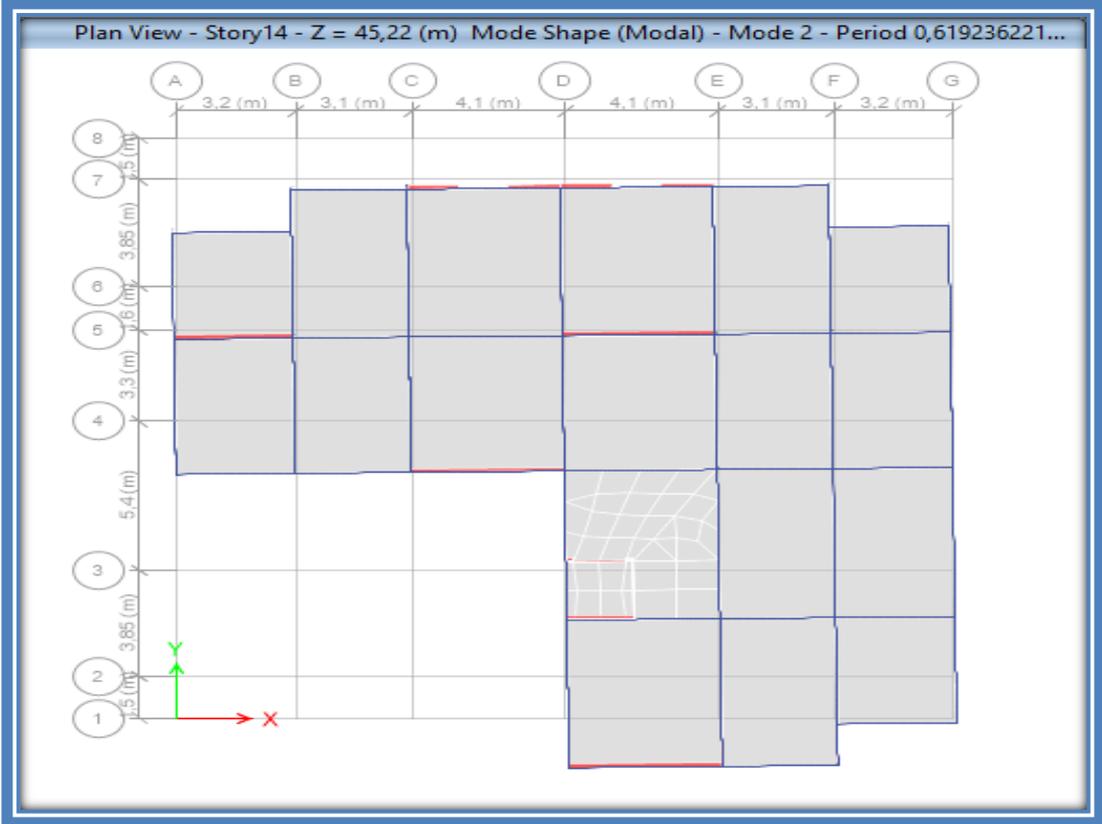


Fig. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

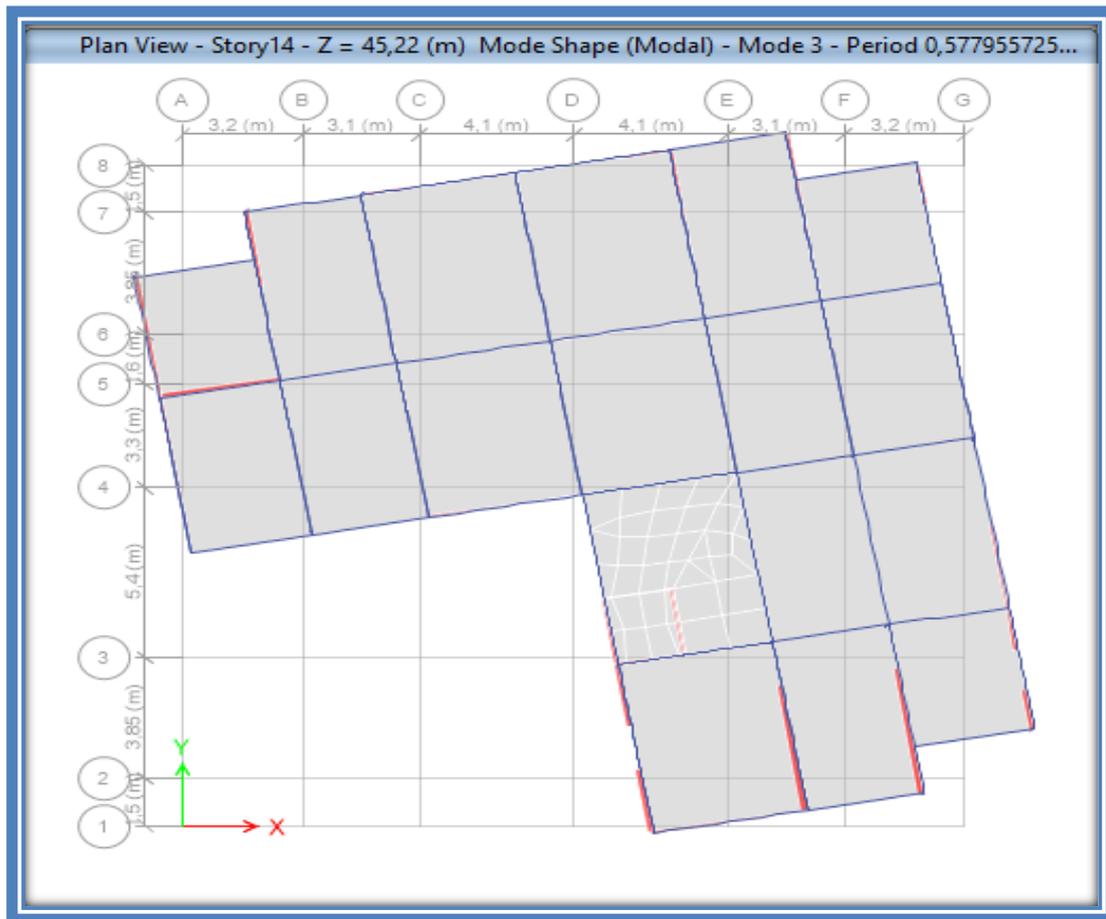


Fig. Comportement de 3^{ème} mode (rotation autour de l'axe Z)

Calcul à nouveau la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W= 85783.7216 KN (calculs automatiques).

A=0.25 (groupe 2, zone III) ; **Q=1.05** ; **R=3,5**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure **T**.

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** » nous choisisons la formules qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \Rightarrow T = 0,05 * (45,22)^{3/4} = 0,87s$$

$$T_N = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

Où :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : **h_N=45,22m**

Selon x-x : $D_x = 21,40m \Rightarrow T_x = 0.88s$

Selon y-y : $D_y = 21,60m \Rightarrow T_y = 0.876s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0.15s & (\text{site 2}) \\ T_2 = 0.40s & (\text{site 2}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5(0.76) \left(\frac{0.4}{1.14} \right)^{2/3} = 0.948$$

$$D_y = 2.5(0.76) \left(\frac{0.5}{1.15} \right)^{2/3} = 0.951$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0.25 * (0.946) * (1.05)}{3.5} * 85783.7216 = 6098.15kN \Rightarrow 0.8V^x = 4878.02kN$$

$$V^y = \frac{0.25 * (0.949) * (1.05)}{3.5} * 85783.7216 = 6117.09kN \Rightarrow 0.8V^y = 4893.67kN$$

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Pour entamer une étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- ✓ Le centre de Masse.
- ✓ Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- ✓ W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- ✓ X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- ✓ X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

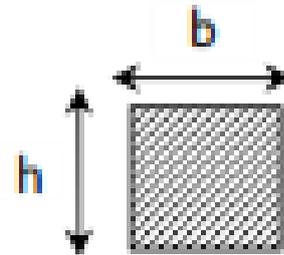
✓ I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

✓ X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

✓ X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

• Pour les poteaux :

$$I_x = \frac{bh^3}{12}; \quad I_y = \frac{hb^3}{12}$$



• pour les voiles pleins :

$$I_x = \frac{Le^3}{12}; \quad I_y = \frac{eL^3}{12}$$



IV.2. 3. Excentricité :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \quad \text{et} \quad E_y = |Y_T - Y_G|$$

IV.2.3.1. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 [Art 4.3.7] :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

✓ Excentricité théorique résultant des plans.

Avec :

✓ $L_x = 21.40\text{m}$

✓ $L_y = 21.60\text{m}$

✓ Excentricité suivant $E_x = 0.05.L_x = 1.065 \text{ m}$

✓ Excentricité suivant $E_y = 0.05.L_y = 1.075 \text{ m}$

IV.2. 3.2. Excentricité admissible selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]:

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Avec : $L_x = 21.30\text{m}$

$L_y = 21.50\text{m}$

Excentricité suivant $E_x = 15 \% .L_x = 3.195 \text{ m}$

Excentricité suivant $E_y = 15 \% .L_y = 3.225 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.: Calcul du centre de masse et de torsion.

Niveaux	XCM (m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex (m)	ey (m)
13ème	11,9102	12,2396	12,203	12,8304	0,293	0,591
12ème	11,9332	12,1437	12,1332	12,7185	0,200	0,575
11ème	11,9239	12,141	12,0379	12,5737	0,114	0,433
10ème	11,9217	12,1406	11,925	12,4039	0,003	0,263
9ème	11,9188	12,1413	11,7976	12,2156	0,121	0,074
8ème	11,9188	12,1413	11,6578	12,0107	0,261	0,131
7ème	11,9165	12,141	11,507	11,7933	0,410	0,348
6ème	11,9135	12,1418	11,3475	11,5665	0,566	0,575
5ème	11,9135	12,1418	11,1874	11,3333	0,726	0,809
4ème	11,9135	12,1418	11,0435	11,1084	0,870	1,033
3ème	11,911	12,1416	10,9482	10,9215	0,963	1,220
2ème	11,9079	12,1423	10,972	10,8313	0,936	1,311
1er	11,9079	12,1423	11,263	10,9642	0,645	1,178
RDC	11,9079	12,1423	12,0277	11,7523	0,120	0,390

Tableau. IV.2 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

Niveaux			Excentricité théorique				Ex accidentelle 5%		Ex admissible		
	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)	Ex (%)	Ey (%)	Ex (m)	Ey (m)	Ex (m)	Ey (m)	E (%)
13ème	21,4	21,6	0,2928	0,5908	1,3682	2,735	1,07	1,08	3,21	3,24	15
12ème	21,4	21,6	0,2	0,5748	0,9346	2,661	1,07	1,08	3,21	3,24	15
11ème	21,4	21,6	-0,114	0,4327	-0,533	2,003	1,07	1,08	3,21	3,24	15
10ème	21,4	21,6	-0,0033	0,2633	-0,015	1,219	1,07	1,08	3,21	3,24	15
9ème	21,4	21,6	0,1212	0,0743	0,5664	0,344	1,07	1,08	3,21	3,24	15
8ème	21,4	21,6	0,261	0,1306	1,2196	0,605	1,07	1,08	3,21	3,24	15
7ème	21,4	21,6	0,4095	0,3477	1,9136	1,61	1,07	1,08	3,21	3,24	15
6ème	21,4	21,6	0,566	0,5753	2,6449	2,663	1,07	1,08	3,21	3,24	15
5ème	21,4	21,6	0,7261	0,8085	3,393	3,743	1,07	1,08	3,21	3,24	15
4ème	21,4	21,6	0,87	1,0334	4,0654	4,784	1,07	1,08	3,21	3,24	15
3ème	21,4	21,6	0,9628	1,2201	4,4991	5,649	1,07	1,08	3,21	3,24	15
2ème	21,4	21,6	0,9359	1,311	4,3734	6,069	1,07	1,08	3,21	3,24	15
1er	21,4	21,6	0,6449	1,1781	3,0136	5,454	1,07	1,08	3,21	3,24	15
RDC	21,4	21,6	0,1198	0,39	0,5598	1,806	1,07	1,08	3,21	3,24	15

Constatation :

On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.4.3. VERIFICATIONS DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE DE CALCULE :

Selon RPA version 2003 [Art 4.2.6]

La résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

$$V^x = \frac{0.25 * (0.946) * (1.05)}{3.5} * 85783.7216 = 6098.15kN \Rightarrow 0.8V^x = 4878.02kN$$

$$V^y = \frac{0.25 * (0.949) * (1.05)}{3.5} * 85783.7216 = 6117.09kN \Rightarrow 0.8V^y = 4893.67kN$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6781.3271kN \\ F_2 = V_t^y = 8452.2617kN \end{cases}$$

	V_t	$0.8*V$	Observation
Sens X-X	6781,3271	4878,52	vérifiée
Sens Y-Y	8452,2617	4893,67	vérifiée

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA version 2003 [Art 4.4.1] :

Le moment de renversement est égal à :

$$Mrx = \sum Fkx * hi$$

$$Mry = \sum Fky * hi$$

Le moment de stabilité est égal à :

$$Msx = \sum Wi * XCM$$

$$Msy = \sum Wi * YCM$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{Msx}{Mrx} \geq 1.5 \frac{\sum Wi * XCM}{\sum Fk * hi} \geq 1.5$$

$$\frac{Msy}{Mry} \geq 1.5 \frac{\sum Wi * YCM}{\sum Fky * hi} \geq 1.5$$

IV4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [RPA Art

4.2.5]

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i * h_i}{\sum_{j=1}^n W_j * h_j}$$

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

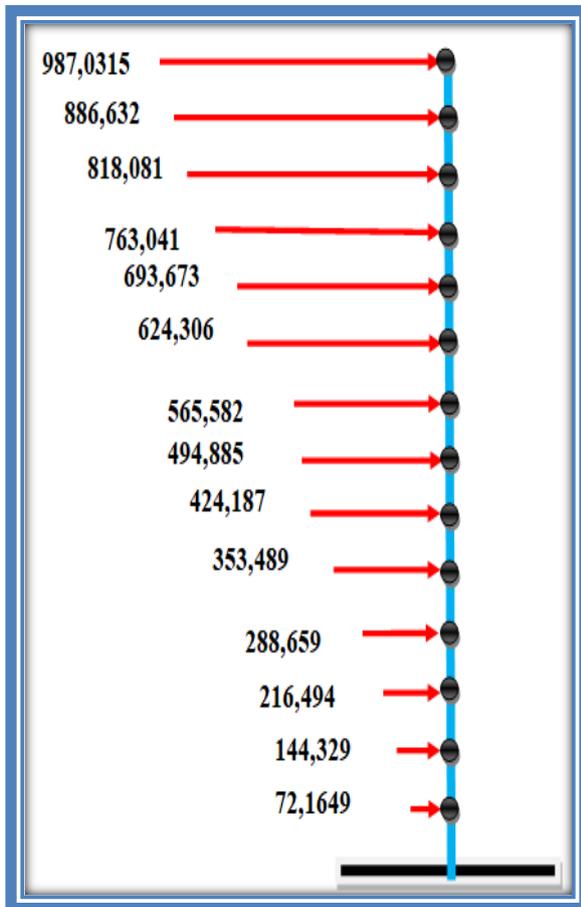
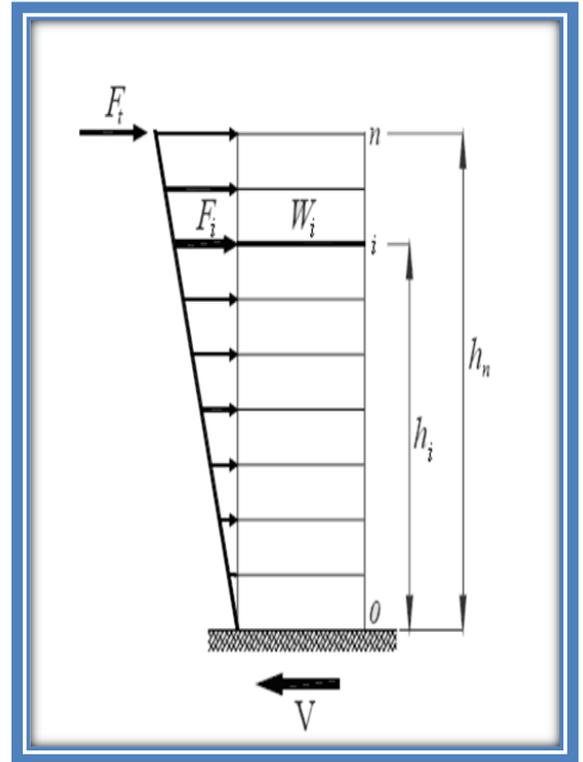
On a :

$$T_x = 0.88s \Rightarrow F_t \neq 0$$

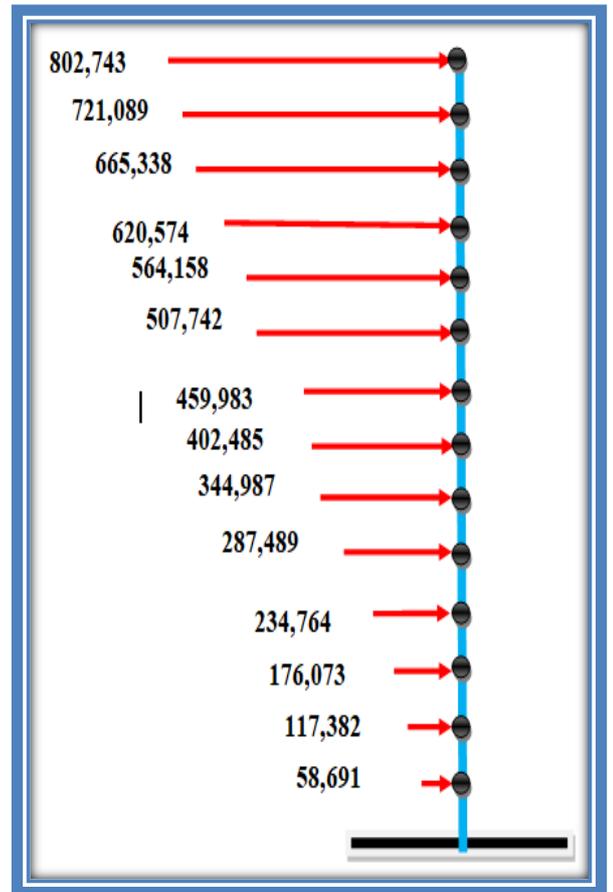
$$T_y = 0.87s \Rightarrow F_t \neq 0$$

Donc :

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) * V_x = \alpha_x \cdot V_x \quad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot V_y = \alpha_y \cdot V_y$$



Distribution des forces F_{ix} sens X



Distribution des forces F_{iy} sens Y

Tableau : Calcul de moment de stabilité et le moment de renversement sens x

Niveaux	W _i	h _i	X _{cm} (m)	W _i *X _{cm}	V _{x base} -F _t	W _i * h _i	F _{kx}	F _{kx} *h _i
13ème	6131,1358	45,22	11,914	73046,352	5959,0515	277249,961	802,1442	36272,963
12ème	5931,1438	41,99	11,943	70832,685	5959,0515	249048,728	720,5520	30255,977
11ème	5928,6182	38,76	11,933	70744,422	5959,0515	229793,241	664,8417	25769,263
10ème	6032,443	35,53	11,931	71973,077	5959,0515	214332,700	620,1110	22032,543
9ème	6032,443	32,3	11,929	71957,996	5959,0515	194847,909	563,7372	18208,713
8ème	6032,443	29,07	11,929	71957,996	5959,0515	175363,118	507,3635	14749,058
7ème	6148,1462	25,84	11,927	73325,866	5959,0515	158868,098	459,6398	11877,094
6ème	6148,1461	22,61	11,924	73309,879	5959,0515	139009,583	402,1849	9093,400
5ème	6148,1462	19,38	11,924	73309,88	5959,0515	119151,073	344,7299	6680,865
4ème	6148,1461	16,15	11,924	73309,879	5959,0515	99292,560	287,2749	4639,490
3ème	6275,7276	12,92	11,922	74817,342	5959,0515	81082,401	234,5890	3030,889
2ème	6275,7275	9,69	11,919	74799,141	5959,0515	60811,799	175,9417	1704,875
1er	6275,7276	6,46	11,919	74799,142	5959,0515	40541,200	117,2945	757,722
RDC	6275,7275	3,23	11,919	74799,141	5959,0515	20270,600	58,6472	189,431
$M_{sx} = \sum W_i * X_{cm}$				1022982,8	$\sum W_i * h_i$	2059662,9714	$\sum F_{kx} * h_i$	185262,282
$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{\sum W_i * X_{cm}}{\sum F_k * h_i} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{1022982.8}{185400.478} = 5.517 \geq 1.5 \rightarrow \text{verifiée}$								

Tableau : Calcul de moment de stabilité et le moment de renversement sens y

Niveaux	W _i (KN)	H _i (m)	Y _{CM} (m)	W _i *Y _{CM}	V _{y base} -F _t	W _i * h _i	F _{ky} (KN)	F _{ky} *h _i
13ème	6131,1358	45,22	12,243	75062,269	7332,5616	277249,9609	987,0316	44633,568
12ème	5931,1438	41,99	12,144	72024,845	7332,5616	249048,7282	886,6330	37229,719
11ème	5928,6182	38,76	12,141	71977,575	7332,5616	229793,2414	818,0820	31708,856
10ème	6032,443	35,53	12,140	73235,065	7332,5616	214332,6998	763,0412	27110,854
9ème	6032,443	32,3	12,141	73238,081	7332,5616	194847,9089	693,6738	22405,664
8ème	6032,443	29,07	12,141	73238,081	7332,5616	175363,118	624,3064	18148,588
7ème	6148,1462	25,84	12,140	74640,339	7332,5616	158868,0978	565,5829	14614,661
6ème	6148,1461	22,61	12,141	74644,642	7332,5616	139009,5833	494,8850	11189,350
5ème	6148,1462	19,38	12,141	74644,643	7332,5616	119151,0734	424,1872	8220,747
4ème	6148,1461	16,15	12,141	74644,642	7332,5616	99292,55952	353,4893	5708,852
3ème	6275,7276	12,92	12,141	76191,099	7332,5616	81082,40059	288,6597	3729,483
2ème	6275,7275	9,69	12,141	76195,49	7332,5616	60811,79948	216,4948	2097,834
1er	6275,7276	6,46	12,141	76195,492	7332,5616	40541,2003	144,3299	932,370
RDC	6275,7275	3,23	12,141	76195,49	7332,5616	20270,59983	72,1649	233,092
$M_{sy} = \sum W_i * Y_{cm}$				1042127,8	$\sum W_i * h_i$	2059662,971	$\sum F_{ky} * h_i$	227963,64 4
$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{\sum W_i * Y_{cm}}{\sum F_k * h_i} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{1042127.8}{227963.644} = 4.571 \geq 1.5 \rightarrow \text{verifiée}$								

IV.4.4. VERIFICATIONS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES :

L'une des vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du "RPA99 version 2003" l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.-19)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

(idem dans le sens y, Δ_{ey}^k). Avec

δ_{ex}^k est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Tableau : Vérification des déplacements inter étages sens X

XX						
Niveaux	δ_{ex}^k	R	δ	Δ_{ex}^k	$\bar{\Delta} = 1\%H$ étage	$\Delta_{ex}^k \leq \bar{\Delta}$
13ème	0,0435	3,5	0,1521	0,0110	0,0323	CV
12ème	0,0403	3,5	0,1411	0,0116	0,0323	CV
11ème	0,0370	3,5	0,1295	0,0122	0,0323	CV
10ème	0,0335	3,5	0,1173	0,0126	0,0323	CV
9ème	0,0299	3,5	0,1047	0,0130	0,0323	CV
8ème	0,0262	3,5	0,0917	0,0132	0,0323	CV
7ème	0,0224	3,5	0,0785	0,0132	0,0323	CV
6ème	0,0187	3,5	0,0653	0,0130	0,0323	CV
5ème	0,0150	3,5	0,0524	0,0125	0,0323	CV
4ème	0,0114	3,5	0,0399	0,0116	0,0323	CV
3ème	0,0081	3,5	0,0283	0,0103	0,0323	CV
2ème	0,0051	3,5	0,0180	0,0086	0,0323	CV
1er	0,0027	3,5	0,0093	0,0063	0,0323	CV
RDC	0,0009	3,5	0,0030	0,0030	0,0323	CV

Tableau : Vérification des déplacements inter étages sens Y

Niveaux	YY					
	δ_{ey}^k	R	δ	Δ_{ey}^k	$\bar{\Delta} = 1\%H$ étage	$\Delta_{ey}^k \leq \bar{\Delta}$
13ème	0,0263	3,5	0,0919	0,0070	0,0323	CV
12ème	0,0243	3,5	0,0849	0,0072	0,0323	CV
11ème	0,0222	3,5	0,0777	0,0075	0,0323	CV
10ème	0,0200	3,5	0,0701	0,0077	0,0323	CV
9ème	0,0178	3,5	0,0624	0,0078	0,0323	CV
8ème	0,0156	3,5	0,0546	0,0079	0,0323	CV
7ème	0,0133	3,5	0,0467	0,0079	0,0323	CV
6ème	0,0111	3,5	0,0388	0,0077	0,0323	CV
5ème	0,0089	3,5	0,0311	0,0074	0,0323	CV
4ème	0,0068	3,5	0,0237	0,0069	0,0323	CV
3ème	0,0048	3,5	0,0168	0,0061	0,0323	CV
2ème	0,0031	3,5	0,0107	0,0051	0,0323	CV
1er	0,0016	3,5	0,0056	0,0038	0,0323	CV
RDC	0,0005	3,5	0,0018	0,0018	0,0323	CV

