



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie
Département de Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **BENAISSA NADJAT**

Thème

Modélisation par élément fini de la structure en béton armé

Devant le Jury :

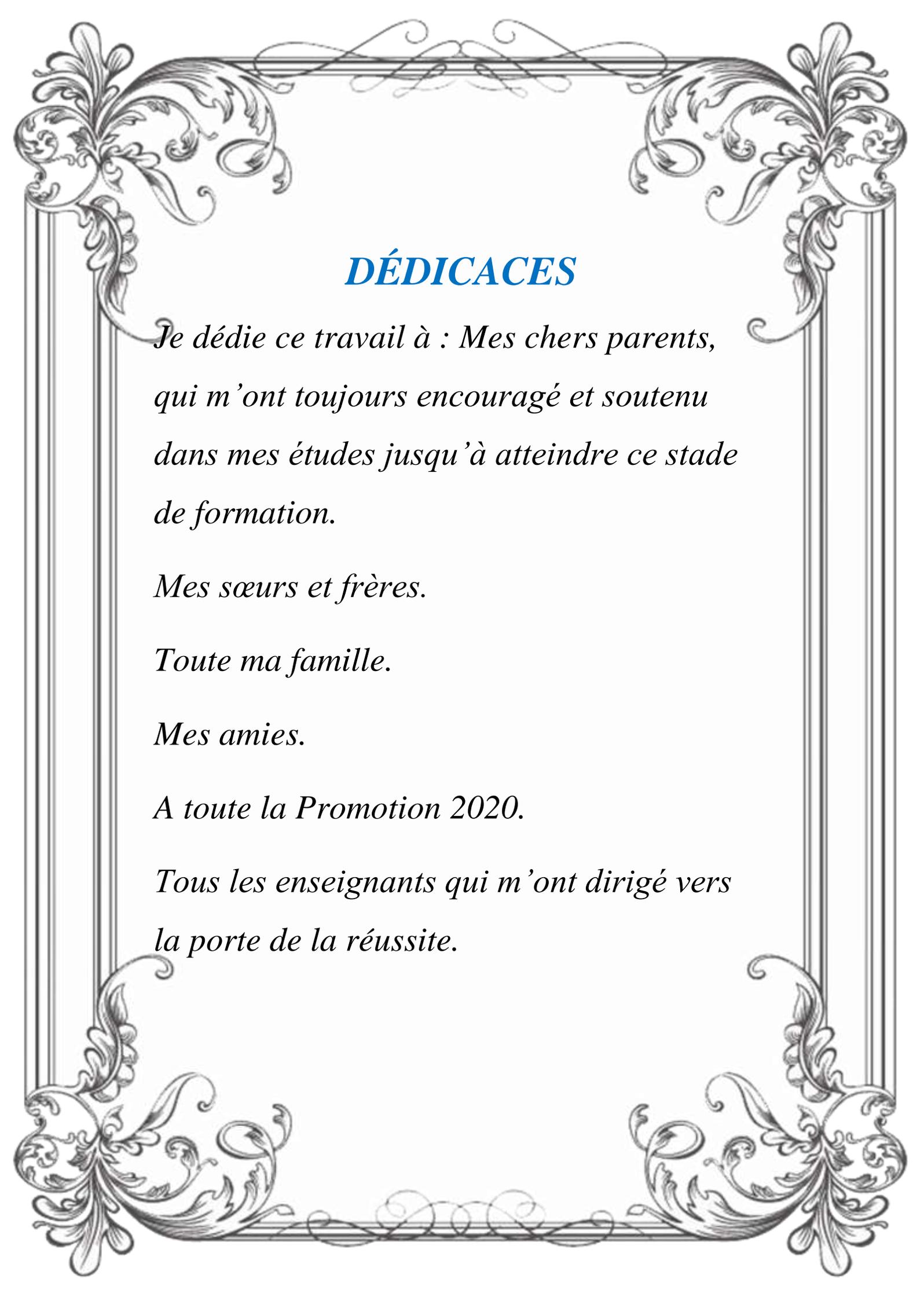
BOUZERIBA ASMA	Encadrant	M.C.B.	CU-Tissemsilt
BOUZID HAYTHM	Examineur	M.A.A.	CU-Tissemsilt
BOUDERBA BACHIR	Examineur	M.C.A.	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie ma encadrant M^{EME} BOUZRIBA ASMA pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet. Je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de CTC beaucoup m'aider pour élaborer ce travail. Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage. Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.



DÉDICACES

*Je dédie ce travail à : Mes chers parents,
qui m'ont toujours encouragé et soutenu
dans mes études jusqu'à atteindre ce stade
de formation.*

Mes sœurs et frères.

Toute ma famille.

Mes amies.

A toute la Promotion 2020.