IV.4.5. VERIFICATIONS VIS-A-VIS DES EFFETS P- Δ :

Selon RPA version 2003 [Art 5.9]

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

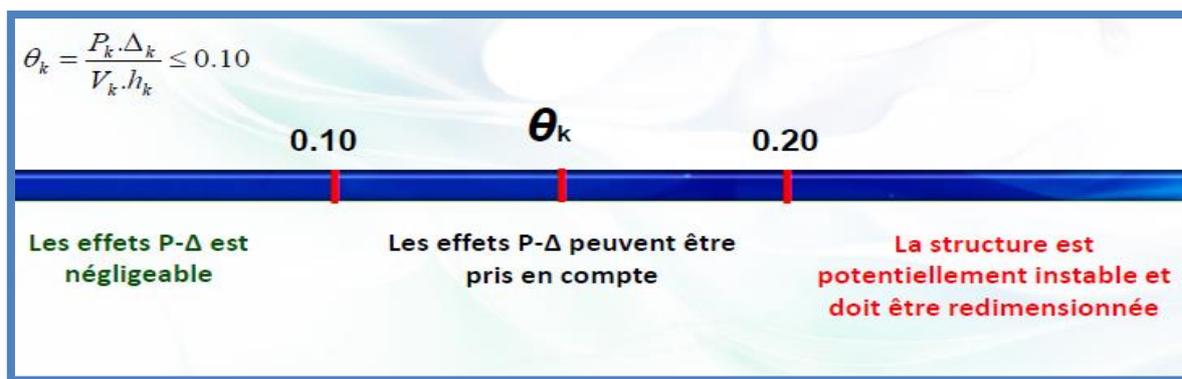
h_K : Hauteur de l'étage "K"

- 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^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

- Si $\theta_K > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ F_t = 0.07TV & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$



Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. : Vérification l’effet P-Δ sens X

XX								
Niveaux	Pk	Δ_{ex}^k	$Pk * \Delta_{ex}^k$	Vkx	Hk	Vkx*Hk	θ_x	< 0,1
13ème	6131,1358	0,0116	70,9863	1160,1365	3,23	3747,2409	0,0189	cv
12ème	12062,2796	0,0122	147,6785	2118,7174	3,23	6843,4572	0,0216	cv
11ème	17990,8978	0,0128	229,8337	2848,7597	3,23	9201,4938	0,0250	cv
10ème	24023,3408	0,0132	317,9970	3458,8411	3,23	11172,0568	0,0285	cv
9ème	30055,7838	0,0136	409,3147	3981,7371	3,23	12861,0108	0,0318	cv
8ème	36088,2268	0,0138	499,2987	4436,6196	3,23	14330,2813	0,0348	cv
7ème	42236,373	0,0138	583,6222	4857,4386	3,23	15689,5267	0,0372	cv
6ème	48384,5191	0,0135	655,1990	5249,4455	3,23	16955,7090	0,0386	cv
5ème	54532,6653	0,0130	708,8701	5612,4304	3,23	18128,1502	0,0391	cv
4ème	60680,8114	0,0121	734,6322	5948,612	3,23	19214,0168	0,0382	cv
3ème	66956,539	0,0108	722,2602	6245,3931	3,23	20172,6197	0,0358	cv
2ème	73232,2665	0,0090	661,2874	6496,3723	3,23	20983,2825	0,0315	cv
1er	79507,9941	0,0066	524,2757	6689,1011	3,23	21605,7966	0,0243	cv
RDC	85783,7216	0,0031	264,2139	6781,3271	3,23	21903,6865	0,0121	cv

Tableau. : Vérification l’effet P-Δ sens Y

YY								
Niveaux	Pk	Δ_{ey}^k	$Pk * \Delta_{ey}^k$	Vky	Hk	Vky*Hk	θ_y	< 0,1
13ème	6131,1358	0,0070	43,0467	1308,7616	3,23	4227,3000	0,0102	cv
12ème	12062,2796	0,0072	87,2223	2502,546	3,23	8083,2236	0,0108	cv
11ème	17990,8978	0,0075	135,2556	3475,3981	3,23	11225,5359	0,0120	cv
10ème	24023,3408	0,0077	185,3161	4305,3191	3,23	13906,1807	0,0133	cv
9ème	30055,7838	0,0078	235,6373	5039,1368	3,23	16276,4119	0,0145	cv
8ème	36088,2268	0,0079	286,2157	5681,8109	3,23	18352,2492	0,0156	cv
7ème	42236,373	0,0079	332,7593	6252,4897	3,23	20195,5417	0,0165	cv
6ème	48384,5191	0,0077	373,2382	6766,609	3,23	21856,1471	0,0171	cv
5ème	54532,6653	0,0074	402,7237	7220,1039	3,23	23320,9356	0,0173	cv
4ème	60680,8114	0,0069	415,8456	7607,5062	3,23	24572,2450	0,0169	cv
3ème	66956,539	0,0061	408,4684	7933,9559	3,23	25626,6776	0,0159	cv
2ème	73232,2665	0,0051	375,7548	8198,9137	3,23	26482,4913	0,0142	cv
1er	79507,9941	0,0038	300,5402	8378,4723	3,23	27062,4655	0,0111	cv
RDC	85783,7216	0,0018	155,8261	8452,2617	3,23	27300,8053	0,0057	cv

Chapitre V



V .ETUDE DU VENT

V.1.INTRODUCTION

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la Détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ❖ La direction.
- ❖ L'intensité.
- ❖ La région.
- ❖ Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ❖ La forme géométrique et les ouvertures de la structure
- a. **Le calcul** : On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes :
 - ❖ manque de données sur la construction voisine (la géométrie ; la durée de sa

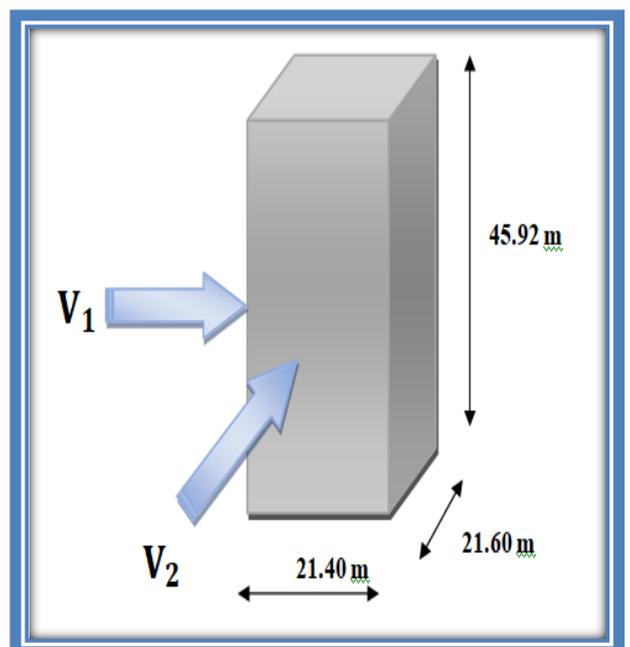
construction..)

- ❖ un plus de sécurité.

V. 2- DONNEES GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE :

- ❖ Longueur total..... $L= 21.60$ m
- ❖ Largeur total..... $l=21.40$ m
- ❖ Hauteur totale..... $Ht=45.92$ m
- ❖ Entraxe des portiques : 5.40 m
- ❖ Toiture plat $\alpha < 0.050$
- Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction.
 - La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.
 - La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale

FigureV.2.1.Actionduvent



V.3- LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE :

Le projet en question est un bâtiment, implantée à la wilaya d'Alger dont :

- ❖ Altitude géographique : $H= 118$ m
- ❖ Zone de neige : B
- ❖ Zone du vent : I
- ❖ Q réf = 375 N/m²
- ❖ Site plat : $C_t(z) = 1$
- ❖ Catégorie du terrain : IV $K_T = 0.234 / Z_0=1$ m / $Z_{min}=10$ m / $\varepsilon = 0.67$

V.4- REGLEMENTS TECHNIQUES :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ❖ CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier
- ❖ RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- ❖ DTR C2.2 : Charges et structures

Le choix du sens du VENT

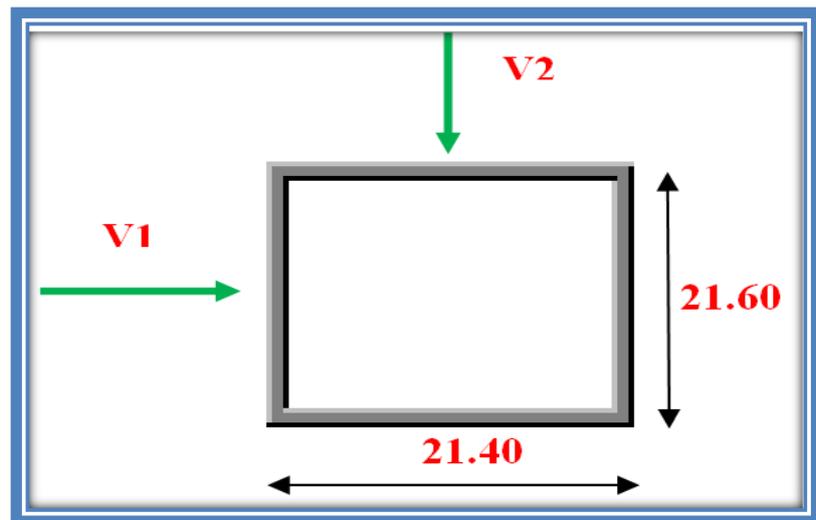


Figure : les deux directions principales du vent.

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante R qui se décompose en deux forces (Voir fig.

Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

Une force de soulèvement F_u qui représente la composante verticale des forces appliqués à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj} \text{ (daN) (§2.1.2 RNV2013)[1]}$$

Où:

- ❖ q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.
- ❖ S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.
- ❖ F_{frj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles

C. Données relatives au site :

- ❖ Catégorie du terrain 0 (RNV2013)
- ❖ Site plat: $CT = 1$ (RNV2013)
- ❖ Zone du vent I (RNV2013)
- ❖ $q_{réf} = 375$ N/m². (RNV2013)
- ❖ $K_T = 0,234$ (RNV2013)
- ❖ $Z_0 = 1$ m (RNV2013)
- ❖ $Z_{min} = 10$ m (RNV2013)
- ❖ $\xi = 0.67$ (RNV2013)

E. Détermination de la pression due au vent : La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

- ❖ $q_j = C_d \times W(z_j)$
- ❖ $W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$ (2.6 page 57 RNV2013) Si une face de la paroi est inférieure à la construction. L'autre extérieur
- ❖ C_d : le coefficient dynamique de la construction
- ❖ W (en N/m²) : est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j
- ❖ q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j.
- ❖ C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure définit au chapitre 5
- ❖ C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure définit au chapitre 5

F. Le coefficient dynamique C_d :

$C_d = 1$ selon (RNV 2013 page 63)

Bâtiment à ossatures comparant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire la direction du vent.

G. détermination de la pression dynamique : Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître – couple en éléments de surface j horizontaux, La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n élément de surface de hauteur égale h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$Q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

Ce : coefficient d'exposition au vent.

Détermination du coefficient d'exposition Ce (Z):

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_t(z) \cdot C_r(z) \cdot [1 + 7I_v(z)]$$

Cr : est le coefficient de rugosité (cf §2.4.4)

Ct : est le coefficient de topographie (cf §2.4.5)

Iv : est l'intensité de la turbulence (cf §.2.4.6)

Z(en m) est la hauteur considérée

I. intensité de turbulence Iv :

$$I_v = \frac{1}{C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v = \frac{1}{C_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

- Ct(z): le coefficient de topographie (2.5 RNV 2013 page 57)

J. coefficient de rugosité :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \quad (2.3 \text{ RNV}2013 \text{ page}53)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau

Niveau	H(m)	Z(m)	Cr	Ct	Ce	Iv	Q _{dyn} (N/m ²)
RDC	3.23	1.615	0.53	1	1.126	0.43	422.25
1ère étage	3.23	4.845	0.53	1	1.126	0.43	422.25
2ème étage	3.23	8.075	0.53	1	1.126	0.43	422.25
3ème étage	3.23	11.305	0.56	1	1.213	0.41	454.875
4ème étage	3.23	14.535	0.62	1	1.379	0.37	517.125
5ème étage	3.23	17.765	0.67	1	1.517	0.34	568.875
6ème étage	3.23	20.995	0.71	1	1.633	0.32	612.375
7ème étage	3.23	24.225	0.74	1	1.735	0.31	650.625
8ème étage	3.23	27.455	0.77	1	1.837	0.3	688.875
9ème étage	3.23	30.685	0.8	1	1.939	0.29	727.125
10ème étage	3.23	33.915	0.82	1	1.99	0.28	746.25
11ème étage	3.23	37.145	0.84	1	2.039	0.27	764.625
12ème étage	3.23	40.375	0.86	1	2.137	0.27	801.375
13ème étage	3.23	43.605	0.88	1	2.183	0.26	818.625

Tableau : Valeurs des pressions dynamiques

V.5. DIRECTION DU VENT:

1. coefficient de pression extérieure cpe :

- **Parois verticales** : Pour le calcul des valeurs de Cpe on se réfère au (§.5.1 RNV2013 page 80) :

$C_{pe} = C_{pe.1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$ si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$

b: la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; b=21.60m.

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=21.40m.

$e = \min [b ; 2h] = \min [21.60 ; (2 \times 45.22)] . e = 21.60 \text{ m}$

$e > d$ la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, D et E (selon RNV2013§5.1 page80) qui sont illustrées sur la figure suivantes :

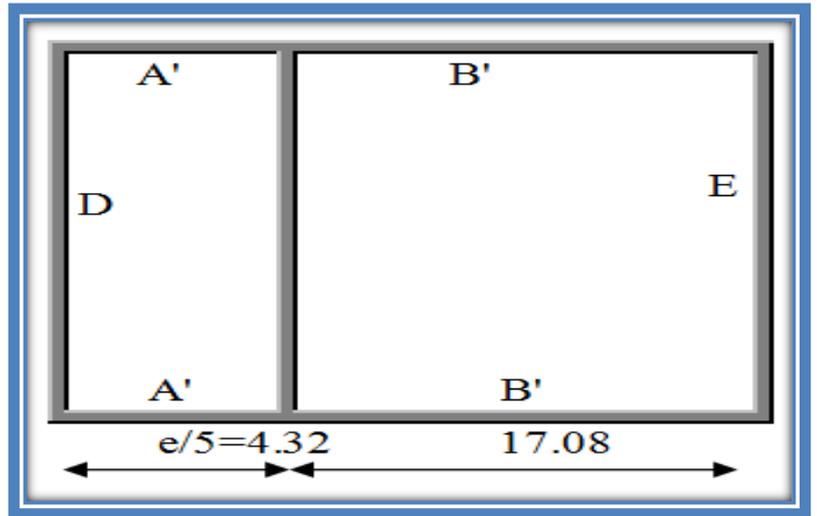


Figure: Légende pour les parois verticales

Les surfaces :

$S_a : 198.37 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = -1.0$

$S_b : 784.31 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = -0.8$

$S_d : 991.87 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = -0.5$

$S_e = 991.87 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = +0.8$

Tableau Cpe R N V 2013

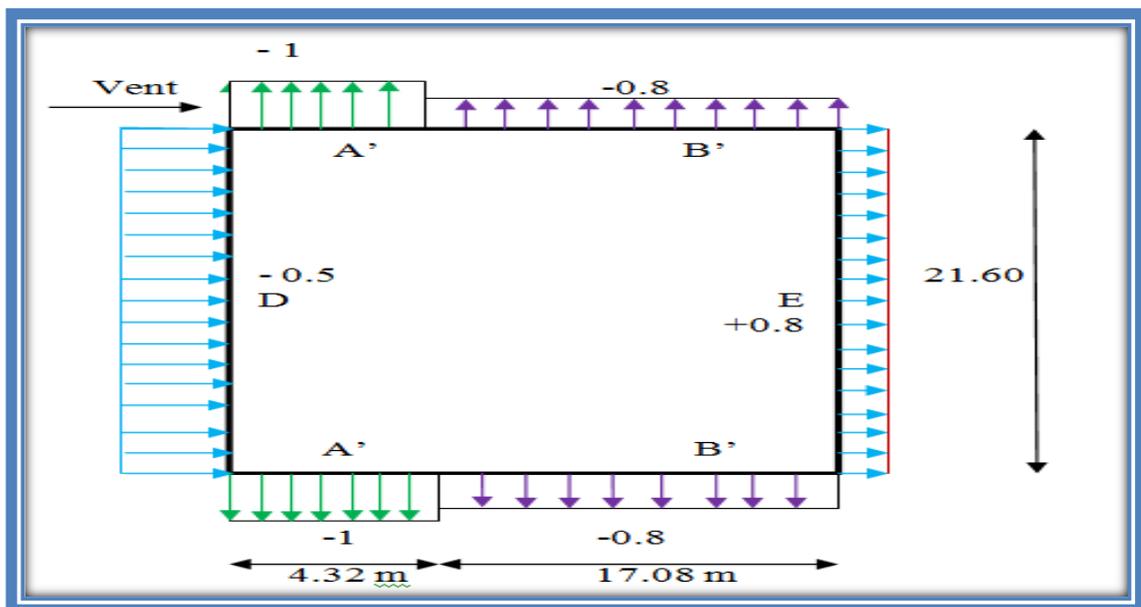


Figure : Valeur de Cpe pour les parois verticales

2. Coefficient de pression interne C_{pi} :

C_{pi} dépend de la perméabilité de la structure c'est à dire des ouvertures dans la structure sont fermées :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures (sous le vent+parallele au vent)}}{\text{surface totale des ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{167.72}{297.92} = 0.56; h/d = 45.92/21.40 = 2.14 > 1 \quad C_{pi} \Rightarrow -0.25$$

Calcul de q_j

$$q_j = C_d * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi})$$

V .6. CALCUL DES FORCES DES FROTTEMENTS:

$$d/h = 21.6/45.92 = 0.47 < 3$$

$$d/b = 20.6/21.4 = 1.00 < 3$$

On néglige les forces des frottements.

V .7. CALCUL DE LA RESULTANTE :

$$\text{Calcul de la résultante : } 2(d*h) \leq 4(2b*h) \rightarrow 2(21.6*45.92) \leq 4(2*21.4*45.92)$$

(Condition vérifiée) Donc on calcul pas la force résultante R sur le bâtiment

niveau	Zone	S m2	cd	Qdyn	cpe	cpi	cpe-cpi	qj N/m2	Rf=qj*s	F _{wh} (N)
RDC	A	198.37	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12564.260	0
	B	784.31	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182146.194	
	A'	198.37	1	422.25	-1.5	-0.25	0.15	63.3375	12564.260	
	B'	784.31	1	422.25	-2.2	-0.25	-0.55	-232.2375	-182146.194	
	D	991.87	1	422.25	-0.5	-0.25	-0.25	-105.5625	-104704.277	
	E	991.87	1	422.25	0.8	-0.25	1.05	443.3625	439757.963	335053.69
1ère étage	A	198.37	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12564.260	0
	B	784.31	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182146.194	
	A'	198.37	1	422.25	-1.5	-0.25	0.15	63.3375	12564.260	
	B'	784.31	1	422.25	-2.2	-0.25	-0.55	-232.2375	-182146.194	
	D	991.87	1	422.25	-0.5	-0.25	-0.25	-105.5625	-104704.277	
	E	991.87	1	422.25	0.8	-0.25	1.05	443.3625	439757.963	335053.69
2ère étage	A	198.37	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12564.260	0
	B	784.31	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182146.194	
	A'	198.37	1	422.25	-1.5	-0.25	0.15	63.3375	12564.260	
	B'	784.31	1	422.25	-2.2	-0.25	-0.55	-232.2375	-182146.194	
	D	991.87	1	422.25	-0.5	-0.25	-0.25	-105.5625	-104704.277	
	E	991.87	1	422.25	0.8	-0.25	1.05	443.3625	439757.963	335053.69
3ère étage	A	198.37	1	454.88	-0.1	-0.25	0.15	68.23125	13535.033	0
	B	784.31	1	454.88	-0.8	-0.25	-0.55	-250.1813	-196219.656	
	A'	198.37	1	454.88	-1.5	-0.25	0.15	68.23125	13535.033	
	B'	784.31	1	454.88	-2.2	-0.25	-0.55	-250.1813	-196219.656	
	D	991.87	1	454.88	-0.5	-0.25	-0.25	-113.7188	-112794.217	
	E	991.87	1	454.88	0.8	-0.25	1.05	477.61875	473735.710	360941.49
4ère	A	198.37	1	517.13	-0.1	-0.25	0.15	77.56875	15387.313	0

étage	B	784.31	1	517.13	-0.8	-0.25	-0.55	-284.4188	-223072.470	
	A'	198.37	1	517.13	-1.5	-0.25	0.15	77.56875	15387.313	0
	B'	784.31	1	517.13	-2.2	-0.25	-0.55	-284.4188	-223072.470	
	D	991.87	1	517.13	-0.5	-0.25	-0.25	-129.2813	-128230.193	
	E	991.87	1	517.13	0.8	-0.25	1.05	542.98125	538566.812	410336.62
5 ^{ème} étage	A	198.37	1	568.88	-0.1	-0.25	0.15	85.33125	16927.160	0
	B	784.31	1	568.88	-0.8	-0.25	-0.55	-312.8813	-245395.893	
	A'	198.37	1	568.88	-1.5	-0.25	0.15	85.33125	16927.160	0
	B'	784.31	1	568.88	-2.2	-0.25	-0.55	-312.8813	-245395.893	
	D	991.87	1	568.88	-0.5	-0.25	-0.25	-142.2188	-141062.512	451400.04
6 ^{ème} étage	A	198.37	1	612.38	-0.1	-0.25	0.15	91.85625	18221.524	0
	B	784.31	1	612.38	-0.8	-0.25	-0.55	-336.8063	-264160.510	
	A'	198.37	1	612.38	-1.5	-0.25	0.15	91.85625	18221.524	0
	B'	784.31	1	612.38	-2.2	-0.25	-0.55	-336.8063	-264160.510	
	D	991.87	1	612.38	-0.5	-0.25	-0.25	-153.0938	-151849.09	485917.11
7 ^{ème} étage	A	198.37	1	650.63	-0.1	-0.25	0.15	97.59375	19359.672	0
	B	784.31	1	650.63	-0.8	-0.25	-0.55	-357.8438	-280660.432	
	A'	198.37	1	650.63	-1.5	-0.25	0.15	97.59375	19359.672	0
	B'	784.31	1	650.63	-2.2	-0.25	-0.55	-357.8438	-280660.432	
	D	991.87	1	650.63	-0.5	-0.25	-0.25	-162.6563	-161333.855	516268.34
8 ^{ème} étage	A	198.37	1	688.88	-0.1	-0.25	0.15	103.33125	20497.820	0
	B	784.31	1	688.88	-0.8	-0.25	-0.55	-378.8813	-297160.353	
	A'	198.37	1	688.88	-1.5	-0.25	0.15	103.33125	20497.820	0
	B'	784.31	1	688.88	-2.2	-0.25	-0.55	-378.8813	-297160.353	
	D	991.87	1	688.88	-0.5	-0.25	-0.25	-172.2188	-170818.612	546619.56
9 ^{ème} étage	A	198.37	1	727.13	-0.1	-0.25	0.15	109.06875	21635.968	0
	B	784.31	1	727.13	-0.8	-0.25	-0.55	-399.9188	-313660.275	
	A'	198.37	1	727.13	-1.5	-0.25	0.15	109.06875	21635.968	0
	B'	784.31	1	727.13	-2.2	-0.25	-0.55	-399.9188	-313660.275	
	D	991.87	1	727.13	-0.5	-0.25	-0.25	-181.7813	-180303.368	576970.78
10 ^{ème} étage	A	198.37	1	746.25	-0.1	-0.25	0.15	111.9375	22205.042	0
	B	784.31	1	746.25	-0.8	-0.25	-0.55	-410.4375	-321910.236	
	A'	198.37	1	746.25	-1.5	-0.25	0.15	111.9375	22205.042	0
	B'	784.31	1	746.25	-2.2	-0.25	-0.55	-410.4375	-321910.236	
	D	991.87	1	746.25	-0.5	-0.25	-0.25	-186.5625	-185045.747	592146.39
11 ^{ème} étage	A	198.37	1	764.63	-0.1	-0.25	0.15	114.69375	22751.799	0
	B	784.31	1	764.63	-0.8	-0.25	-0.55	-420.5438	-329836.669	
	A'	198.37	1	764.63	-1.5	-0.25	0.15	114.69375	22751.799	0
	B'	784.31	1	764.63	-2.2	-0.25	-0.55	-420.5438	-329836.669	
	D	991.87	1	764.63	-0.5	-0.25	-0.25	-191.1563	-189602.150	606726.88
12 ^{ème} étage	A	198.37	1	801.38	-0.1	-0.25	0.15	120.20625	23845.314	0
	B	784.31	1	801.38	-0.8	-0.25	-0.55	-440.7563	-345689.534	
	A'	198.37	1	801.38	-1.5	-0.25	0.15	120.20625	23845.314	0
	B'	784.31	1	801.38	-2.2	-0.25	-0.55	-440.7563	-345689.534	
	D	991.87	1	801.38	-0.5	-0.25	-0.25	-200.3438	-198714.955	635887.86

	E	991.87	1	801.38	0.8	-0.25	1.05	841.44375	834602.812	
13 ^{ème} étage	A	198.37	1	818.63	-0.1	-0.25	0.15	122.79375	24358.596	0
	B	784.31	1	818.63	-0.8	-0.25	-0.55	-450.2438	-353130.676	
	A'	198.37	1	818.63	-1.5	-0.25	0.15	122.79375	24358.596	0
	B'	784.31	1	818.63	-2.2	-0.25	-0.55	-450.2438	-353130.676	
	D	991.87	1	818.63	-0.5	-0.25	-0.25	-204.6563	-202992.395	649575.66
E	991.87	1	818.63	0.8	-0.25	1.05	859.55625	852568.058		

Tableau : Les valeurs des pressions qj

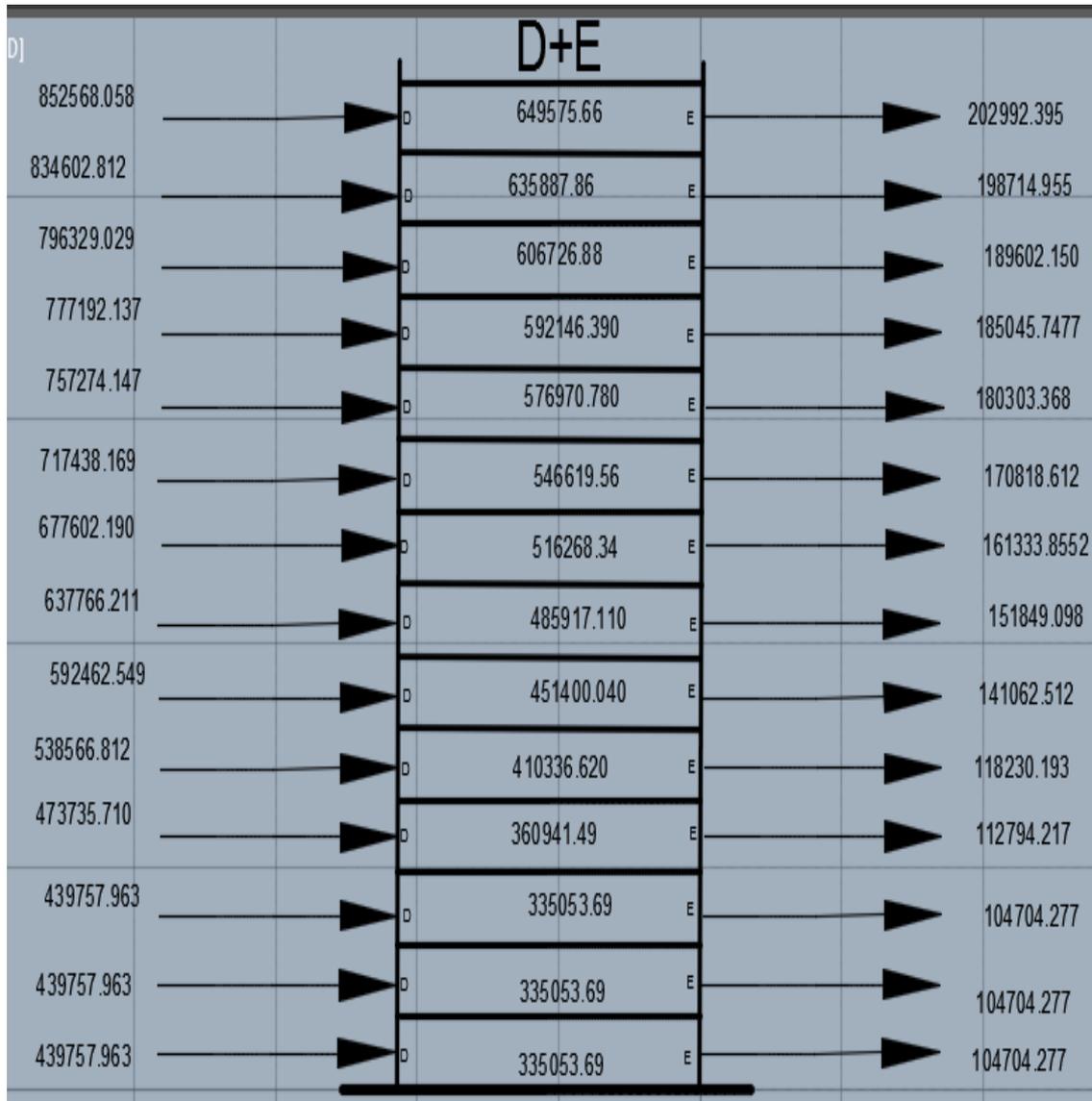


Figure : Pression sur les zones (V1)

La Force Supérieure Du Vent = 649.575 kN/m² < La Force Sismique = 802.743 kN/m²
donc la force de vent est négligés

2. V2 vent perpendiculaire:

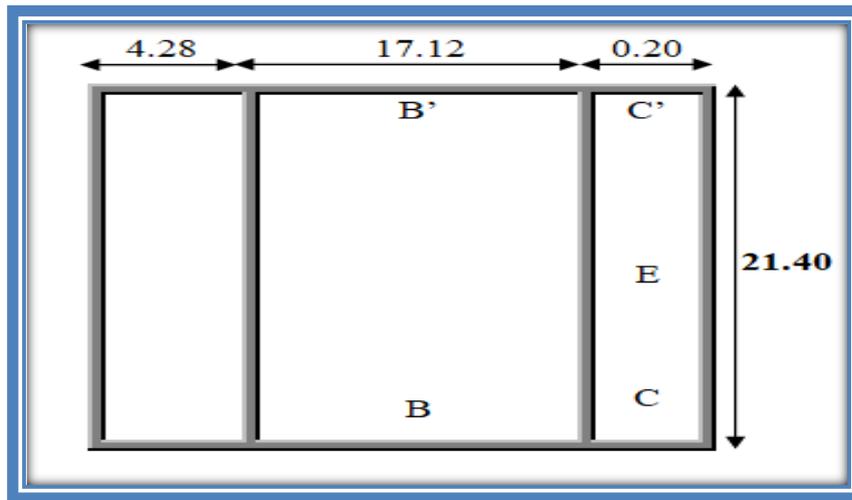
Parois verticales

d=21.6 m

b=21.4 m

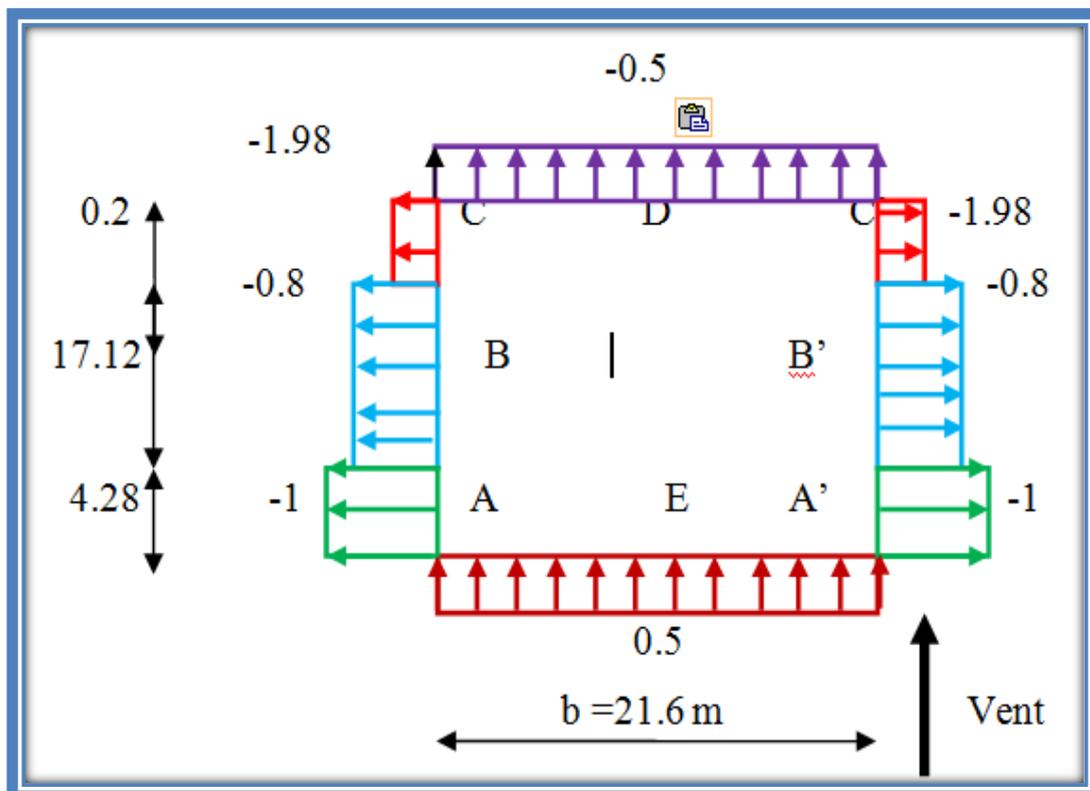
h=45.92 m

$e = \min(b ; 2h)$ donc $e = \min(21.4 ; 91.84) = 21.4 \text{ m} < d = 21.6 \text{ m}$ → on divise la paroi en cinq zone



Les surfaces :

- Sa : $196.53 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = -1.0$
- Sb: $786.15. \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = -0.8$
- SC: $9.18. \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) = -1.98$
- Sd: $982.68 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = -0.5$
- Se = $982.68 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10} = +0.8$



2. Coefficient de pression interne Cpi : B

Cpi dépend de la perméabilité de la structure c'est à dire des ouvertures dans la structure sont fermées

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures (sous le vent+parallele au vent)}}{\text{surface totale des ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{152.88}{297.92} = 0.51 ; h/d = 45.92/21.60 = 2.12 > 1 \longrightarrow C_{pi} = - 0.25$$

Calcul de qj

$$q_j = C_d * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi})$$

niveau	Zone	S m2	cd	Qdyn	cpe	cpi	cpe-cpi	Qj N/m2	Rf=qj*s(N)	Fwh(N)
RDC	A	196.53	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12.447719	0
	B	786.15	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182.5735	
	C	9.18	1	422.25	-1.98	-0.25	-1.73	-730.4925	-6.705921	0
	A'	196.53	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12.447719	
	B'	786.15	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182.5735	0
	C'	9.18	1	422.25	-1.98	-0.25	-1.73	-730.4925	-6.705921	
	D	982.68	1	422.25	-0.5	-0.25	-0.25	-105.5625	-103734.16	207468.32
	E	982.68	1	422.25	0.5	-0.25	0.75	316.6875	311202.47	
1ère étage	A	196.53	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12447.719	0
	B	786.15	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182573.5	
	C	9.18	1	422.25	-1.98	-0.25	-1.73	-730.4925	-6705.921	0
	A'	196.53	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12447.719	
	B'	786.15	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182573.5	0
	C'	9.18	1	422.25	-1.98	-0.25	-1.73	-730.4925	-6705.921	
	D	982.68	1	422.25	-0.5	-0.25	-0.25	-105.5625	-103734.2	207468.32
	E	982.68	1	422.25	0.5	-0.25	0.75	316.6875	311202.47	
2ème étage	A	196.53	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12447.719	0
	B	786.15	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182573.5	
	C	9.18	1	422.25	-1.98	-0.25	-1.73	-730.4925	-6705.921	0
	A'	196.53	1	422.25	-0.1	-0.25	0.15	63.3375	12447.719	
	B'	786.15	1	422.25	-0.8	-0.25	-0.55	-232.2375	-182573.5	0
	C'	9.18	1	422.25	-1.98	-0.25	-1.73	-730.4925	-6705.921	
	D	982.68	1	422.25	-0.5	-0.25	-0.25	-105.5625	-103734.2	207468.32
	E	982.68	1	422.25	0.5	-0.25	0.75	316.6875	311202.47	
3ème étage	A	196.53	1	454.88	-0.1	-0.25	0.15	68.23125	13409.488	0
	B	786.15	1	454.88	-0.8	-0.25	-0.55	-250.1813	-196680	
	C	9.18	1	454.88	-1.98	-0.25	-1.73	-786.9338	-7224.052	0
	A'	196.53	1	454.88	-0.1	-0.25	0.15	68.23125	13409.488	
	B'	786.15	1	454.88	-0.8	-0.25	-0.55	-250.1813	-196680	0
	C'	9.18	1	454.88	-1.98	-0.25	-1.73	-786.9338	-7224.052	
	D	982.68	1	454.88	-0.5	-0.25	-0.25	-113.7188	-111749.1	223498.28
	E	982.68	1	454.88	0.5	-0.25	0.75	341.15625	335247.42	
4ème étage	A	196.53	1	517.13	-0.1	-0.25	0.15	77.56875	15244.586	0
	B	786.15	1	517.13	-0.8	-0.25	-0.55	-284.4188	-223595.8	

	C	9.18	1	517.13	-1.98	-0.25	-1.73	-894.6263	-8212.669	0
	A'	196.53	1	517.13	-0.1	-0.25	0.15	77.56875	15244.586	
	B'	786.15	1	517.13	-0.8	-0.25	-0.55	-284.4188	-223595.8	0
	C'	9.18	1	517.13	-1.98	-0.25	-1.73	-894.6263	-8212.669	
	D	982.68	1	517.13	-0.5	-0.25	-0.25	-129.2813	-127042.1	254084.20
	E	982.68	1	517.13	0.5	-0.25	0.75	387.84375	381126.3	
5 ^{ème} étage	A	196.53	1	568.88	-0.1	-0.25	0.15	85.33125	16770.151	0
	B	786.15	1	568.88	-0.8	-0.25	-0.55	-312.8813	-245971.6	
	C	9.18	1	568.88	-1.98	-0.25	-1.73	-984.1538	-9034.531	0
	A'	196.53	1	568.88	-0.1	-0.25	0.15	85.33125	16770.151	
	B'	786.15	1	568.88	-0.8	-0.25	-0.55	-312.8813	-245971.6	0
	C'	9.18	1	568.88	-1.98	-0.25	-1.73	-984.1538	-9034.531	
	D	982.68	1	568.88	-0.5	-0.25	-0.25	-142.2188	-139755.5	279511.04
E	982.68	1	568.88	0.5	-0.25	0.75	426.65625	419266.56		
6 ^{ème} étage	A	196.53	1	612.38	-0.1	-0.25	0.15	91.85625	18052.509	0
	B	786.15	1	612.38	-0.8	-0.25	-0.55	-336.8063	-264780.2	
	C	9.18	1	612.38	-1.98	-0.25	-1.73	-1059.409	-9725.372	0
	A'	196.53	1	612.38	-0.1	-0.25	0.15	91.85625	18052.509	
	B'	786.15	1	612.38	-0.8	-0.25	-0.55	-336.8063	-264780.2	0
	C'	9.18	1	612.38	-1.98	-0.25	-1.73	-1059.409	-9725.372	
	D	982.68	1	612.38	-0.5	-0.25	-0.25	-153.0938	-150442.2	300884.33
	E	982.68	1	612.38	0.5	-0.25	0.75	459.28125	451326.5	
7 ^{ème} étage	A	196.53	1	650.63	-0.1	-0.25	0.15	97.59375	19180.1	0
	B	786.15	1	650.63	-0.8	-0.25	-0.55	-357.8438	-281318.9	
	C	9.18	1	650.63	-1.98	-0.25	-1.73	-1125.581	-10332.84	0
	A'	196.53	1	650.63	-0.1	-0.25	0.15	97.59375	19180.1	
	B'	786.15	1	650.63	-0.8	-0.25	-0.55	-357.8438	-281318.9	0
	C'	9.18	1	650.63	-1.98	-0.25	-1.73	-1125.581	-10332.84	
	D	982.68	1	650.63	-0.5	-0.25	-0.25	-162.6563	-159839	319678.09
	E	982.68	1	650.63	0.5	-0.25	0.75	487.96875	479517.13	
8 ^{ème} étage	A	196.53	1	688.88	-0.1	-0.25	0.15	103.33125	20307.691	0
	B	786.15	1	688.88	-0.8	-0.25	-0.55	-378.8813	-297857.5	
	C	9.18	1	688.88	-1.98	-0.25	-1.73	-1191.754	-10940.3	0
	A'	196.53	1	688.88	-0.1	-0.25	0.15	103.33125	20307.691	
	B'	786.15	1	688.88	-0.8	-0.25	-0.55	-378.8813	-297857.5	0
	C'	9.18	1	688.88	-1.98	-0.25	-1.73	-1191.754	-10940.3	
	D	982.68	1	688.88	-0.5	-0.25	-0.25	-172.2188	-169235.9	338471.84
	E	982.68	1	688.88	0.5	-0.25	0.75	516.65625	507707.76	
9 ^{ème} étage	A	196.53	1	727.13	-0.1	-0.25	0.15	109.06875	21435.281	0
	B	786.15	1	727.13	-0.8	-0.25	-0.55	-399.9188	-314396.1	
	C	9.18	1	727.13	-1.98	-0.25	-1.73	-1257.926	-11547.76	0
	A'	196.53	1	727.13	-0.1	-0.25	0.15	109.06875	21435.281	
	B'	786.15	1	727.13	-0.8	-0.25	-0.55	-399.9188	-314396.1	0
	C'	9.18	1	727.13	-1.98	-0.25	-1.73	-1257.926	-11547.76	
	D	982.68	1	727.13	-0.5	-0.25	-0.25	-181.7813	-178632.8	357265.60

	E	982.68	1	727.13	0.5	-0.25	0.75	545.34375	535898.4	
10 ^{ème} étage	A	196.53	1	746.25	-0.1	-0.25	0.15	111.9375	21999.077	0
	B	786.15	1	746.25	-0.8	-0.25	-0.55	-410.4375	-322665.4	
	C	9.18	1	746.25	-1.98	-0.25	-1.73	-1291.013	-11851.49	0
	A'	196.53	1	746.25	-0.1	-0.25	0.15	111.9375	21999.077	
	B'	786.15	1	746.25	-0.8	-0.25	-0.55	-410.4375	-322665.4	0
	C'	9.18	1	746.25	-1.98	-0.25	-1.73	-1291.013	-11851.49	
	D	982.68	1	746.25	-0.5	-0.25	-0.25	-186.5625	-183331.2	366662.48
	E	982.68	1	746.25	0.5	-0.25	0.75	559.6875	549993.71	
11 ^{ème} étage	A	196.53	1	764.63	-0.1	-0.25	0.15	114.69375	22540.763	0
	B	786.15	1	764.63	-0.8	-0.25	-0.55	-420.5438	-330610.5	
	C	9.18	1	764.63	-1.98	-0.25	-1.73	-1322.801	-12143.32	0
	A'	196.53	1	764.63	-0.1	-0.25	0.15	114.69375	22540.763	
	B'	786.15	1	764.63	-0.8	-0.25	-0.55	-420.5438	-330610.5	0
	C'	9.18	1	764.63	-1.98	-0.25	-1.73	-1322.801	-12143.32	
	D	982.68	1	764.63	-0.5	-0.25	-0.25	-191.1562	-187845.42	375690.85
	E	982.68	1	764.63	0.5	-0.25	0.75	573.46875	563536.27	
12 ^{ème} étage	A	196.53	1	801.38	-0.1	-0.25	0.15	120.20625	23624.134	0
	B	786.15	1	801.38	-0.8	-0.25	-0.55	-440.7563	-346500.53	
	C	9.18	1	801.38	-1.98	-0.25	-1.73	-1386.379	-12726.96	0
	A'	196.53	1	801.38	-0.1	-0.25	0.15	120.20625	23624.13	
	B'	786.15	1	801.38	-0.8	-0.25	-0.55	-440.7563	-346500.53	0
	C'	9.18	1	801.38	-1.98	-0.25	-1.73	-1386.379	-12726.96	
	D	982.68	1	801.38	-0.5	-0.25	-0.25	-200.3438	-196873.80	393747.59
	E	982.68	1	801.38	0.5	-0.25	0.75	601.03125	590621.39	
13 ^{ème} étage	A	196.53	1	818.63	-0.1	-0.25	0.15	122.79375	24132.656	0
	B	786.15	1	818.63	-0.8	-0.25	-0.55	-450.2438	-353959.1	
	C	9.18	1	818.63	-1.98	-0.25	-1.73	-1416.221	-13000.91	0
	A'	196.53	1	818.63	-0.1	-0.25	0.15	122.79375	24132.656	
	B'	786.15	1	818.63	-0.8	-0.25	-0.55	-450.2438	-353959.1	0
	C'	9.18	1	818.63	-1.98	-0.25	-1.73	-1416.221	-13000.91	
	D	982.68	1	818.63	-0.5	-0.25	-0.25	-204.6563	-201111.60	402223.21
	E	982.68	1	818.63	0.5	-0.25	0.75	613.96875	603334.81	

Tableau : Les valeurs des pressions qj

Calcul des forces des frottements:

$$d/h = 21.4 / 45.92 = 0.46 < 3$$

$$d/b = 20.4 / 21.6 = 0.99 < 3$$

On néglige les forces des frottements

$$\text{Calcul de la résultante : } 2(d \cdot h) \leq 4(2b \cdot h) \rightarrow 2(21.6 \cdot 45.92) \leq 4(2 \cdot 21.4 \cdot 45.92)$$

(condition vérifiée) Donc on calcul pas la force résultante R sur le bâtiment

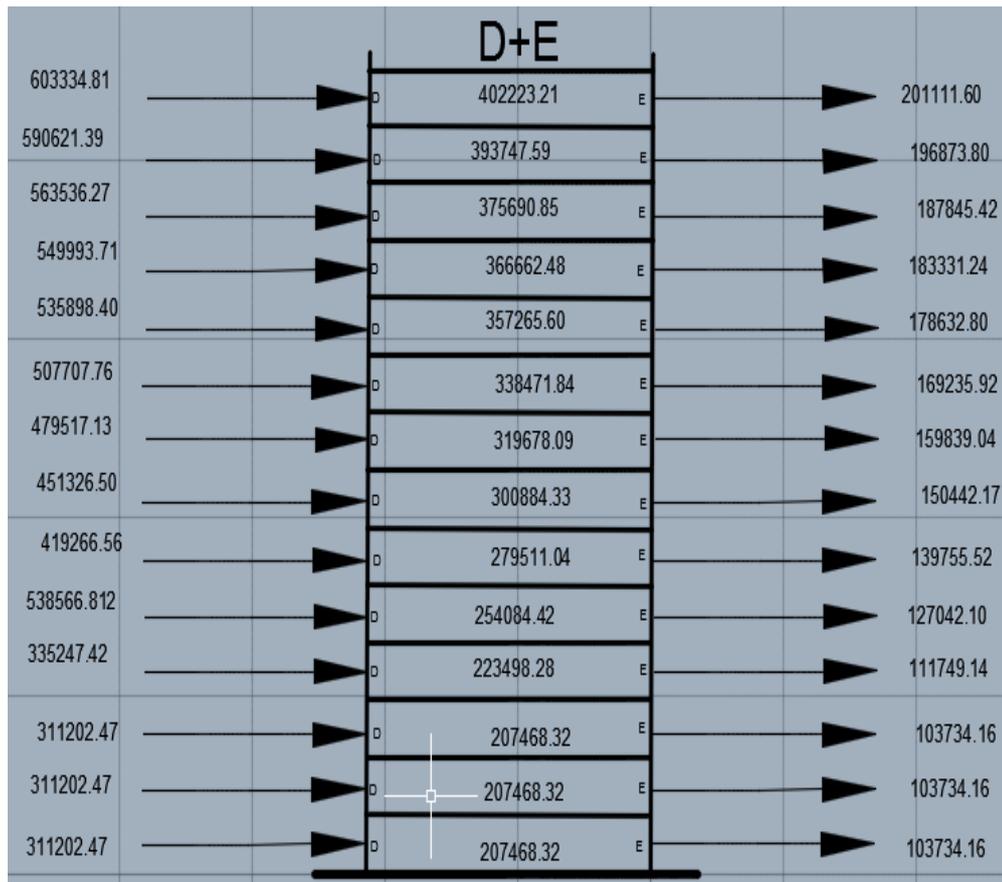


Figure : Pression sur les zones (V2)

**La Force Supérieure Du Vent = 402.223k N/m² < La Force Sismique = 987.0315k N/m²
donc la force de vent est négligés**

Chapitre VI



VI. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

VI.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le "BAEL 91 modifié 99" et le "RPA99 version 2003"^[2]

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.2.1. INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton:** $\gamma_b=1.5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1.15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

- **Béton :** $\gamma_b=1.15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18.48\text{MPa}$
- **Acier :** $\gamma_s=1.00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

VI.2.2. COMBINAISON D'ACTION

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

a. Selon "BAEL 91 modifié 99"^[1]:

a.1. ELU: Situation durable

$$1.35G+1.5Q$$

a.2. ELS: Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon "RPA99 version 2003"^[2]

Situation accidentelle

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

Avec: G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N_{max}, M₂corr

2- N_{max}, M₃corr

3- M₂max, Ncorr

4- M₃max, Ncorr

5- (N^{min}, M₂^{corr} ; N^{min}, M₃^{corr}) pour la combinaison 0.8G±E

VI.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le «RPA99 version 2003»^[2], pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

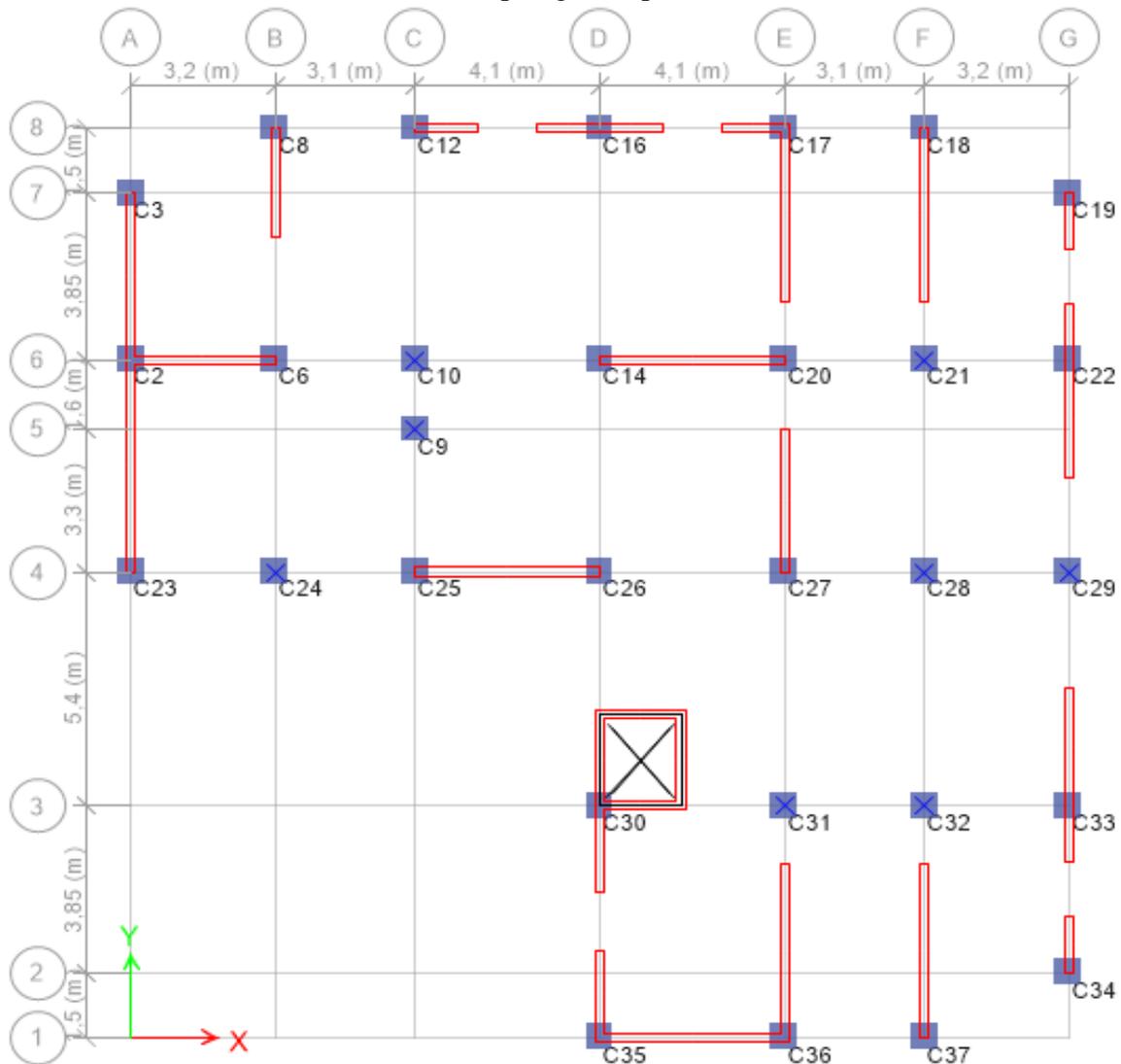
- ❖ Leur pourcentage est limité par:
 - 0,9% en zone III
- ❖ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- ❖ Le diamètre minimal est de 12mm.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est $50\varnothing$ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants, car Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel **ETABS**

Plan de repérage des poteaux :



VI.2.3 EXEMPLE DE CALCULE D'UN POTEAUX :

VI.2.3.1 calcul en flexion composée :

Nous allons détailler le calcul du poteau le plus sollicité C9 du niveau RDC de section (60*60) cm² ce dernier sera calculer en flexion composée sous combinaisons accidentelles.

Les efforts N et les moments fléchissant M ci-dessous sont obtenues par le logiciel ETABS pour illustrer cet exemple de calcul, on a :

$$M_{\max} = 112.59 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{corr}} = 2415.82 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 20.49 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{ser}}^{\text{corr}} = 1820.60 \text{ KN}$$

$$M_G = 17.90 \text{ KN.m} \quad M_Q = 2.90 \text{ KN.m}$$

a. Excentricité de premier ordre:

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N^{\text{corr}}} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiale après exécution

$$e_a = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{\frac{H}{250}} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ \frac{323}{250} = 1.29 \text{ cm} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{112.59}{2415.82} + 0.02 = 0.066 \text{ m}$$

b. Sollicitation ultime corrigée par le flambement :

$l_f = l_0 = 3.23 \text{ m}$ (Raideur du poteau plus important que celui de la poutre qu'elle le traverse)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.23}{0.6} = 5.38$$

$$\lambda_g \leq \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) = \max(15; 2.2) \Rightarrow \lambda_g = 5.38 \leq 15$$

Donc le calcul sera mené en flexion composée en tenant compte forfaitairement de l'excentricité du 2^{ème} ordre

• l'excentricité du 2^{ème} ordre

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} * (2 + \alpha * \varphi)$$

e_2 : l'excentricité due aux effets du second ordre liée a la déformation de la structure

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{17.90}{17.90 + 2.90} = 0.89$$

φ : Le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantané (généralement $\varphi = 2$)

h : la hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 60 \text{ cm}$)

$$e_2 = \frac{3 * 3.23^2}{10^4 * 0.60} * (2 + 0.89 * 2) = 0.02 \text{ m}$$

- c. Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.066 + 0.02 = 0.086m$$

$$M = N * e_0 = 2415.82 * 0.086 = 207.76KNm$$

- d. Sollicitation ramené au centre de gravite des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.086 + \left(0.57 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.36cm$$

Avec : $d = 0.60 - 0.03 = 0.57cm$ (hauteur utile et enrobage de 3 cm)

$$M_{u-A} = N * e_A = 2415.82 * 0.36 = 869.66KNm$$

- e. A l'état limite de service(ELS) :

$$M_{ser} = 20.49KN.m$$

$$N_{ser}^{corr} = 1820.60KN$$

$$e_{0-ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}^{corr}} = \frac{20.49}{1820.60} = 0.011m$$

- f. Sollicitation ramené au centre de gravite des aciers tendus :

$$e_A = e_{0-ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.011 + \left(0.57 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.281cm$$

$$M_{A-ser} = N_{ser} * e_A = 1820.60 * 0.281 = 511.588KNm$$

- g. Type de section pour le calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.8 * \frac{0.6}{0.57} \left(1 - \frac{0.4 * 0.6}{0.57}\right) = 0.487$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{869.66}{0.5 * 0.57^2 * 18.48 * 10^3} = 0.241$$

$$\mu_{bu} = 0.241 \leq \mu_{bc} = 0.487 \Rightarrow \text{SPT}$$

Donc le calcul se fera en flexion simple

- h. Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{N_{A-ser}} = \frac{869.66}{511.588} = 1.70$$

$$\mu_{lu} = (3440 * \theta * \gamma + 49 * \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1 * 1.70 + 49 * \frac{25}{1} - 3050) * 10^{-4} = 0.4023$$

$$\mu_{bu} = 0.241 \leq \mu_{lc} = 0.4023 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

Calcul du bras de levier

$$Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu}) = 0.57(1 - 0.6 * 0.241) = 0.49m$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{Z_b * fed} = \frac{869.66 * 10^{-3}}{0.45 * \left(\frac{400}{1}\right)} * 10^4 = 48.31cm^2$$

i. Armatures en flexion composées :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 48.31 - \frac{2415.82 * 10^{-3}}{400} * 10^4 = -12.08 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures est négative donc on adopte la section minimale

j. Section minimale :

La sections minimale a adopter est celle proposée par le **RPA 99 version 2003**. Car elle très importante par rapport a celle exiger par le **BAEL**.

Pour la section on a :

$$A_{\min} = 0.009bh = 0.009 * 60 * 60 = 32.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants, Les résultats des efforts sont tirés du le logiciel ETABS .

1. a. situation durable:

➤ Combinaison : **1.35G+1.5Q**

$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$

Tableau. VI.1 : Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M_2^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section s (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₂ ^{corr} (kNm)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	3450,2098	-10,2374	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	2278,6143	-23,5078	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	1286,7553	-21,7151	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	628,1649	-19,9144	SEC	0	0	18.23

$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$

Tableau. VI.2 : Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M_3^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₃ ^{corr} (kNm)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	3450,2098	3,3565	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	2278,6143	15,6564	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	1286,7553	21,7958	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	628,1649	22,552	SEC	0	0	18.23

$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$

Tableau.VI.3 : Ferraillages des poteaux situation durable ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₂ ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	30,5723	-2956,7748	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	84,9385	-1904,3575	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	86,1963	-888,3547	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	83,6208	-425,3132	SPC	0	0.21	18.23

$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$ **Tableau.VI.4 :** Ferrillages des poteaux situation durable ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	CAS	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	28,0925	-2497,1444	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	26,1746	-1752,5539	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	29,4519	-574,6826	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	32,6263	-261,8155	SEC	0	0	18.23

1. b. situation accidentelle:➤ Combinaison : **G+Q±E** $N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$ **Tableau.V.5:** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_2^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M_2^{corr} (kNm)	CAS	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	3116,079	-59,0234	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	1971,416	-95,3592	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	1099,6145	-94,0071	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	525,0787	-77,5554	SEC	0	0	18.23

 $N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$ **Tableau.VI.6:** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_3^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M_3^{corr} (kNm)	CAS	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	3116,079	-3,0073	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	1971,416	3,3122	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	1099,6145	6,4174	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	525,0787	7,7022	SEC	0	0	18.23

 $M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$ **Tableau.VI.7 :** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M_2^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	CAS	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	91,8329	-718,7137	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	202,8629	-1140,0805	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	191,3371	-512,8006	SPC	0	4.69	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	143,8486	-236,0005	SPC	0	6.30	18.23

$$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$$

Tableau.V.8 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₃ ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	112,5899	-2415,8201	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	93,0683	-1716,8292	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	87,5057	-294,3386	SPC	0	1.05	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	77,8664	-140,5083	SPC	0	3.04	18.23

➤ Combinaison : **0.8G ± E**

$$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$$

Tableau.V.9: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_2^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₂ ^{corr} (kNm)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	2515,5299	-64,6397	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	1449,2702	-51,8272	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	803,7359	-88,5073	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	384,7149	-72,5098	SEC	0	0	18.23

$$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$$

Tableau.V.10: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M_3^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₃ ^{corr} (kNm)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	2515,5299	-3,7595	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	1449,2702	-75,1912	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	803,7359	0,9097	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	384,7149	2,0057	SEC	0	0	18.23

$$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$$

Tableau.V.11: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₂ ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	86,2166	-118,1646	SPC	0	2.35	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	200,4297	-914,4822	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	188,5261	-389,8003	SPC	0	5.97	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	141,4225	-180,6444	SPC	0	6.8	18.23

$$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$$

Tableau.V.12: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_3^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₃ ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	106,1742	-1841,9411	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	86,9651	-1313,6074	SEC	0	0	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	85,4131	-722,4413	SEC	0	0	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	73,5883	-80,6264	SPC	0	3.54	18.23

$$N^{\text{min}} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$$

Tableau.V.13: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M_2^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ₂ ^{corr} (kNm)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	113,4958	83,1203	SPC	0	2.26	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	14,4568	60,576	SPC	0	2.81	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	22,5926	21,6504	SPC	0	0.88	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	16,9588	28,8229	SPC	0	1.54	18.23

$$N^{\text{min}} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$$

Tableau.V.14: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M_3^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ₃ ^{corr} (kNm)	CAS	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) 0.009*bh
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	113,4958	5,0475	SEC	0	0	32.40
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	14,4568	19,8739	SPC	0	0.78	27.23
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	22,5926	63,644	SPC	0	3.21	22.50
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	16,9588	2,778	SEC	0	0	18.23

V.2.4. CHOIX DES ARMATURES

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau. V.15 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} M2 (cm ²)	A _s ^{cal} M3 (cm ²)	A _s ^{min} (RPA)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	2,35	0	32,40	12T20	37,70
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	2,81	0,78	27,23	4T20+8T16	28,65
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	5,97	3,21	22,50	12T16	24,13
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	6,80	3,54	18,23	4T16+8T14	20,36

VI.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les combinaisons les plus défavorables.

Tableaux récapitulatifs de vérification des poteaux à l'ELS

➤ $N_{max}^{ser} \rightarrow M_{cor}^{ser}$.

Niveaux	Section s (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{2ser} (kNm)	σ inf (MPa)	σ sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC, 1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	-2513,996	-7,4331	6.39	6.45	15	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	-1660,568	17.065	4.22	4.26	15	OK
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	-938,1166	-15,7592	2.36	2.40	15	OK
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	458,5499-	14,4521	1.7	1.8	15	OK

➤ $N_{ser}^{max} \rightarrow M_{3ser}^{cor}$

Tableau V.17 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{3ser} (kNm)	σ inf (MPa)	σ sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	-2513,996	2,4397	6.39	6.45	15	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	-1660,568	11,364	4.22	4.26	15	OK
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	-938,1166	15,8195	2.36	2.40	15	OK
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	458,5499-	16,3687	1.7	1.8	15	OK

➤ $M_{2ser}^{max} \rightarrow N_{ser}^{cor}$

Tableau V18: Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{2ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	σ inf (MPa)	σ sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	-22,1977	-2154,773	5.48	5.52	15	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	-61,688	1388,1467-	3.53	3.56	15	OK
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	62,6058	-648,2563	1.65	1.66	15	OK
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	60,766	310,7243-	0.79	0.80	15	OK

➤ $M_{3ser}^{max} \rightarrow N_{ser}^{cor}$

Tableau V.19: Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{3ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	σ inf (MPa)	σ sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif.
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	60*60	-20,4873	-1820,6035	4.63	4.67	15	OK
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	55*55	-19,0707	1277,676-	3.25	3.27	15	OK
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	50*50	21,4158	-420,282	1.07	1.08	15	OK
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	45*45	23,728	191,5705-	0.49	0.49	15	OK

VI.2.6. VÉRIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT

VI.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ [1] Avec :

- T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.
- b: Largeur de la section du poteau.
- d: Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0.075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$
 $\rho_d = 0.040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section	T_u	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
	(cm ²)	(kN)	(MPa)					
RDC	60×60	48,044	0,143	13,048	0,075	1,875	3,25	C.V
1 ^{er}	60×60	59,145	0,176	13,048	0,075	1,875	3,25	C.V
2 ^{ème}	60×60	79,686	0,237	13,048	0,075	1,875	3,25	C.V
3 ^{ème}	60×60	101,466	0,302	13,048	0,075	1,875	3,25	C.V
4 ^{ème}	55×55	94,828	0,338	14,23	0,075	1,875	3,25	C.V
5 ^{ème}	55×55	107,54	0,383	14,23	0,075	1,875	3,25	C.V
6 ^{ème}	55×55	108,97	0,388	14,23	0,075	1,875	3,25	C.V
7 ^{ème}	55×55	117,96	0,421	14,23	0,075	1,875	3,25	C.V
8 ^{ème}	50×50	95,9	0,417	15,65	0,075	1,875	3,25	C.V
9 ^{ème}	50×50	99,74	0,434	15,65	0,075	1,875	3,25	C.V
10 ^{ème}	50×50	101,87	0,443	15,65	0,075	1,875	3,25	C.V
11 ^{ème}	45×45	76,64	0,415	17,39	0,075	1,875	3,25	C.V
12 ^{ème}	45×45	75,9	0,411	17,39	0,075	1,875	3,25	C.V
13 ^{ème}	45×45	91,34	0,495	17,39	0,075	1,875	3,25	C.V

VI.2.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules d'un "BAEL91 modifié 99"^[1] et celles du RPA99 version 2003 ^[2] ; elles sont données comme suit :

$$\text{Selon BAEL91 modifié 99}^{[1]} : \begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 [2] : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$

Avec : T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Les tableaux suivant rassemblent tous les résultats concernant les armatures transversales dans les poteaux:

Tableau VI.21 : Espacements maximaux selon RPA99

Niveaux	Sections	Barres	\emptyset_l (mm)	S_t (cm)	
	(cm ²)			Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	12T20	20	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	55*55	4T20+8T14	20 et 16	10	15
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	50*50	12T16	16	10	15
11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème}	45*45	4T16+8T14	16 et 14	10	15

Tableau VI.22 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f	λ _g	ρ _a	T _u ^{max}	Zone	S _t	A _t ^{cal}	Choix	A _s ^{adp}
		(m)	(%)		(kN)		(cm)	(cm ²)		(cm ²)
Zone I	60*60	2,26	3,76	2,5	96,84	N	10	2,177	6T10	4,71
						C	15	3,266	6T10	4,71
Zone II	55*55	2,26	3,76	2,5	45,19	N	10	1,016	4T8	2,01
						C	15	1,524	4T8	2,01
Zone III	50*50	2,26	3,76	2,5	48,61	N	10	1,093	4T8	2,01
						C	15	1,639	4T8	2,01
Zone IV	45*45	2,26	3,76	2,5	39,47	N	10	1,331	4T8	2,01
						C	15	1,997	4T8	2,01

V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø₁ en zone III ,Pour :

- T20.....L_r=100cm
- T16.....L_r=80cm
- T14.....L_r=70cm

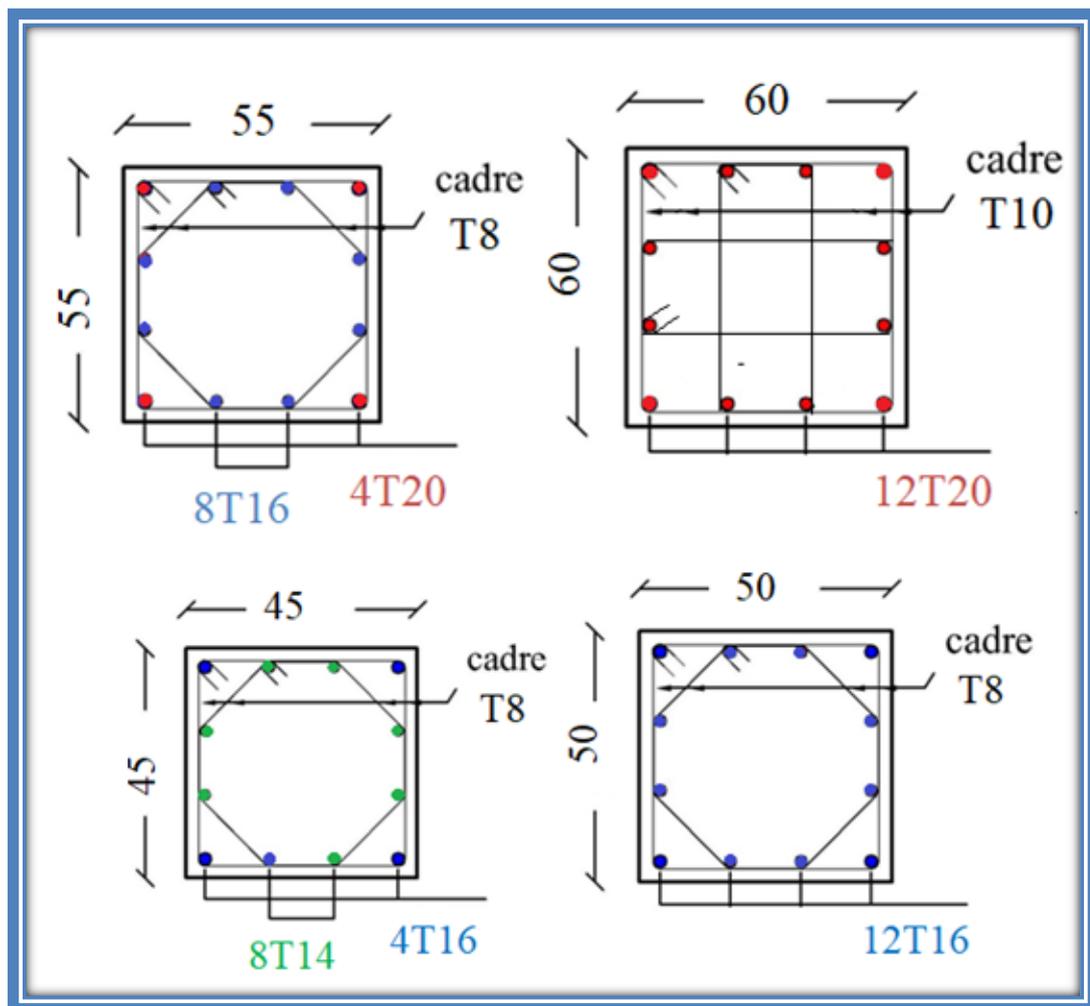


Figure VI. : Schéma de ferrillage des poteaux

VI.3.FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.3.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; \sigma_b = 14.17\text{MPa}$$

$$\text{-Acier : } \gamma_{qs} = 1.15 ; f_e = 400\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

- Situation accidentelle :

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1.15 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; \sigma_b = 18.48\text{MPa}$$

$$\text{-Acier : } \gamma_s = 1 ; f_e = 400\text{MPa} ; \sigma_s = 400\text{MPa}$$

VI.3.2. COMBINAISONS DE CHARGES

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

- Selon «BAEL 91 modifier 99 » :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" : $G+Q \pm E$

$$0.8G+E$$

V.3.3. RECOMMANDATION DU "RPA99 version 2003" :

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\mathbf{3\% \text{ en zone courante}}$$

6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles changes 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

- La longueur minimale de recouvrement est de :

$$\mathbf{50 \phi \text{ en zone III}}$$

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées 90°

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

V.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE

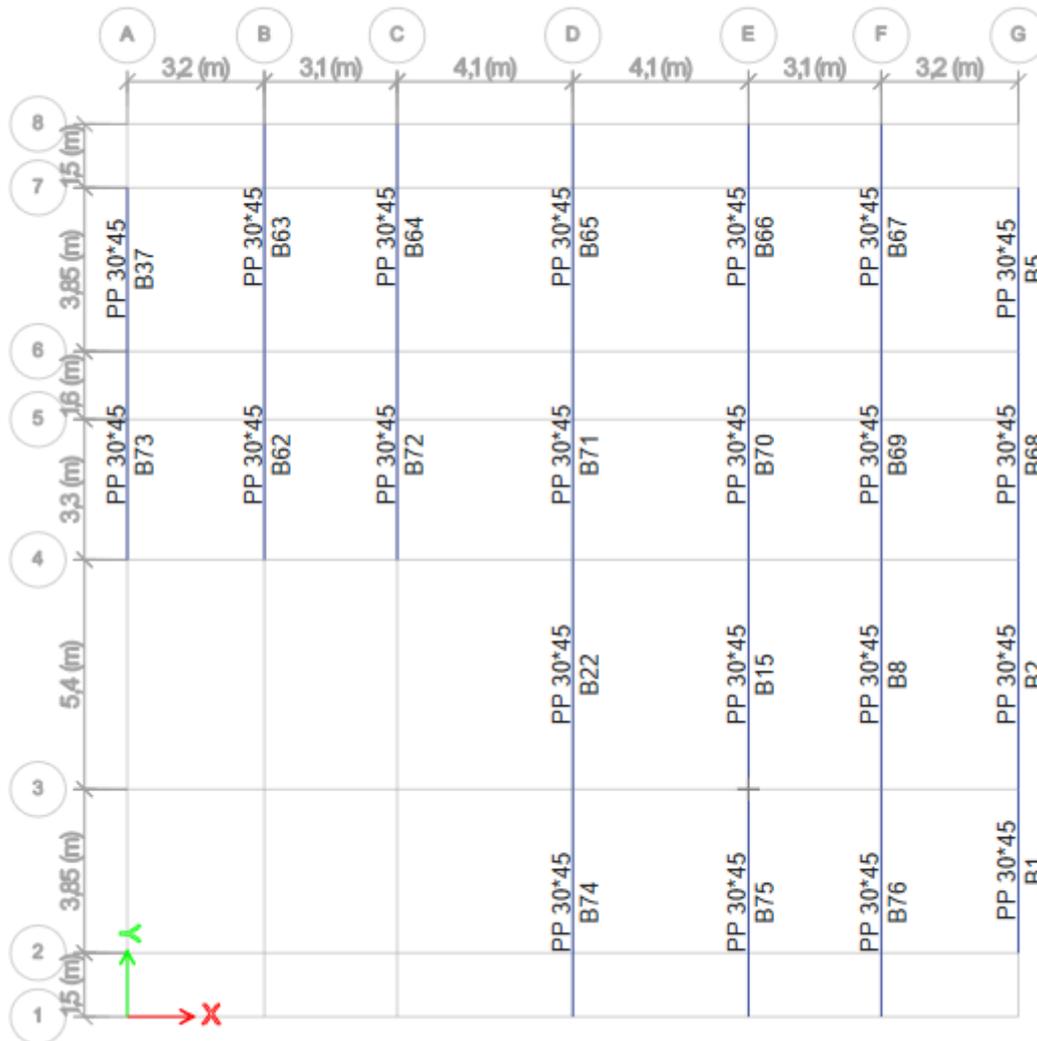
Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI.3.4.1. POUTRE PRINCIPALES :

a. Plan de repérage des poutres principales :



VI.3.4.2. EXEMPLE DE CALCULE D'UNE POUTRE

a. Calcul en flexion simple :

Le ferraillage est calculé selon les règles du **B.A.E.L 91**

O prend comme exemple de calcul les poutres porteuses de section (30*45) cm².

- **Calcul des armatures longitudinales**
Ferraillage minimal selon BAEL 91

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b_0 d = 0.23 \frac{2.1}{400} * 30 * 36 = 1.30 \text{ cm}^2$$

Pour toute la section on aura $A_{\min} = 2 * 1.30 = 2.60 \text{ cm}^2$

Ferraillage minimal selon le RPA99/2003

$$A_{\min} = 0.005bh = 0.005 * 30 * 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté :

Donc on adopte un ferraillage de **3HA14** pour la nappe supérieur et **3HA14** pour la nappe inférieur $\Rightarrow 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$

Pour les poutres les plus sollicitées on a :

En appuis : poutre B74 du plancher numéro (11)

$$M_u = 198.41 \text{KNm} \rightarrow (G + Q + EY)$$

$$M_{ser} = 17.83 \text{KNm}$$

Pour le calcul des armatures longitudinales on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{198.41}{0.3 * 0.41^2 * 18.48 * 10^3} = 0.212$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{198.01}{17.83} = 11.12$$

$$\mu_{lu} = (3440 * \theta * \gamma + 49 * \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 0.85 * 11.12 + 49 * \frac{25}{0.85} - 3050) * 10^{-4} = 3.09$$

$\mu_{bu} = 0.212 \leq \mu_{lc} = 3.09 \Rightarrow A' = 0$ Pas d'armatures comprimées et la vérification de la contrainte du béton n'est pas nécessaire

$$\mu_{bu} = 0.212 \leq \mu_{lc} = 3.09 \Rightarrow Z_b = d * (1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 41 * (1 - 0.6 * 0.212) = 0.357 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{198.41 * 10^{-3}}{0.357 * (400)} * 10^4 = 13.86 \text{cm}^2$$

On adopte **3HA16 barre filantes +4HA14 chapeaux**

En travée : poutre B70 du plancher numéro (3eme)

$$M_u = 196.15 \text{KNm} \rightarrow (0.8G + EY)$$

Pour le calcul des armatures longitudinales on a :

$$M_{ser} = 16.38 \text{KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{196.15}{0.3 * 0.41^2 * 18.48 * 10^3} = 0.21$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{196.15}{16.38} = 11.97$$

$$\mu_{lu} = (3440 * \theta * \gamma + 49 * \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 0.85 * 11.97 + 49 * \frac{25}{0.85} - 3050) * 10^{-4} = 3.34$$

$\mu_{bu} = 0.21 \leq \mu_{lc} = 3.34 \Rightarrow A' = 0$ Pas d'armatures comprimées et la vérification de la contrainte du béton n'est pas nécessaire

$$\mu_{bu} = 0.21 \leq \mu_{lc} = 3.34 \Rightarrow Z_b = d * (1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 41 * (1 - 0.6 * 0.21) = 0.358 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{196.15 * 10^{-3}}{0.358 * (400)} * 10^4 = 13.69 \text{cm}^2$$

On adopte **3HA16 barre filantes +4HA14 barres de renforcement**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI.3.4.1.POUTRE PRINCIPALE:

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.25: Ferrailage des poutres principales (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	position	Mu (kN.m)	As (cm ²)
RDC	30*45	Appui	73,99	5,50
		Travée	57,09	4,18
1 ^{er}	30*45	Appui	73,57	5,47
		Travée	56,62	4,15
2 ^{ème}	30*45	Appui	73,74	5,48
		Travée	56,63	4,15
3 ^{ème}	30*45	Appui	73,54	5,46
		Travée	56,32	4,12
4 ^{ème}	30*45	Appui	75,84	5,65
		Travée	56,61	4,15
5 ^{ème}	30*45	Appui	77,24	5,76
		Travée	56,55	4,14
6 ^{ème}	30*45	Appui	78,72	5,87
		Travée	56,49	4,14
7 ^{ème}	30*45	Appui	79,12	5,91
		Travée	56,83	4,16
8 ^{ème}	30*45	Appui	81,89	0,00
		Travée	57,24	4,19
9 ^{ème}	30*45	Appui	83,55	6,26
		Travée	57,07	4,18
10 ^{ème}	30*45	Appui	83,27	6,24
		Travée	57,83	4,24
11 ^{ème}	30*45	Appui	84,41	6,33
		Travée	58,24	4,27
12 ^{ème}	30*45	Appui	88,54	6,66
		Travée	57,17	4,19
13 ^{ème}	30*45	Appui	85,91	6,45
		Travée	61,04	4,49

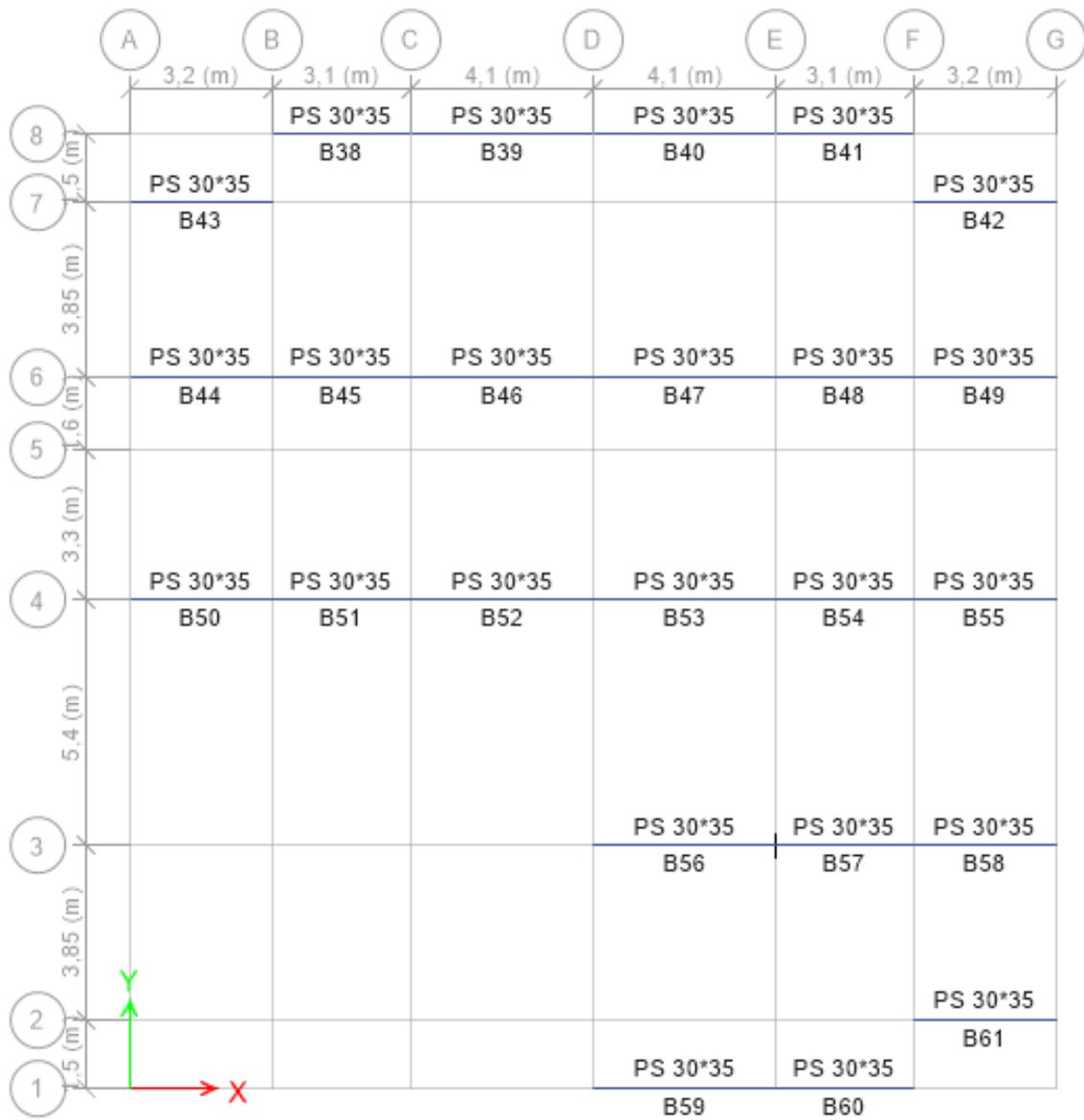
b. Situation accidentelle : $G+Q \pm E$ et $0.8G+EY$

Tableau VI.26 : Ferrillage des poutres principales (situation accidentelle)

Niveaux	Section(cm ²)	position	Mu (kN.m)	As (cm ²)
RDC	30*45	Appui	122,67	7 ,97
		Travée	117,18	7,59
1^{er}	30*45	Appui	180,58	12 ,15
		Travée	174,67	11,70
2^{ème}	30*45	Appui	200,79	13 ,68
		Travée	196,15	13,33
3^{ème}	30*45	Appui	188,4	12 ,75
		Travée	196,15	13,33
4^{ème}	30*45	Appui	195,33	13 ,26
		Travée	168,84	11,27
5^{ème}	30*45	Appui	181,89	12 ,24
		Travée	174,48	11,69
6^{ème}	30*45	Appui	177,94	11 ,95
		Travée	175,83	11,79
7^{ème}	30*45	Appui	171,144	11,44
		Travée	170,5	11,40
8^{ème}	30*45	Appui	197,72	13,45
		Travée	197,72	13,45
9^{ème}	30*45	Appui	198,41	13,50
		Travée	198,01	13,47
10^{ème}	30*45	Appui	192,19	13,02
		Travée	179,84	12,09
11^{ème}	30*45	Appui	179,35	12,05
		Travée	160,5	10,66
12^{ème}	30*45	Appui	199,94	13,62
		Travée	148,74	9,81
13^{ème}	30*45	Appui	180,87	12,17
		Travée	120,19	7,80

VI.3.4.2. POUTRES SECONDAIRE

a. Plan de repérage des poutres secondaires :



a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI. :Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	position	Mu (kN.m)	As (cm ²)
RDC	30*35	Appui	10,86	1,02
		Travée	10,35	0,97
1 ^{er}	30*35	Appui	12,76	1,20
		Travée	10,25	0,96
2 ^{ème}	30*35	Appui	17,64	1,67
		Travée	14,94	1,41
3 ^{ème}	30*35	Appui	21,76	2,08
		Travée	19,16	1,82
4 ^{ème}	30*35	Appui	26,54	2,55
		Travée	23,89	2,29
5 ^{ème}	30*35	Appui	30,55	2,95
		Travée	27,95	2,69
6 ^{ème}	30*35	Appui	34,09	3,31
		Travée	31,53	3,05
7 ^{ème}	30*35	Appui	36,62	3,57
		Travée	34,24	3,33
8 ^{ème}	30*35	Appui	39,76	3,89
		Travée	37,46	3,66
9 ^{ème}	30*35	Appui	42,53	4,18
		Travée	40,21	3,94
10 ^{ème}	30*35	Appui	43,72	4,31
		Travée	41,71	4,10
11 ^{ème}	30*35	Appui	45,01	4,44
		Travée	43,38	4,27
12 ^{ème}	30*35	Appui	47,88	4,75
		Travée	45,57	4,50
13 ^{ème}	30*35	Appui	41,12	0,00
		Travée	41,8	4,03

a. Situation accidentelle : G+Q ± EY et 0.8G+EY

Tableau VI.26 : Ferrillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section cm ²	position	Mu (kN.m)	As (cm ²)
RDC	30*35	Appui	113,81	10,25
		Travée	112,8	10,14
1 ^{er}	30*35	Appui	62,93	5,37
		Travée	163,05	15,64
2 ^{ème}	30*35	Appui	78,53	6,80
		Travée	78,19	6,77
3 ^{ème}	30*35	Appui	87,68	7,67
		Travée	87,25	7,63
4 ^{ème}	30*35	Appui	92,076	8,09
		Travée	91,78	8,06
5 ^{ème}	30*35	Appui	97,69	8,64
		Travée	92,97	8,64
6 ^{ème}	30*35	Appui	102,3	9,09
		Travée	96,88	8,56
7 ^{ème}	30*35	Appui	104,15	9,27
		Travée	92,53	8,15
8 ^{ème}	30*35	Appui	106,54	9,51
		Travée	158,61	15,12
9 ^{ème}	30*35	Appui	145,54	13,63
		Travée	144,85	13,55
10 ^{ème}	30*35	Appui	147,92	13,89
		Travée	148,31	13,94
11 ^{ème}	30*35	Appui	129,54	11,88
		Travée	128,98	11,82
12 ^{ème}	30*35	Appui	112,05	10,07
		Travée	111,44	10,02
13 ^{ème}	30*35	Appui	93,38	0,00
		Travée	87,48	8,22

VI.3.5. CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné dans les tableaux suivants :

VI.3.5.1. POUTRES PRINCIPALES

Tableau VI.29: Choix des armatures longitudinales pour les poutres principales

Niveaux	Sections (cm ²)	position	As (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	As adopté (cm ²)
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	30*45	Appui	13,68	6,75	4HA16+4AH14	14,20
		Travée	13,33	6,75	4HA16+4AH14	14,20
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	30*45	Appui	13,26	6,75	4HA16+4AH14	14,20
		Travée	11,79	6,75	4HA16+4AH14	14,20
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	30*45	Appui	13,45	6,75	4HA16+4AH14	14,20
		Travée	13,47	6,75	4HA16+4AH14	14,20
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	30*45	Appui	13,62	6,75	4HA16+4AH14	14,20
		Travée	10,66	6,75	4HA16+4AH14	14,20

VI.3.5.2. POUTRES SECONDAIRES

Tableau VI.30: Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Sections (cm ²)	position	As (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	As adopté (cm ²)
RDC ,1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	30*35	Appui	10,25	5,25	3HA16+3HA14	10 ,65
		Travée	10,14	5,25	3HA16+3HA14	10 ,65
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	30*35	Appui	9,27	5,25	3HA16+3HA14	10,65
		Travée	8,56	5,25	6HA14	9,24
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème}	30*35	Appui	9,27	5,25	3HA16+3HA14	10,65
		Travée	8,43	5,25	6HA14	9,24
11 ^{ème} 12 ^{ème} 13 ^{ème}	30*35	Appui	9,56	5,25	3HA16+3HA14	10,65
		Travée	8,15	5,25	6HA14	9,24

VI.3.6. VERIFICATIONS NECESSAIRES

VI.3.6.1. CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d=0.9h$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Poutres principales

Tableau V.31 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres principales

Niveaux	Section (cm ²)	position	As (cm ²)	As min (cm ²)	observation
RDC et Les étages courants	30*45	Appui	14,20	1,48	vérifiée
		Travée	14,20	1,48	vérifiée

b. Poutres secondaires

Tableau V.32 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	position	As (cm ²)	As min (cm ²)	observation
RDC	30*45	Appui	10,65	1,14	vérifiée
		Travée	10,65	1,14	vérifiée
Les étages courant	30*45	Appui	10,65	1,14	vérifiée
		Travée	9,24	1,14	vérifiée

VI.3.6.2. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS :

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Poutres porteuses

Tableau V.33: Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	observation
RDC ,1er2ème3ème	Appui	53,71	5,67	15	108,12	201,63	vérifiée
	Travée	41,45	4,38		83,44		
4ème5ème6ème7ème	Appui	57,45	6,06	15	115,65	201,63	vérifiée
	Travée	41,26	4,36		83,06		
8ème9ème10ème	Appui	60,67	6,4	15	122,13	201,63	vérifiée
	Travée	41,77	4,41		84,09		
11ème12ème13ème	Appui	64,76	6,84	15	130	201,63	vérifiée
	Travée	41,5	4,38		83,54		

b. Poutres secondaires

Tableau V.34: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	observation
RDC ,1er2ème3ème	Appui	15,83	2,85	15	55,22	201,63	vérifiée
	Travée	13,9	2,5		48,49		
4ème5ème6ème7ème	Appui	26,63	5,01	15	106,16	201,63	vérifiée
	Travée	24,86	4,68		99,1		
8ème9ème10ème	Appui	31,81	5,98	15	126,81	201,63	vérifiée
	Travée	30,31	5,7		120,83		
11ème12ème13ème	Appui	34,84	6,55	15	138,89	201,63	vérifiée
	Travée	33,12	6,23		132,03		

VI.3.6.4. VERIFICATIONS DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ [1]}$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Poutres principales

Tableau : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveaux	Section (cm ²)	V _u (kN.m)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)	observation
RDC ,1er2ème3ème	30*45	351,29	2,891	3,33	vérifiée
4ème5ème6ème7ème	30*45	393,81	3,241	3,33	vérifiée
8ème9ème10ème	30*45	372,77	3,068	3,33	vérifiée
11ème12ème13ème	30*45	307,308	2,529	3,33	vérifiée

b. Poutres secondaires

Tableau V.37: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	V _u (kN.m)	τ _u (MPa)	(MPa)	observation
RDC ,1er2ème3ème	30*35	298,72	3,16	3,33	vérifiée
4ème5ème6ème7ème	30*35	292,81	3,09	3,33	vérifiée
8ème9ème10ème	30*35	284,77	3,013	3,33	vérifiée
11ème12ème13ème	30*35	199,32	2,10	3,33	vérifiée

VI.3.7.FERRAILLAGE TRANSVERSAL

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de "RPA99 version 2003 " et celle du " BAEL 91 modifié 99 "

a) D'après RPA99 version 2003 :

- La quantité d'armature transversal est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right)$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **b) D'après BAEL 91 modifié 99 [1]:**

- $S_t \leq \min (0.9d , 40\text{cm})$

- $\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} , \frac{b}{10} , \phi_l \right)$

Avec:

b : longueur de la section

S : Espacement entre les armatures transversales

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales

h : Hauteur de la section

La section A_t d'un cours d'armatures d'âme, de limite élastique

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right) \quad \text{avec : } b_0 = b$$

Ce qui donne pour l'écartement minimal des armatures transversales:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.38: Calcul des armatures transversales

Elément	Sections	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
		S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
PP	30*45	40.5	11.25	22.5	10	20	1,80	4T8
PS	30*35	31.5	8.75	17.5	8.5	15	1,80	4T8

V.3.8.RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$L_r = 50 \phi \quad (\text{zone III}). \quad [2]$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm

VI.3.9 Vérification de la flèche :

D'après l'article (II.11.3.1) du **FORMULAIRE DU BETON ARME**, Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \end{array} \right.$$

Avec

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_o : Moment statique

A_s : Section d'armatures tendue

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant

Poutre	L (m)	H (cm)	M _t (MPa)	M _o (MPa)	A _s (cm ²)	Observations		
						Cond 1	Cond 2	Cond 3
PP	4,95	0,45	41,65	49	14,2	CV	CV	CNV
PS	3,65	0,35	28,3815	33,39	10,65	CV	CV	CNV

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L < 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées. $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}}$

f_v : La flèche due aux charges de longues durée. $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}}$

- Position de l'axe neutre "y₁" : $y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

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

Calcul des moments d'inerties fictifs : $I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Avec : $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	ρ	σ _σ	λ _i	λ _v	μ	I ₀	I _{fi}	I _{fv}
			(MPa)				(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
39,67	14,2	0,01127	68,98	1,797	0,719	0,174	296824,5	209743,37	267042,26
33,11	10,65	0,01109	97,153756	1,893	0,757	0,4268	140774,94	85653,94	117032,83

Vérification pour les poutres principales à l'ELS

$f_i = 0.147cm$
 $f_v = 0.343cm$ } $\Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.196cm$

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99cm$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0.196cm < \bar{f} = 0.99cm$vérifiée

Vérification pour les poutres principales à l'ELS

$f_i = 0.164cm$
 $f_v = 0.355cm$ } $\Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.192cm$

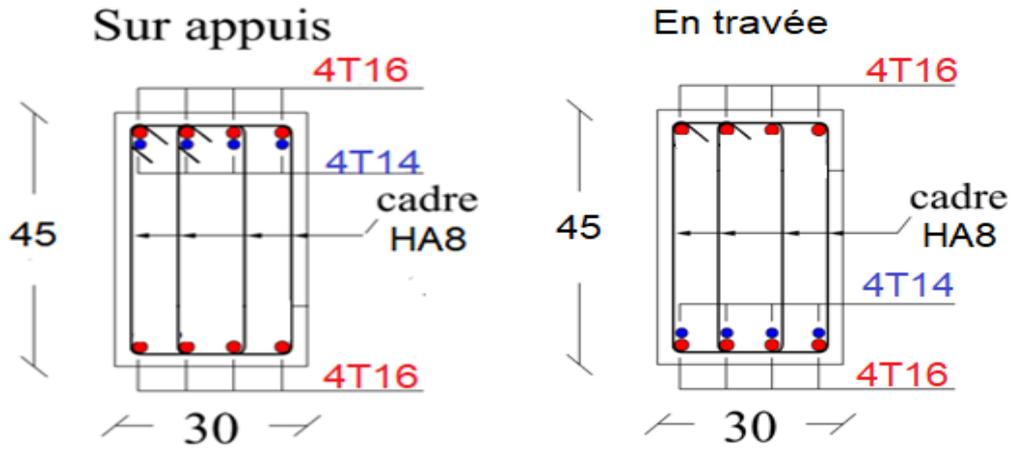
$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73cm$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0.192cm < \bar{f} = 0.73cm$vérifiée

Conclusion :

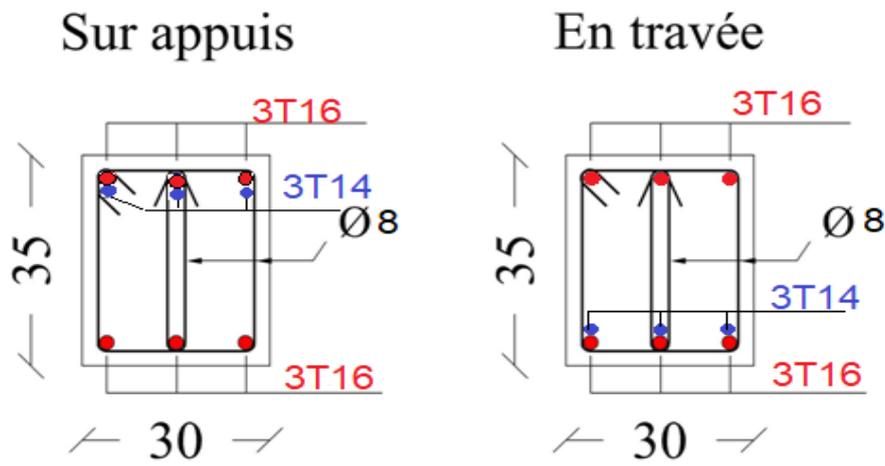
Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

POUTRES PRINCIPALES



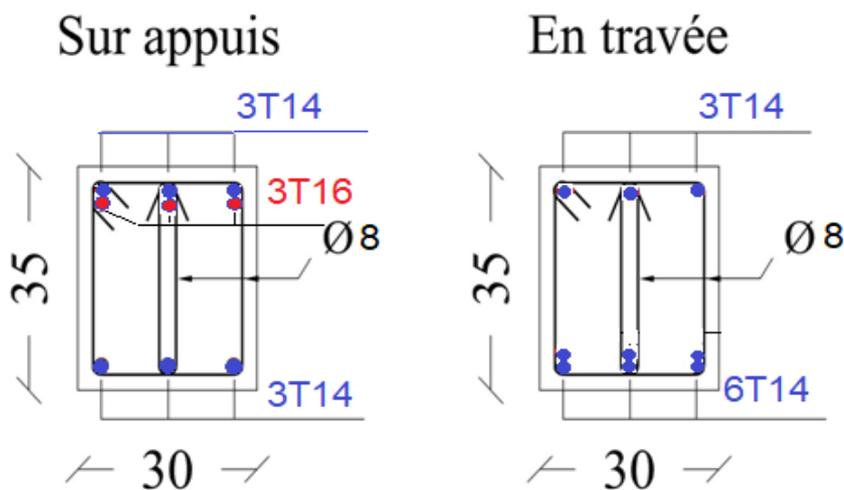
POUTRES SECONDAIRES

Du RDC au 3^{ème} étages



POUTRES SECONDAIRES

Du 3^{ème} au 13^{ème} étages



FigureVI. : Schéma de ferrailage des poutres

VI.4.FERRAILLAGE DES VOILES :**VI.4.1.INTRODUCTION :**

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferrailage suivant :

- ❖ Les aciers verticaux.
- ❖ Les aciers longitudinaux.
- ❖ Les aciers transversaux

VI.4.2. LES VOILES PLEINS :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

VI.4.3. RECOMMANDATIONS DU RPA99/2003**Armatures verticales**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

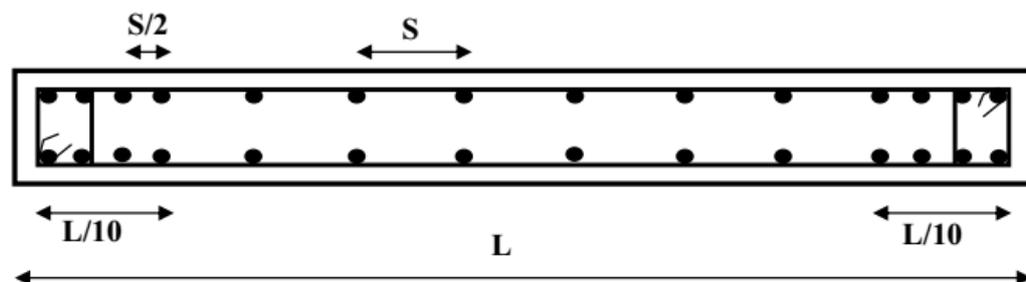


Figure : Disposition des armatures verticales dans le voile

a) Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

b) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

c) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } T = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.4. COMBINAISON D'ACTION

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

a. Selon "BAEL 91 modifié 99 ":

a.1. ELU: Situation durable : $1.35G+1.5Q$

a.2. ELS: Situation durable : $G+Q$

b. Selon "RPA99 version 2003"

Situation accidentelle : $G+Q\pm E$
 $0.8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.
 Q: Charge d'exploitation.
 E: Action du séisme.

V.4.5. CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

$$N_{compression}^{\max} \Rightarrow M_{corr}$$

$$N_{traction}^{\max} \Rightarrow M_{corr}$$

$$M_{\max} \Rightarrow N_{corr}$$

V.4.5.1. PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

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.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L \quad ; \quad A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L \quad ; \quad A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/fe$$

✓ Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.

✓ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

VI.4.5.2. EXEMPLE DE CALCULE

Notre ouvrage comprend onze (11) types de voiles :

Sens x-x : Type 1 : L = 3.50 m ; Type 2 : L = 1.10 m ; Type 3 : L = 2.60 m

Sens y-y : Type 1 : L = 1.00 m ; Type 2 : L = 2.40 m ; Type 3 : L = 3.70 m ;

Type 4 : L = 1.70 m ; Type 5 : L = 3.00 m ; Type 6 : L = 2.20 m

Type 7 : L = 3.25 m ; Type 8 : L = 4.30 m .

On a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC; 1; 2 et 3^{ème} étage.

Zone II : 4, 5, 6 et 7^{ème} étage.

Zone III : 8, 9 et 10^{ème} étage.

Zone IV : 11, 12 ; et 13^{ème} étage.

Pour l'exemple de calcul nous proposons le calcul détaillé du voile (Type1; Zone I)

de (L = 4.10 m; e = 20 cm ; h = 2.78 m).

✓ **Détermination des sollicitations**

$$N_{\min} = 2724.89$$

$$M_{\text{cor}} = 3316.57 \text{ kN.m}$$

$$V = 949.20 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0,82 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 1.15 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.05 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{2724.89}{0,82} + \frac{3316.57 * 2.05}{1.15} = +9241.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{2724.89}{0,82} - \frac{3316.57 * 2.05}{1.15} = -2595.89 \text{ kN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue.

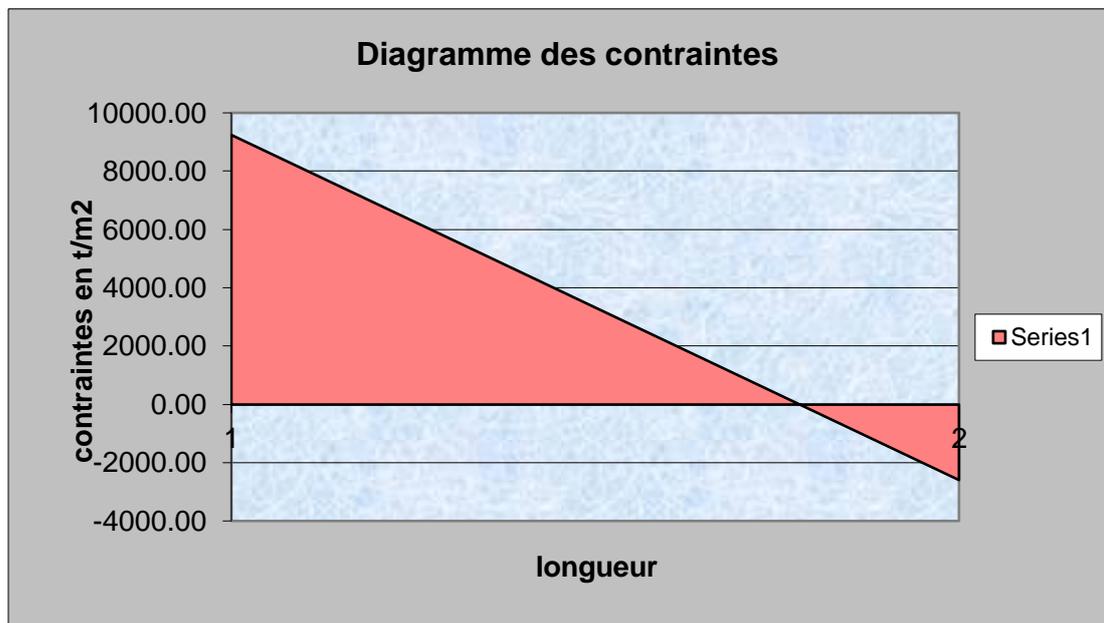


Figure V: Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{2595.89}{9241.96 + 2595.89} \times 4.10 = 0.90 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{2595.89}{2} \times 0,2 \times 0.90 = 233.39 \text{ kN}$$

✓ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{233.39 \times 10}{400} = 5.83 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{Face} = 5.83/2 = 2.91 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(3.6; 43.05) = 43.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{Face} = 43.05/2 = 21.53 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 949,2 \times 10}{400} = 36,54 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

Donc : $A_{SV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 21,53 \text{ cm}^2/\text{face}$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 8HA12** ($A_s = 9,05 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 13HA12** ($A_s = 14,70 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 23,75 / \text{face}$.

✓ Espacement

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$

Soit : $S_{tc} = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $\frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$ Avec : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

✓ Armatures horizontales

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{23,75}{4} = 5,94 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0,15 \% B = 0,0015 \times 20 \times 350 = 10,50 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15 \% B\right) = 10,50 \text{ cm}^2$$

Soit 14HA10 = 11,00 cm²/nappe avec : $S_h = 20 \text{ cm}$

✓ Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4Ø8.

✓ Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 949,20 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 350} = 2,10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{949,20 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 3,31} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS

$$N_S = 2531,614 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2531,614 \times 10^{-3}}{0,82 + (15 \times 36,18 \times 10^{-4})} = 2,84 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Ferrailages des voiles sens x-x

Sens x-x : Type 1 : L = 3.50 m ; Type 2 : L = 1.10 m ; Type 3 : L = 2.60 m

Tableau VI.39: Ferrailage verticale du voile type 01

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{\min}	359,53	837,84	1933,70	-1056,80	SPC	2,65	1,45	153,12	3,83
	N^{\max}	3465,22	14,34	4251,47	4200,29	SEC	4,1	0	3465,2	-282,44
	M^{\max}	2724,89	3316,89	9241,96	-2595,89	SPC	3,2	0,9	233,47	4,85
ZONE II	N^{\min}	-12,686	246,46	424,375	-455,32	SPC	1,98	2,12	96,623	2,42
	N^{\max}	2618,57	110,57	3390,71	2996,05	SEC	4,1	0	2618,6	-284,55
	M^{\max}	1524,2	1398,84	4355,22	-637,66	SPC	3,58	0,52	33,39	0,83
ZONE III	N^{\min}	154,07	1517,24	2895,64	-2519,86	SPC	2,19	1,91	480,73	12,02
	N^{\max}	1690,87	101,37	2242,95	1881,13	SEC	4,1	0	1690,9	-286,87
	M^{\max}	806,11	1890,1	4356,24	-2390,12	SPC	2,65	1,45	347,18	8,68
ZONE IV	N^{\min}	44,105	1016,56	1867,99	-1760,42	SPC	2,11	1,99	350,19	8,75
	N^{\max}	1001,73	558,74	2218,78	224,47	SEC	4,10	0	1001,7	-288,60
	M^{\max}	459,9	1820,65	3810,08	-2688,37	SPC	2,40	1,70	455,99	11,40

Tableau VI.40: Choix des barres du voile type 01

			Choix des barres / nappe								
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	4,85	43,06	23,75	13HA12	20	8HA12	10	10,50	11,78	15AH10	20
II	2,41	43,06	23,75	13HA12	20	8HA12	10	10,50	11,78	15HA10	20
III	12,02	43,06	23,75	13HA12	20	8HA12	10	10,50	11,78	15HA10	20
IV	11,39	43,06	23,75	13HA12	20	8HA12	10	10,50	11,78	15HA10	20

Tableau VI.41: Ferrailage verticale du voile type 02

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{min}	23,32	299,99	7543,77	-7331,769	SPC	0,56	0,54	397,5	9,93751
	N^{max}	1439,37	346,75	15139,7	-2054,517	SPC	0,97	0,13	27,0041	0,6751
	M^{max}	1439,37	346,75	15139,7	-2054,517	SPC	0,97	0,13	27,0041	0,6751
ZONE II	N^{min}	-26,85	15,52	262,7479	-506,8388	SPC	0,38	0,72	36,7176	0,91794
	N^{max}	803,114	6,792	3818,915	3482,1215	SEC	1,10	0,00	803,114	-76,092
	M^{max}	523,81	173,02	6670,707	-1908,798	SPC	0,86	0,24	46,7143	1,16786
ZONE III	N^{min}	-4,2	71,77	1760,331	-1798,512	SPC	0,54	0,56	99,9794	2,49949
	N^{max}	721,51	86,913	5434,459	1124,7231	SEC	1,10	0,00	721,51	-76,296
	M^{max}	-29,16	186,91	4501,587	-4766,678	SPC	0,53	0,57	269,666	6,74164
ZONE IV	N^{min}	1,72	247,71	6149,388	-6133,752	SPC	0,55	0,55	336,927	8,42317
	N^{max}	520,18	204,61	7437,43	-2708,521	SPC	0,81	0,29	79,5361	1,9884
	M^{max}	-19,37	259,98	6357,74	-6533,831	SPC	0,54	0,56	364,269	9,10673

Tableau VI.42 : Choix des barres du voile type 02

			Choix des barres / nappe								
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	9,94	11,55	7,92	3AH12	20	4HA12	10,00	3,30	11,78	15T10	20
II	1,17	11,55	7,92	3HA12	20	4HA12	10,00	3,30	11,78	15T10	20
III	6,7416	11,55	7,92	3HA12	20	4HA12	10,00	3,30	11,78	15T10	20
IV	9,1067	11,55	7,92	3HA12	20	4HA12	10,00	3,30	11,78	15T10	20

Tableau VI.43 : Ferrailage verticale du voile type 03

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{\min}	-110,35	1784,92	7709,04	-8133,448	SPC	1,27	1,33	1085,67	27,1419
	N^{\max}	2461,91	1785,81	12659,63	-3190,75	SPC	2,08	0,52	167,001	4,17503
	M^{\max}	2461,91	1785,81	12659,63	-3190,75	SPC	2,08	0,52	167,001	4,17503
ZONE II	N^{\min}	-5,64	310,06	1365,16	-1386,852	SPC	1,29	1,31	181,712	4,5428
	N^{\max}	1425,19	666,25	5697,481	-215,9808	SPC	2,51	0,09	2,05098	0,05127
	M^{\max}	1425,19	666,25	5697,481	-215,9808	SPC	2,51	0,09	2,05098	0,05127
ZONE III	N^{\min}	193,35	47,7	583,5133	160,14053	SEC	2,60	0,00	193,35	-184,12
	N^{\max}	1473,04	919,64	6914,012	-1248,473	SPC	2,20	0,40	49,6489	1,24122
	M^{\max}	1155,89	1023,68	6765,824	-2320,093	SPC	1,94	0,66	154,034	3,85084
ZONE IV	N^{\min}	-27,23	449,88	1944,143	-2048,874	SPC	1,27	1,33	273,34	6,83349
	N^{\max}	971,23	1050,92	6531,596	-2796,096	SPC	1,82	0,78	217,923	5,44808
	M^{\max}	971,23	1050,92	6531,60	-2796,096	SPC	1,82	0,78	217,923	5,44808

Tableau VI.44 : Choix des barres du voile type 03

		Choix des barres / nappe									
Zone	A_v	A_{\min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	$A_{H\text{adop}}$	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	27,142	27,3	13,65	10AH12	20	6HA12	10,00	7,80	11,78	15T10	20
II	4,5428	27,3	13,65	10HA12	20	6HA12	10,00	7,80	11,78	15T10	20
III	3,8508	27,3	13,65	10HA12	20	6HA12	10,00	7,80	11,78	15T10	20
IV	6,8335	27,3	13,65	10HA12	20	6HA12	10,00	7,80	11,78	15T10	20

Ferrailages des voiles sens y-y

Sens y-y : Type 1 : L = 1.00 m ; Type 2 : L = 2.40 m ; Type 3 : L = 3.70 m ; Type 4 : L = 1.70 m
 Type 5 : L = 3.00 m ; Type 6 : L = 2.20 m ; Type 7 : L = 3.25 m ; Type 8 : L = 4.30 m

Tableau VI.45 : Ferrailage verticale du voile type I

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{\min}	-15,01	184,65	5464,45	-5614,55	SPC	0,49	0,51	284,531	7,11327
	N^{\max}	1013,52	131,6	9015,6	1119,6	SEC	1,00	0,00	1013,52	-68,466
	M^{\max}	138,139	192,79	6474,395	-5093,005	SPC	0,56	0,44	224,24	5,60599
ZONE II	N^{\min}	-1,26	99,07	2965,8	-2978,4	SPC	0,50	0,50	149,236	3,73089
	N^{\max}	489,39	5,19	2602,65	2291,25	SEC	1,00	0,00	489,39	-69,777
	M^{\max}	120,404	140,86	4827,82	-3623,78	SPC	0,57	0,43	155,376	3,88441

Tableau VI.46 : Choix des barres du voile type I

			Choix des barres / nappe								
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm^2)	(cm^2)		(cm)
I	7,1133	10,5	7,92	3H12	20	4HA12	10,00	3,00	11,00	14T10	20
II	3,8844	10,5	7,92	3HA12	20	4HA12	10,00	3,00	11,00	14T10	20

Tableau V.47 : Ferrailage verticale du voile type II

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{min}	52,44	154,08	911,75	-693,25	SPC	1,36	1,04	71,8648	1,79662
	N^{max}	2203,53	760,93	33845,55	-11810,25	SPC	2,40	0,00	4565,58	-59,586
	M^{max}	238,84	852,82	4939,354	-3944,188	SPC	1,33	1,07	420,281	10,507
ZONE II	N^{min}	-10,52	255,25	1307,51	-1351,34	SPC	1,18	1,22	164,83	4,12
	N^{max}	1151,22	218,97	3538,844	1257,9063	SEC	2,40	0,00	1151,22	-167,52
	M^{max}	678,94	404,23	3519,823	-690,9063	SPC	2,01	0,39	27,2077	0,68019

Tableau V.48 : Choix des barres du voile type II

			Choix des barres / nappe								
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm^2)	(cm^2)		(cm)
I	10,507	25,2	16,96	9H12	20	6HA12	10,00	3,00	11,00	14T10	20
II	4,12	25,2	16,96	9HA12	20	6HA12	10,00	3,00	11,00	14T10	20

Tableau V.49 : Ferrailage verticale du voile type III

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{min}	43,5	308,84	735,57	-618,0022	SPC	2,01	1,69	104,4	2,61
	N^{max}	3346,63	506,27	5631,90	3413,04	SEC	3,70	0,00	3346,63	-254,33
	M^{max}	1657,22	1980,82	6580,217	-2101,244	SPC	2,80	0,90	188,175	4,70437
ZONE II	N^{min}	-1,25	47,84	103,15	-106,52	SPC	1,82	1,88	20,02	0,50
	N^{max}	2031,62	158,68	3093,161	2397,7042	SEC	3,70	0,00	2031,62	-257,62
	M^{max}	842,55	1039,98	3417,573	-1140,411	SPC	2,77	0,93	105,573	2,63932

Tableau V.50 : Choix des barres du voile type III

			Choix des barres / nappe								
Zone	A _v	A _{min} (RPA)	A _{adop}	Zone	St	Zone	St	A _H	A _{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	4,7044	38,85	24,88	14HA12	20	8HA12	10,00	11,10	11,78	15T10	20
II	2,6393	38,85	24,88	14HA12	20	8HA12	10,00	11,10	11,78	15T10	20

Tableau V.51 : Ferraillage verticale du voile type IV

Zone	Sollicitations	N	M	σ ₁	σ ₂	Nature	L _c	L _T	F	A _v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N ^{min}	-7,16	120,67	1231,57	-1273,689	SPC	0,84	0,86	110,084	2,75209
	N ^{max}	2013,49	66,75	6614,936	5229,1228	SEC	1,70	0,00	2013,49	-115,67
	M ^{max}	1434,85	340,46	7754,334	685,96021	SEC	1,70	0,00	1434,85	-117,11
ZONE II	N ^{min}	-0,32	8,79	90,30	-92,19	SPC	0,84	0,86	7,92	0,20
	N ^{max}	1365,04	57,69	4613,682	3415,9654	SEC	1,70	0,00	1365,04	-117,29
	M ^{max}	285,57	287,88	3828,285	-2148,462	SPC	1,09	0,61	131,292	3,28231

Tableau V.52 : Choix des barres du voile type IV

			Choix des barres / nappe								
Zone	A _v	A _{min} (RPA)	A _{adop}	Zone	St	Zone	St	A _H	A _{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	2,7521	17,85	11,31	6HA12	20	4HA12	10,00	5,10	11,00	14T10	20
II	3,2823	17,85	11,31	6HA12	20	4HA12	10,00	5,10	11,00	14T10	20

Tableau V.53 : Ferraillage verticale du voile type V

Zone	Sollicitations	N	M	σ ₁	σ ₂	Nature	L _c	L _T	F	A _v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N ^{min}	707,30	88,47	1473,73	883,93	SEC	3,00	0,00	707,30	-211,23
	N ^{max}	3179,13	53,43	5476,65	5120,45	SEC	3,00	0,00	3179,13	-205,05
	M ^{max}	1903,01	1147,52	6996,745	-653,3883	SPC	2,74	0,26	16,7415	0,41854
ZONE II	N ^{min}	44,77	217,11	798,32	-649,08	SPC	1,65	1,35	87,32	2,18
	N ^{max}	1634,48	56,24	2911,6	2536,6667	SEC	3,00	0,00	1634,48	-208,91
	M ^{max}	675,73	536,06	2913,083	-660,65	SPC	2,45	0,55	36,6389	0,91597

Tableau V.54 : Choix des barres du voile type V

Choix des barres / nappe											
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	0,4185	31,5	20,36	10HA12	20	8HA12	10,00	9,00	11,00	14T10	20
II	2,18	31,5	20,36	10HA12	20	8HA12	10,00	9,00	11,00	14T10	20

Tableau V.55 : Ferraillage verticale du voile type VI

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{min}	477,35	56,61	1435,77	734,00	SEC	2,20	0,00	477,35	-155,01
	N^{max}	1663,65	0,09	3781,581	3780,4649	SEC	2,20	0,00	1663,65	-152,04
	M^{max}	1214,55	497,42	5843,523	-322,8409	SPC	2,08	0,12	3,71852	0,09296
ZONE II	N^{min}	64,25	108,87	820,84	-528,79	SPC	1,34	0,86	45,58	1,14
	N^{max}	849,15	44,28	2204,349	1655,4236	SEC	2,20	0,00	849,15	-154,08
	M^{max}	272,27	208,22	1909,415	-671,8244	SPC	1,63	0,57	38,4686	0,96171

Tableau V.56 : Choix des barres du voile type VI

Choix des barres / nappe											
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	0,093	23,1	15,83	8HA12	20	6HA12	10,00	6,60	11,00	14T10	20
II	1,14	23,1	15,83	8HA12	20	6HA12	10,00	6,60	11,00	14T10	20

Tableau V.57 : Ferraillage verticale du voile type VII

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{min}	87,32	220,9	761,75	-493,07	SEC	1,97	1,28	62,97	1,57
	N^{max}	2630,75	1089,21	7140,922	953,69349	SEC	3,25	0,00	2630,75	-224,17
	M^{max}	547,88	1149,74	4108,426	-2422,641	SPC	2,04	1,21	292,064	7,30159
ZONE II	N^{min}	4,75	167,32	482,54	-467,92	SPC	1,65	1,60	74,87	1,87
	N^{max}	1627,27	476,74	3857,547	1149,4379	SEC	3,25	0,00	1627,27	-226,68
	M^{max}	245,44	663,48	2262,04	-1506,84	SPC	1,95	1,30	195,797	4,89492

Tableau V.58 : Ferrailage verticale du voile type VII

		Choix des barres / nappe									
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	7,3016	34,125	22,62	12HA12	20	8HA12	10,00	9,75	11,00	14T10	20
II	4,8949	34,125	22,62	12HA12	20	8HA12	10,00	9,75	11,00	14T10	20

Tableau V.59 : Ferrailage verticale du voile type VIII

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONE I	N^{min}	67,52	164,48	345,38	-188,36	SPC	2,78	1,52	28,58	0,71
	N^{max}	3275,16	376,58	4419,326	3197,325	SEC	4,30	0,00	3275,16	-297,11
	M^{max}	3269,91	1825,41	6763,946	840,49567	SEC	4,30	0,00	3269,91	-297,13
ZONE II	N^{min}	-33,06	242,89	355,65	-432,53	SPC	1,94	2,36	102,07	2,55
	N^{max}	275,08	182,21	615,4959	24,224986	SEC	4,30	0,00	275,08	-304,61
	M^{max}	1359,64	1168,28	3476,509	-314,556	SPC	3,94	0,36	11,2228	0,28057

Tableau V.60 : Ferrailage verticale du voile type VIII

		Choix des barres / nappe									
Zone	A_v	A_{min} (RPA)	A_{adop}	Zone	St	Zone	St	A_H	A_{Hadop}	choix	St
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	courant	(cm)	D'about	(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm)
I	0,71	45,15	30,54	17HA12	20	10HA12	10,00	12,90	13,07	8T10+6T12	20
II	2,55	45,15	30,54	17HA12	20	10HA12	10,00	12,90	13,07	8T10+6T13	20

NB :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Vérifications des contraintes de cisaillement sens x-x

Tableau V.61: Les vérifications de contrainte de cisaillement

				Vérification de contraintes de cisaillement					
Voile	Zone	d	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS
Type 01	I	3,15	1194,74	2,65	5	Vérifiée	1,90	2,5	Vérifiée
	II	3,15	943,05	2,10	5	Vérifiée	1,50	2,5	Vérifiée
	III	3,15	506,6	1,13	5	Vérifiée	0,80	2,5	Vérifiée
	IV	3,15	887,37	1,97	5	Vérifiée	1,41	2,5	Vérifiée
Type 02	I	0,99	212,85	1,51	5	Vérifiée	1,08	2,5	Vérifié
	II	0,99	174,09	1,23	5	Vérifiée	0,88	2,5	Vérifiée
	III	0,99	111,28	0,79	5	Vérifié	0,56	2,5	Vérifiée
	IV	0,99	180,39	1,28	5	Vérifiée	0,91	2,5	Vérifiée
Type 03	I	2,34	902,2	2,70	5	Vérifiée	1,93	2,5	Vérifiée
	II	2,34	637,43	1,91	5	Vérifiée	1,36	2,5	Vérifié
	III	2,34	406,64	1,22	5	Vérifiée	0,87	2,5	Vérifiée
	IV	2,34	621,36	1,86	5	Vérifié	1,33	2,5	Vérifiée

Tableau V.62: Vérifications à l'ELS

				Vérifications a l'ELS			
Voile	Zone	Ω	As	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	0,7	47,50	85,38	0,11	15	Vérifiée
	II	0,7	47,50	111,66	0,14	15	Vérifiée
	III	0,7	47,50	128,96	0,17	15	Vérifiée
	IV	0,7	47,50	139,82	0,18	15	Vérifiée
Type 02	I	0,22	15,84	28,29	0,12	15	Vérifiée
	II	0,22	15,84	20,93	0,09	15	Vérifiée
	III	0,22	15,84	19,35	0,08	15	Vérifié
	IV	0,22	15,84	21,83	0,09	15	Vérifiée
Type 03	I	0,52	27,30	51,37	0,09	15	Vérifiée
	II	0,52	27,30	77,13	0,14	15	Vérifiée
	III	0,52	27,30	95,82	0,17	15	Vérifiée
	IV	0,52	27,30	114,09	0,20	15	Vérifié

Vérifications des contraintes de cisaillement sens y-y

Tableau V.63: Les vérifications de contrainte de cisaillement

Vérification de contraintes de cisaillement									
Voile	Zone	d	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS
Type 01	I	0,9	116,95	0,91	5	Vérifiée	0,65	2,5	Vérifiée
	II	0,9	36,39	0,28	5	Vérifiée	0,20	2,5	Vérifiée
Type 02	I	2,16	330,29	1,07	5	Vérifiée	0,76	2,5	Vérifiée
	II	2,16	242,44	0,79	5	Vérifiée	0,56	2,5	Vérifiée
Type 03	I	3,33	577,03	1,21	5	Vérifiée	0,87	2,5	Vérifiée
	II	3,33	698,7	1,47	5	Vérifiée	1,05	2,5	Vérifiée
Type 04	I	1,53	221,54	1,01	5	Vérifié	0,72	2,5	Vérifié
	II	1,53	264,03	1,21	5	Vérifiée	0,86	2,5	Vérifiée
Type 05	I	2,7	335,09	0,87	5	Vérifiée	0,62	2,5	Vérifiée
	II	2,7	219,31	0,57	5	Vérifiée	0,41	2,5	Vérifiée
Type 06	I	1,98	170,56	0,60	5	Vérifiée	0,43	2,5	Vérifiée
	II	1,98	99,81	0,35	5	Vérifié	0,25	2,5	Vérifié
Type 07	I	2,925	676,72	1,62	5	Vérifiée	1,16	2,5	Vérifiée
	II	2,925	383,27	0,92	5	Vérifiée	0,66	2,5	Vérifiée
Type 08	I	3,87	944,65	1,71	5	Vérifiée	1,22	2,5	Vérifiée
	II	3,87	620,97	1,12	5	Vérifiée	0,80	2,5	Vérifiée

Tableau V.64: Vérifications a l'ELS

					Vérifications a l'ELS		
Voile	Zone	Ω	As	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	0,2	47,50	85,38	0,31	15	Vérifiée
	II	0,2	47,50	111,66	0,41	15	Vérifiée
Type 02	I	0,48	15,84	28,29	0,06	15	Vérifiée
	II	0,48	15,84	20,93	0,04	15	Vérifiée
Type 03	I	0,74	27,30	51,37	0,07	15	Vérifiée
	II	0,74	27,30	77,13	0,10	15	Vérifiée
Type 04	I	0,34	15,84	28,29	0,08	15	Vérifié
	II	0,34	15,84	20,93	0,06	15	Vérifiée
Type 05	I	0,6	15,84	28,29	0,05	15	Vérifiée
	II	0,6	15,84	20,93	0,03	15	Vérifiée
Type 06	I	0,44	15,84	28,29	0,06	15	Vérifiée
	II	0,44	15,84	20,93	0,05	15	Vérifié
Type 07	I	0,65	15,84	28,29	0,04	15	Vérifiée
	II	0,65	15,84	20,93	0,03	15	Vérifiée
Type 08	I	0,86	15,84	28,29	0,03	15	Vérifiée
	II	0,86	15,84	20,93	0,02	15	Vérifiée

Ferraillages des voiles sens x-x

Figure VI.1 : Ferraillage verticale du voile type 01

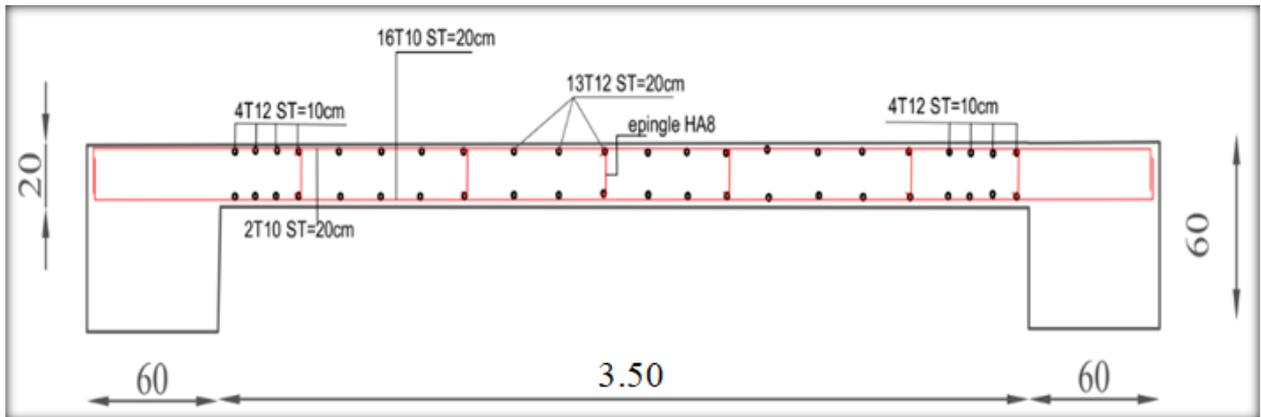


Figure VI.2 : Ferraillage verticale du voile type 02

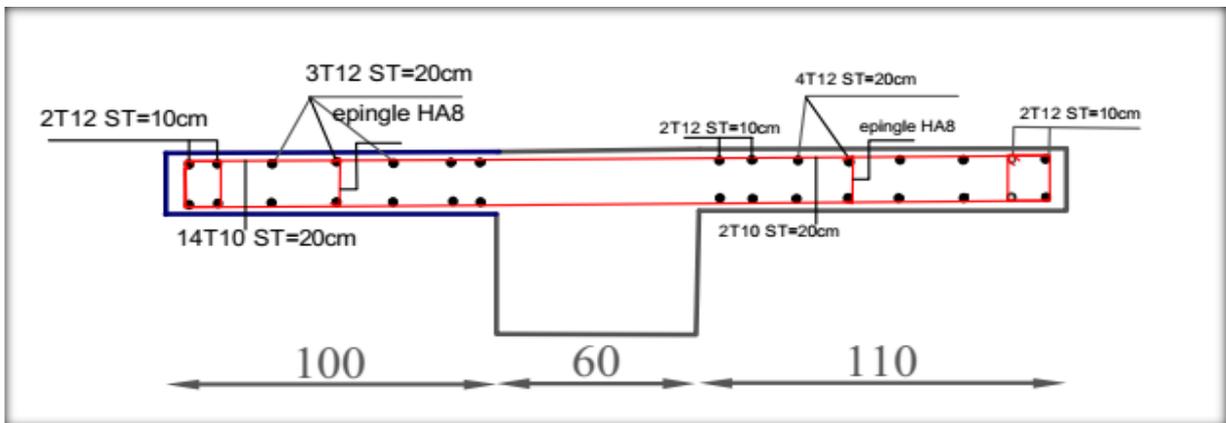
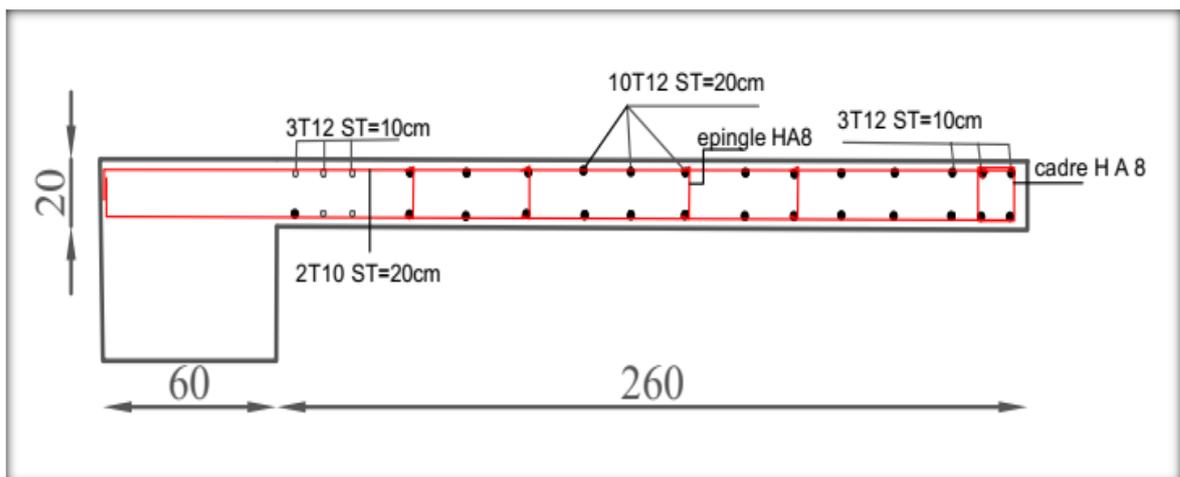


Figure VI.3 : Ferraillage verticale du voile type 03



Ferraillages des voiles sens y-y

Figure VI.4 : Ferrailage verticale du voile type I et type II

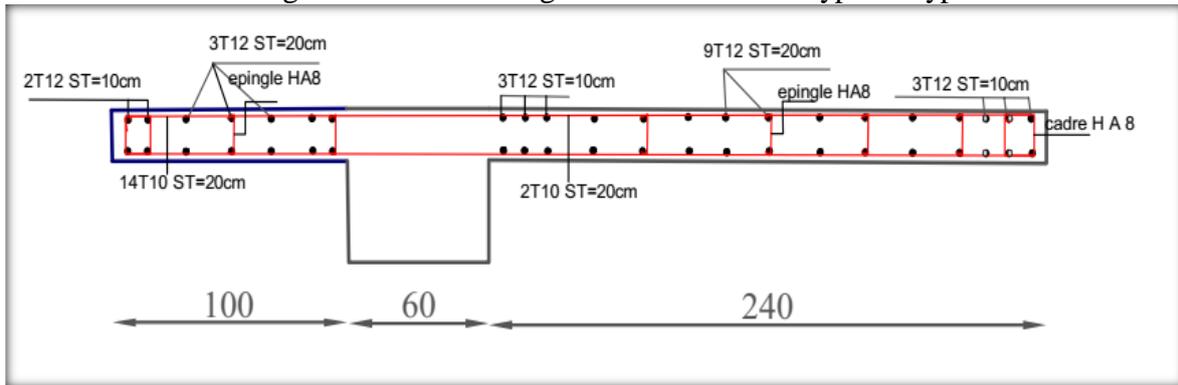


Figure VI.5 : Ferrailage verticale du voile type III

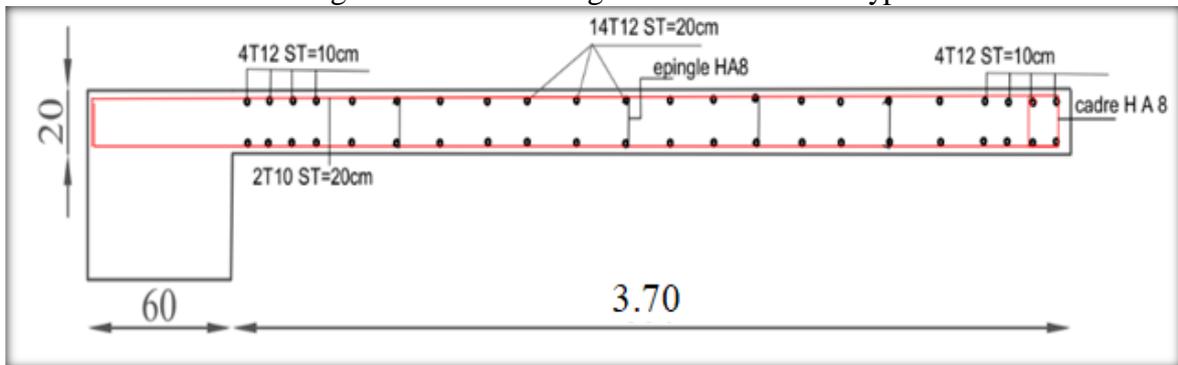


Figure VI.6 : Ferrailage verticale du voile type IV

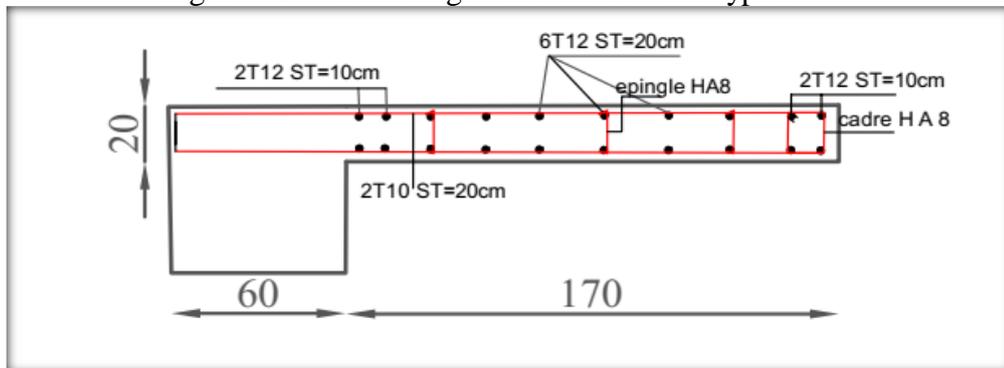


Figure VI.7 : Ferrailage verticale du voile type V

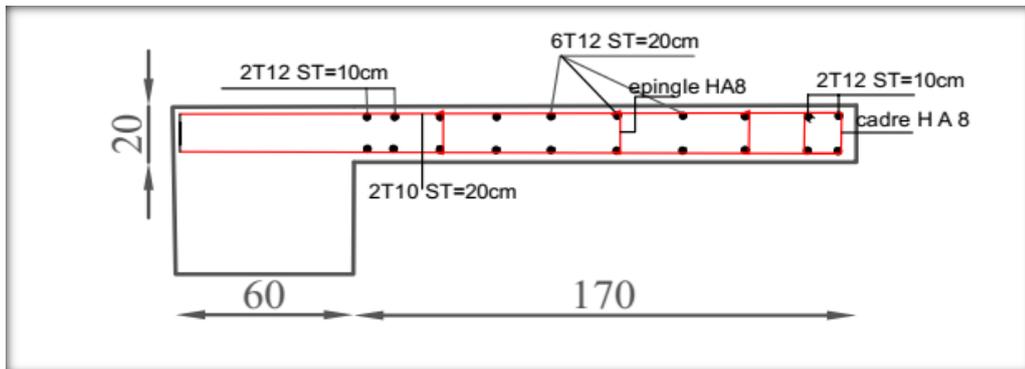


Figure VI.8 : Ferrailage verticale du voile type VI

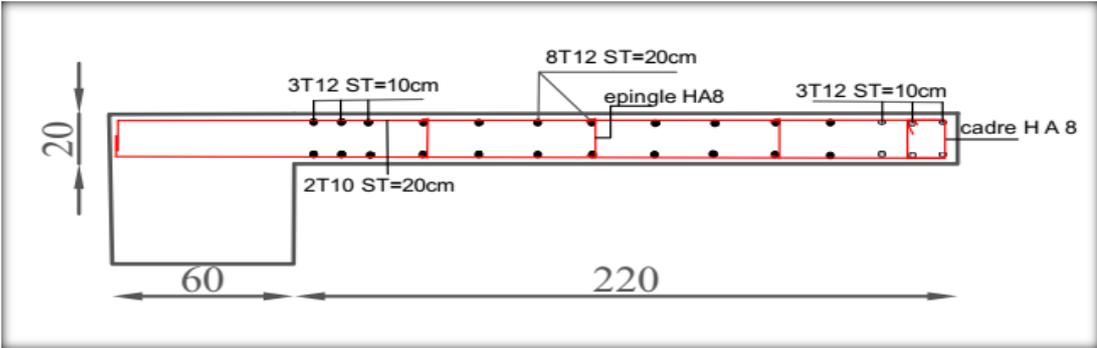
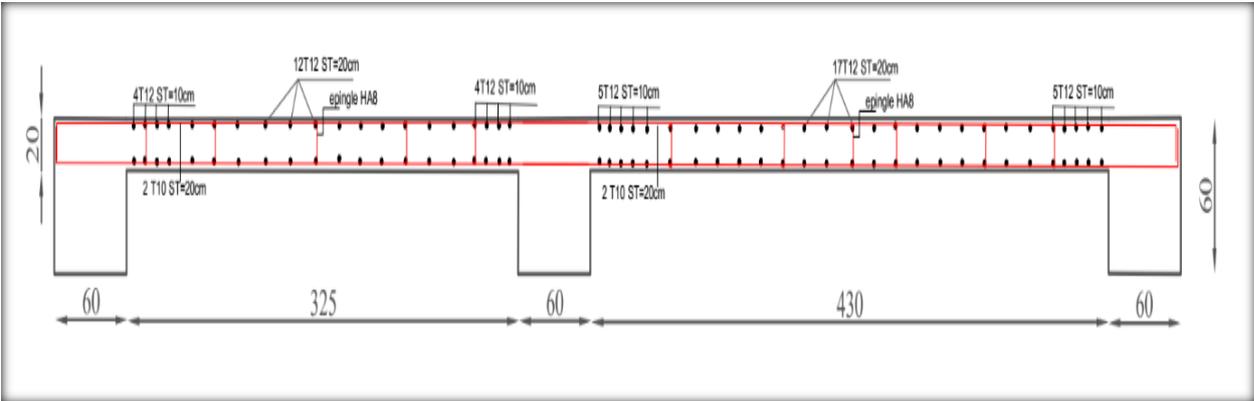


Figure VI.9 : Ferrailage verticale du voile type VII



Chapitre VII



VII. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. INTRODUCTION

On appelle fondation ou l'infrastructure est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation:

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VII.1.1. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VII.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

VII.2.1. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de *A* sur *B* est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

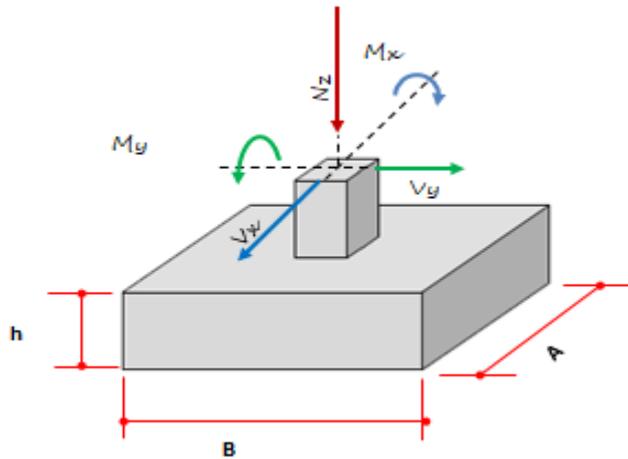


Figure VII.1.: Dimensions de la semelle isolée

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$
 $\sigma_{sol}=2,50bars$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right] = \frac{2463.17}{250} = 9.85m^2$

avec

$A = \sqrt{S} = 3.13m$

$L_{min} \geq 1,5xB \Leftrightarrow 3.20 \geq 1.5 * 3.13 = 4.69m \dots\dots\dots non\ vérifie ;$

Avec : L min est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.2.2. SEMELLES FILANTES

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

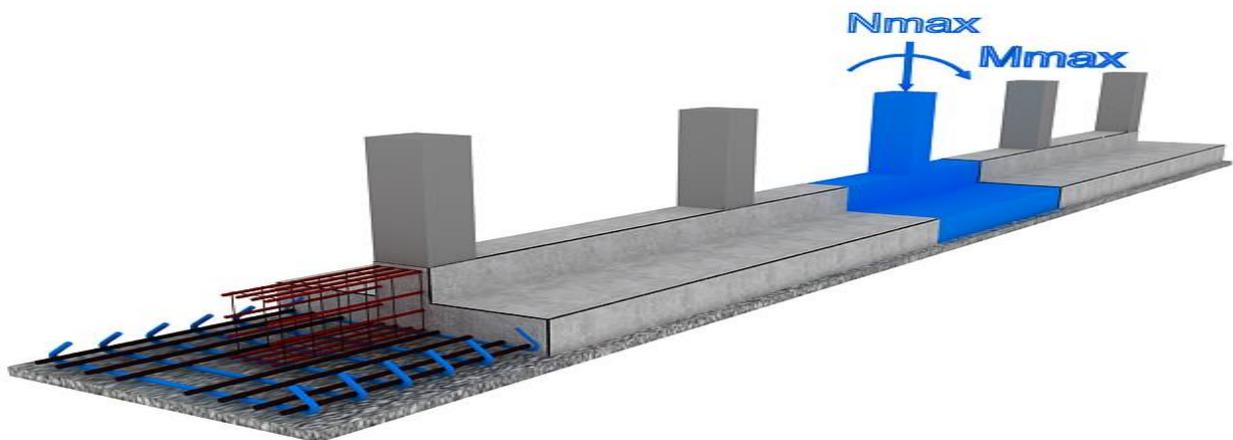


Figure VII.2 : Semelle filante

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

avec

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Files	N_i (kN)	L_F (m)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	B (m)
01	7513,425	9,35	250	3,214299465
02	4878,45	10,85	250	1,798506912
03	14284,768	10,85	250	5,266273917
04	14824,98	21,6	250	2,745366667
05	12535,4	21,6	250	2,32137037
$\sum N_i$ (kN)	54037,023			

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{54037,023}{250} = 216.148 \text{ m}^2$$

On a: $S_{batiment} = 340.65 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{216.148}{340.65} = 0,63 \Rightarrow \frac{S_s}{S_b} = 63\% > 50\%$$

• Conclusion

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à opter pour un type de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier.

VII.2.3. RADIER GÉNÉRAL

VII.2.3.1. INTRODUCTION

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction

Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas car le sous sol est une AIR de STOCKAGE.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VII.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER

1. DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DE LA DALLE DU RADIER:

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour
$$\begin{cases} N = 65280.9722kN \\ \sigma_{sol} = 2.5bars \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 50\% S_b$ m²

La surface du bâtiment $S_b = 340.65$ m²

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{65280.9722}{250} = 261.28m^2 \geq 0.5 * S_b = 170.32m^2$$

Donc la surface totale du radier est 340.65 m²

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5.40m \Rightarrow 21.60cm \leq h_1 \leq 27.00cm$$

$$h_{r1} = 25cm$$

- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I: \text{Inertie de la section transversale du radier } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E: Module d'élasticité du béton (en prend $E=32164.195$ MPa).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1$ m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura: } h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_{r2} \geq 37.35cm$$

$$\Rightarrow h_{r2} = 40cm$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$

$N_u = 89116.204\text{kN}$

$L = 5.40\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0.9\bar{\tau})} = 34.56\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_{r3} = 35\text{cm}$$

Donc : $h_r \geq \max(h_{r1}; h_{r2}; h_{r3}) = 40\text{cm}$

On prend : $h_r = 40\text{cm}$

2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES

a. largeur des nervures

- **Condition de coffrage :**

$$b_n = b_{po} = 60\text{cm}$$

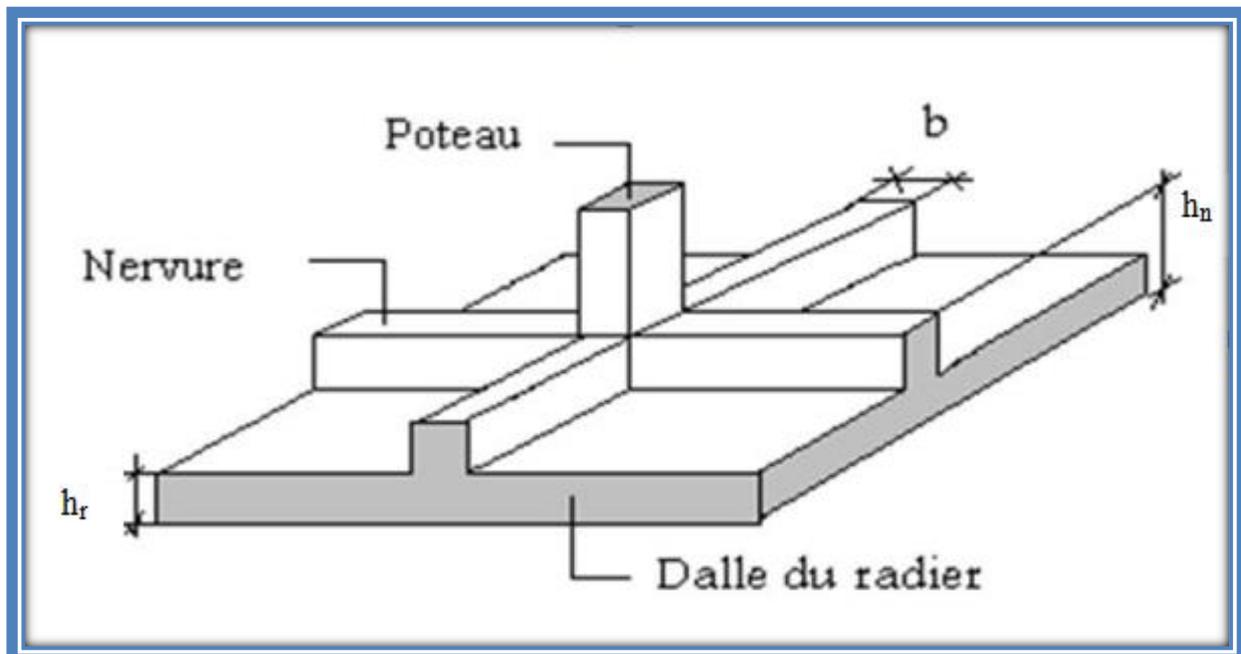


Figure VII.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b. hauteur des nervures

- **Condition de non poinçonnement**

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

N_u : Effort normal ultime à la base du poteau du sous sol, $N_u = 2463.17 \text{ kN}$.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a+b) + 2h]$$

a,b : les dimensions du poteau du sous-sol (60*60).

D'après l'équation (1) on a :

$$N_u \leq 0,045(4a+4h)h \cdot f_{c28}$$

$$h_{n1} \geq 0.81 \cdot m \quad \text{On prend : } h_{n1} = 85 \text{ cm.}$$

- **Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 5.40 \text{ m}$

$$\Rightarrow 36 \text{ cm} < h_{n3} < 54 \text{ cm}$$

On prend: $h_{n3} = 45 \text{ cm}$

$$\text{Donc: } h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}) = 85 \text{ cm} \Rightarrow h_N = 85 \text{ cm}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r = 40 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 85 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

VII.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

a. Position du centre de gravité:

$$X_G = 11.90 \text{ m}$$

$$Y_G = 12.14 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 70508.44 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 64886.95 \text{ m}^4$$

VII.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1.5 \right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x:

$M_0=185400.478\text{kNm}$; $V_0=6781.3271\text{kN}$; $h=4.5\text{ m}$

Donc: $M_r = 215916.449\text{kNm}$

$N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$

Avec:

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre de l'infrastructure

N_{G3} : Poids propre du radier.

On a: $N_{G1}=60017.546\text{kN}$

$N_{G2}=3331.25\text{kN}$

$N_{G3}=\rho_b.S.h=25 \times 340.65 \times 0.40=3406.50\text{kN}$

Donc: $N_G=66757.296\text{ kN}$

$M_s=N_G. X_G=794388.022\text{kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 3.67 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y:

$M_0=227963.644\text{ kNm}$; $V_0=8452.2617\text{kN}$; $h=4.5\text{ m}$

Donc: $M_R=265998.821\text{kNm}$

$M_s=N_G. Y_G=810433.136\text{kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 3.04 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

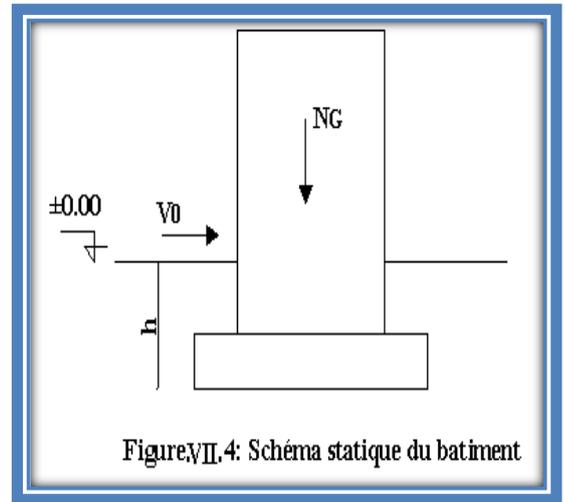


Figure VII.4: Schéma statique du bâtiment

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.2.3.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL

On doit vérifier la contrainte du sol

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$\sigma_{ser} = \frac{65280.97}{340.65} = 1.96\text{bar} < 2.5\text{bar} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots \dots \dots \text{Reste toujours inférieur à } 1.33 \sigma_{sol}.$

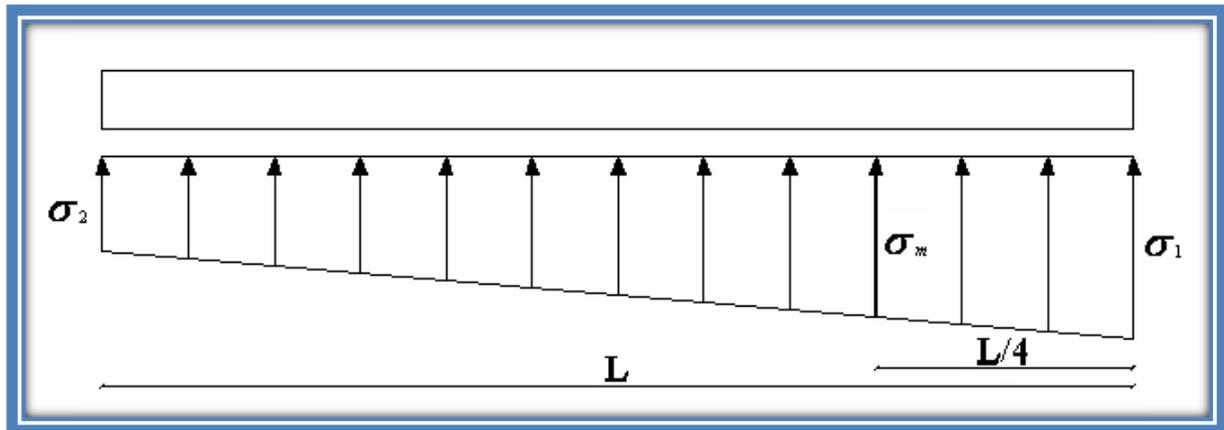


Figure VII.5.: Contraintes sous le radier

ELU:

On a: $N_u = 81434.64kN$; $S = 407.17m^2$

Sens x-x :

$$X_G = 11.90 m$$

$$I_{xx} = 70508.44 m^4$$

$$M_{rev} = 215916.449kN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 298.047kPa \\ \sigma_2 = 225.165kPa \end{cases}$$

Sens y-y

$$Y_G = 12.14 m$$

$$I_{yy} = 64886.95 m^4$$

$$M_{rev} = 265998.82kN.m$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 311.373kPa \\ \sigma_2 = 211.839kPa \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VII.5.: Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1 (kPa)$	$\sigma_2 (kPa)$	$\sigma_m (kPa)$
Sens x-x	298.047	225.165	279.826
Sens y-y	311.373	211.839	286.489
vérification	$< 1.5 \sigma_{sol} = 375kPa$	> 0	$< 1.33 \sigma_{sol} = 332.5kPa$

ELS:

$$\text{On a : } N_{ser} = 65280.972kN; S = 340.65m^2$$

Sens x-x :

$$X_G = 11.90 m$$

$$I_{xx} = 70508.44 m^4$$

$$M_{rev} = 215916.449kN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 228.077kPa \\ \sigma_2 = 155.195kPa \end{cases}$$

Sens y-y

$$Y_G = 12.14 m$$

$$I_{yy} = 64886.95m^4$$

$$M_{rev} = 265998.82kN.m$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 241.403kPa \\ \sigma_2 = 141.869kPa \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VII.5.: Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1 (kPa)$	$\sigma_2 (kPa)$	$\sigma_m (kPa)$
Sens x-x	228.077	155.195	209.856
Sens y-y	241.403	141.869	216.519
vérification	$< 1.5 \sigma_{sol} = 375kPa$	> 0	$< 1.33 \sigma_{sol} = 332.5kPa$

VII.2.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:

a.1. Détermination des efforts:

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{ sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{ sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée: $M_{tx}=0.85M_x$
 $M_{ty}=0.85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $M_{tx}=0.75M_x$
 $M_{ty}=0.75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0.85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0.5M_0$

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

a.2. Valeur de la pression sous radier:

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 286.489kN/m$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 216.519kN/m$

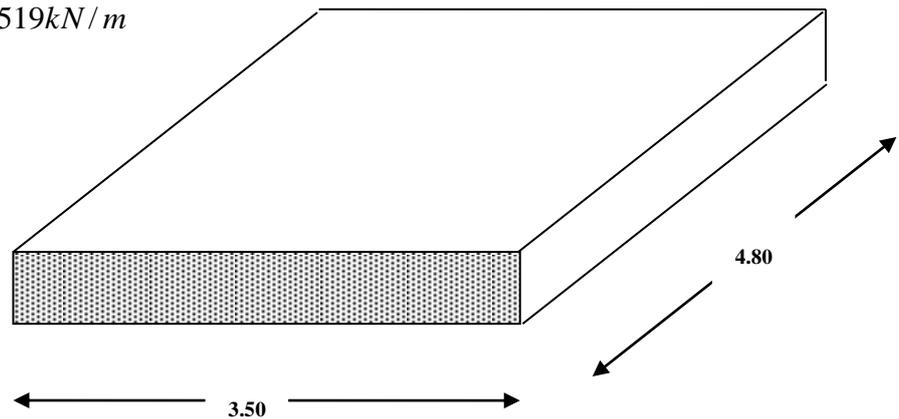


Figure VII.6. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

CALCUL DES MOMENTS**a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):**

On a le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments du panneau le plus sollicité sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VII.6.: Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	3,5	4,8	0,73	0,0646	0,479	286,489	226,713	170,035	108,596	81,447	113,357

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0.2$):

On a le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. : Calcul des moments à l'ELS

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	3,5	4,8	0,73	0,0708	0,62	216,519	187,787	140,840	116,428	87,321	93,893

a.5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$;
 $d=0.9h=36\text{cm}$

Tableau VII.8.: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	226,213	13,85	7T16	14,07	16
	y-y	108,596	6,47	7T12	7,92	16
Appui	x-x	113,357	9,08	7T14	10,78	16
	y-y					

Espacement :

Travée :Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérfiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérfiée}$

Appuis :Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérfiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérfiée}$

a.6. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \text{cm}^2 < 10.78\text{cm}^2 [1]$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.9.: Vérification des contraintes des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	140,84	14,07	10,396	175 809,17	8,33	15	307,67	201,6	NON
	y-y	87,32	7,92	8,1366	110 188,56	6,45	15	331,21	201,6	NON
Appuis	x-x	93,89	10,78	9,2935	142 086,17	6,14	15	264,71	201,6	NON
	y-y									

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- **Redimensionnement de la section d'armature :**

Tableau VIII.10: Redimensionnement des armatures

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	13,85	7T20	21,99	16
	y-y	6,47	7T16	14,07	16
Appui	x-x	9,08	8T16	16,08	14
	y-y				

Tableau VIII.11: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	140,84	21,99	12,461	247 261,47	7,10	15	201,11	201,6	OK
	y-y	87,32	14,07	10,396	175 809,17	5,16	15	190,75	201,6	OK
Appuis	x-x	93,893	16,08	10,985	195 116,37	5,29	15	180,56	201,6	OK
	y-y									

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b = 60\text{cm}$; $h = 85\text{cm}$; $d = 76.5\text{cm}$; $L = 4.80\text{m}$; $q = 286.489\text{kN/ml}$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{286.489 * 4.8^2}{8} = 825.088\text{kn.m}$$

Tableau VII.12. :Ferrailage des nervures

	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	701.32	28.53	10T20	31.42
Appuis	412.54	16.21	10T16	20.11

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.54cm^2 < 16.21cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VII.13. :Vérification des contraintes des nervures

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	530,043	31,42	14,301	319 404,02	23,73	15	540,12	201,6	NON
Appuis	311,8	20,11	12,026	231 349,36	16,21	15	484,66	201,6	NON

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- Redimensionnement de la section d'armature :

Tableau VIII.14:Redimensionnement des armatures

	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	27.53	5T20+5T25	40.25	12.5
Appui	13.69	5T20+5T16	25,76	12,5

Tableau VIII.15:Vérification des contraintes

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	530,043	40,25	30,444	1 844 980,01	8,75	15	198,47	201,6	OK
Appuis	311,8	25,76	25,604	1 336 633,28	5,97	15	178,09	201,6	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{286.489 \times 4.80}{2} = 687.57kN$$

$$\tau_u = \frac{687.57 \cdot 10^3}{600 \times 765} = 1.49MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

b.4. Armatures transversales :**BAEL 91 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.74\text{MPa}$$

RPA99 version 2003 :

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 21.25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 42.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$f_c = 400\text{MPa}; \tau_u = 1.49 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2.1\text{Mpa}; b = 60\text{cm}; d = 76.5\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2.7\text{cm}^2$$

On prend :

$$\mathbf{6T8 = 3.02\text{cm}^2}$$

b.5. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a $1 \text{ cm}^2/m$ pour les armatures de peau

$$\text{On opte } 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

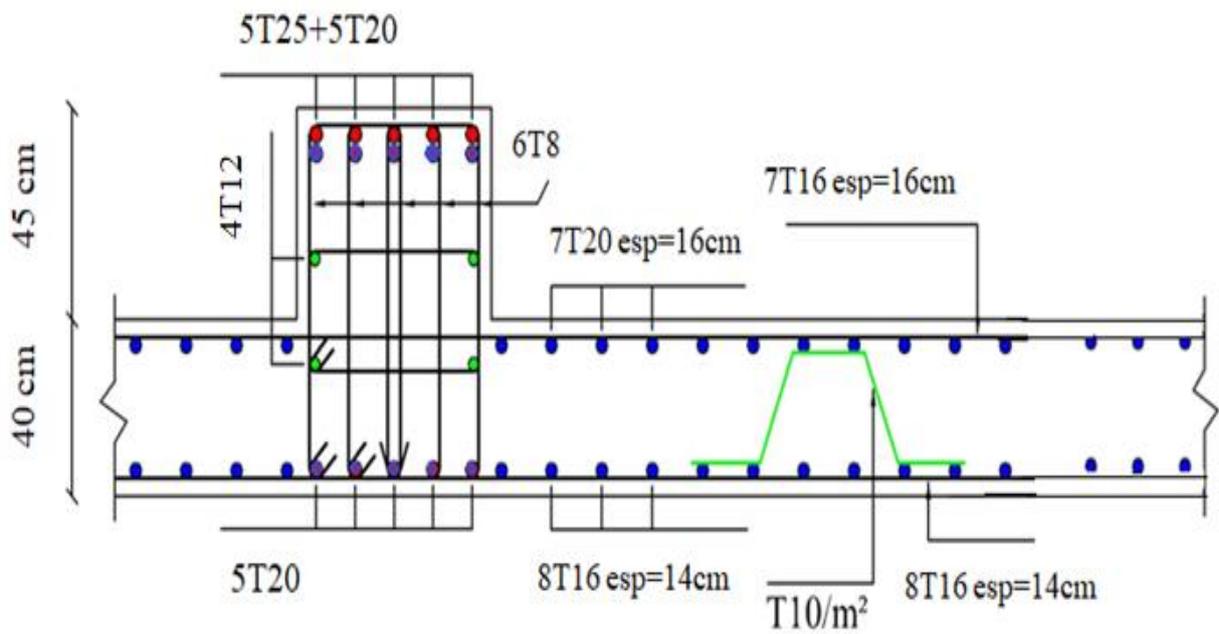


Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage du radier et nervure en travée

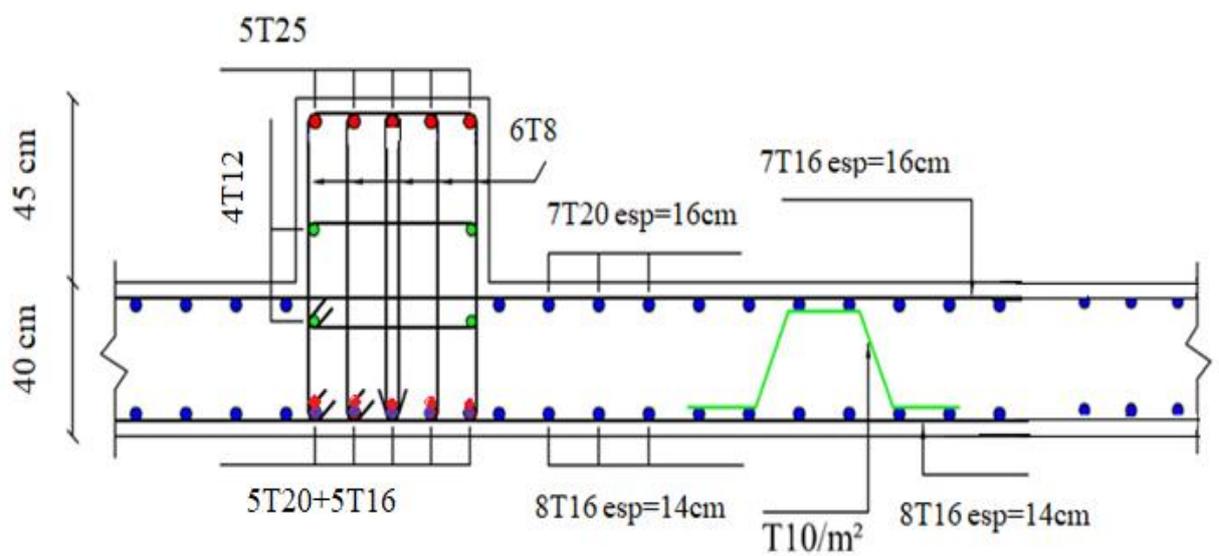


Figure VII. 8 : Schéma de ferrailage du radier et nervure sur appui.

VII.2.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.2.4.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.2.4.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du " *RPA99 version 2003* " qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\%B$ dans les deux sens (Horizontal et vertical) ; avec : B : Section du voile.
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de Renforcement dans les angles.

VII.2.4.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 3.25\text{m}$; $L_y = 4.80\text{m}$; $e = 20\text{ cm}$.

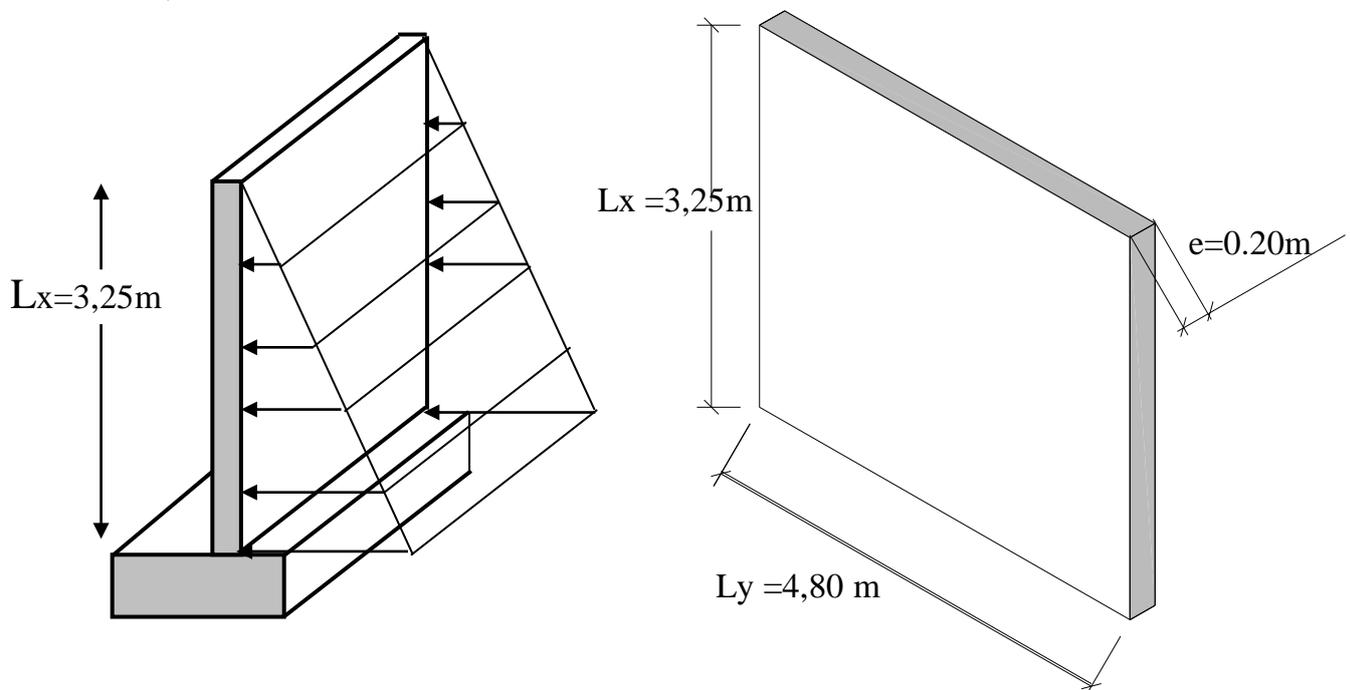


Figure.VII.9: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon *BAEL91*, la charge de poussées des terres est données par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de $1m$.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=20kN/m^3$).

H : Hauteur du voile ($H=3.25m$).

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 21.45kN/ml \Rightarrow Q_u = 1.35Q = 28.95kN/ml$$

VII.2.4.4. EFFORT DANS LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0.0723 ; \mu_y=0.3895$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 22.10kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8.61kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.85M_x=18.78kNm$$

$$M_{ty}=0.85M_y=7.31kNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x=11.05kNm$$

VII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; \sigma_{bc}=14.17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.18 :Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	18,78	0	3,25	7T12	7.92	16
	y-y	7,31	0	1,25	6T12	6.79	20
Appuis	x-x y-y	11.05	0	1,9	6T12	6.79	20

Espacement :

$$\text{Travée :Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$$

$$\text{Appuis : Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$$

VII.2.6. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES

VII.2.6.1. CONDITION DE NON FRAGILITE

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} \quad [1] \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left(3 - \frac{3.25}{4.80} \right) \frac{100.20}{2} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 7.92 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.79 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.79 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.2.6.2. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 39.96 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 31.36 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 39.96 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{39.96 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.23 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VII.2.6.3. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow Q_{ser} = 21.45 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0.078$$

$$\mu_y = 0.546$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 17.67 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9.65 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 15.01 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 8.20 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 8.84 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes:

La fissuration est considérée préjudiciable.

Il faut vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.19 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Travée	x-x	15,01	7,92	5,2776	21 224,77	3,73	15	124,35	201,6	OK
	y-y	8,2	6,79	4,9536	18 831,78	2,16	15	78,68	201,6	OK
Appuis	x-x	8,84	6,79	4,9536	18 831,78	2,33	15	84,82	201,6	OK
	y-y									

c. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0615 > 0.0424 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0.0615 > 0.028 \text{ à } 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 4.65 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

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

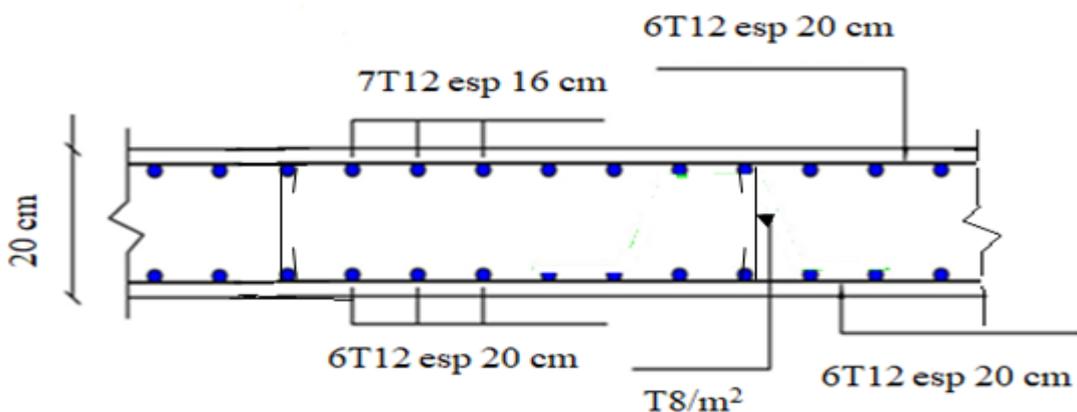


Figure VI. 10 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire et des formations, cette expérience nous a permis d'acquies et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques, et nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont:

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus sûre et résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel, en utilisant le logiciel ETABS, qui permet d'effectuer un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs.
- Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- On a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voiles à placer dans la structure, et elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99/V2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure, cela nous a conduit à opter pour un radier nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous présentons est le couronnement de cinq années d'études. Espérons d'avoir atteint nos objectifs et permettons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique. Et souhaitons qu'il soit d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

➤ Règlements:

- ↵ **RPAversion2003**:règlementparasismique Algérien.
- ↵ **BAEL91** :bétonarméauxétatslimites.
- ↵ **CBA93**:règlesde conceptionetdecalculdesstructuresenbétonarmé.
- ↵ **DTRB.C.2.2**:documenttechniquérèglementaire(charges etsurcharges).
- ↵ **Cours béton armé**
- ↵ **R.N.V 2013** : Règlement neige et vent Document Technique.
- ↵ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

➤ Logiciels:

- ↵ **ETABS2019** :logiciel'd'analysedesstructures.
- ↵ **SOCOTEC**:logicieldeferrailage.
- ↵ **AutoCAD2014**:logicieldedessin.
- ↵ **Sketch up** :logicieldedessin.
- ↵ **Word2016** :logicieldetraitementedutexte.
- ↵ **Excel2016** :logicieldecacul.

Liste des symboles

- A_s**: Aire d'une section d'acier.
- A_t**: Section d'armature transversales.
- B**: Aire d'une section de béton.
- a**: largeur de poteau.
- c**: l'enrobage.
- b** : largeur de poutres.
- h** : hauteur de poutres.
- Ø**: Diamètre des armatures.
- Q**: Charge d'exploitation, facteur de qualité.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_{s,adm}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\sigma_{bc,adm}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération
- G**: Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V₀**: Effort tranchant à la base.
- E.L.U**: Etat limite ultime.
- E.L.S**: Etat limite service.
- N_{ser}**: Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u**: Effort normal pondéré aux états limites ultimes. **T_u**: Effort tranchant ultime.
- T** : Effort tranchant, Période. **St**: Espacement.
- λ : Elancement.
- e**: Epaisseur, excentricité.
- F**: Force concentrée.
- f**: Flèche.

L: Longueur portée.

L_f: Longueur de flambement.

d: Hauteur utile.

F_e: Limite d'élasticité de l'acier.

M_u: Moment à l'état limite ultime. **M_{ser}:**

Moment à l'état limite de service. **M_t:** M

oment traversée.

M_a: Moments sur appuis.

M₀: Moment traversée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I: Moment d'inertie.

f_i: Flèche due aux charges instantanées.

f_v: Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi}: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv}: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M: Moment, Masse.

E_{ij}: Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité

différé. **E_s:** Module d'élasticité de

l'acier.

f_{c28}: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28}: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Y: Position de l'axe neutre.

I₀: Moment d'inertie de la section totale homogène.

E: Module de Young.

h_e: hauteur d'étage.

ν: Coefficient de poisson.