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers
la porte de la réussite.*

Résumé :

Dans ce travail, on a étudié un bâtiment à usage d'habitation implanté à TISSEMSILT, zone de moyenne sismicité (zone IIa). La structure est constituée d'un RDC et cinq étages. Le calcul se fait conformément aux règlements utilisés en Algérie (BAEL91, RPA99V2003..).

Après avoir calculé les éléments résistants de la structure, la modélisation des voiles par la méthode des éléments finis en utilisant deux types de maillage (rectangulaire et triangulaire) a été effectuée. La comparaison des résultats de la flèche obtenus par les deux types de maillage montre la supériorité du maillage rectangulaire.

Mots clés :

Bâtiment, modélisation, maillage, flèche, élément fini, voile

الملخص:

في هذا المشروع قمنا بدراسة بناية مخصصة للسكن واقعة بتيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية -IIa-. البناية متكونة من طابق ارضي و خمسة طوابق. الحساب تم وفقا للقوانين المعمول بها في الجزائر.. (BAEL91, RPA99V2003..)

بعد حساب العناصر المقاومة للهيكال ، تم إجراء نمذجة للجدران المسلح بطريقة العناصر المحدودة باستخدام نوعين من الشبكات (المستطيلة والمثلثة) ؛ تظهر مقارنة نتائج الانحراف التي تم الحصول عليها بواسطة نوعي الشبكات تفوق الشبكة المستطيلة.

كلمات المفتاح :

بناية، نمذجة، شبكات، انحراف، العناصر المحدودة، جدران

Abstract :

In this thesis, we studied a building for housing located in Tissemsilt which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The structure consists of a ground floor and five stories. The calculation is made according to the regulations used in Algeria (BAEL9, RPA99V2003..).

After calculating the resistant elements of the structure, the modeling of the walls by the finite element method using two types of mesh (rectangular and triangular) was carried out; the comparison of the results of the deflection obtained by the two types of mesh shows the superiority of the rectangular mesh.

Key words:

Building, modeling, mesh, deflection, finite element, wall

Liste des figures

Figure I.1: Vue en Plan RDC.....	3
Figure I.2: coupe AA.	4
Figure I.3: Façade principale.....	4
Figure I.4: Diagramme de contrainte de la déformation du béton a l'ELU.....	8
Figure I.5: Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.	8
Figure I.6: Diagramme de contrainte de la déformation de l'acier.	9
Figure I.7: Diagramme de contrainte de la déformation de(ELU).....	10
Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.....	13
Figure II.2: Plancher corps creux.....	14
Figure II.3: Type l'Acrotère.	15
Figure II.4: Composants des escaliers.	15
Figure II.5: Plancher terrasse.	20
Figure II.6: Plancher étage courant R.D.C.	21
Figure II.7: Balcon.....	22
Figure II.8: Détail mur extérieur.....	24
Figure II.9: Détail d'un mur intérieur.	25
Figure II.10: Le poteau le plus sollicité.	27
Figure II.11: Coupe de voile en élévation.	34
Figure III.1: Schéma de l'acrotère.	36
Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l`acrotère.....	37
Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère.	41
Figure III.4: Schéma statique du balcon.	42
Figure III.5: Ferrailage de balcon.....	45
Figure III.6: Compositions d'escalier.....	46
Figure III.7: Schéma statique de l'escalier à deux volées.	47
Figure III.8 : Schéma statique de calcul d'escalier à E.L.U.....	47
Figure III.9 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	48
Figure III.10 : Schéma statique de calcul d'escalier à E.L.S.....	49
Figure III.11 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.	50
Figure III.12: Ferrailage d'escalier.....	55

Figure III.13: Schéma statique de poutre palière.....	55
Figure III.14: Diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.U.	56
Figure III.15: Diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.S.....	57
Figure III.16: Schéma statique de la poutre palier a la torsion.....	61
Figure III.17 : Ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure III.18: Schéma d'un plancher en corps creux.	64
Figure III.19: Diagrammes de moment à l'E.L.U.	74
Figure III.20: Diagrammes de L'effort tranchant à l'E.L.U.....	74
Figure III.21: Diagrammes de moment à l'E.L.S.	74
Figure III.22: Diagrammes de L'effort tranchant à l'E.L.S.....	74
Figure III.23: Dimensionnement de poutrelle.	76
Figure III.24: Schéma de ferrailage en appui et en travée.....	82
Figure III.25: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	82
Figure III.26: Diagrammes de moment à l'E.L.U.	85
Figure III.27: Diagrammes de L'effort tranchant à l'E.L.U.....	86
Figure III.28: Diagrammes de moment à l'E.L.S.	86
Figure III.29: Diagrammes de L'effort tranchant à l'E.L.S.....	86
Figure III.30: Dimensionnement de poutrelle.	88
Figure III.31: Schéma de ferrailage en appui et en travée.....	94
Figure III.32: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	94
Figure IV.1: Concentration des masses sismiques sur la hauteur.....	100
Figure IV.2: Spectre de réponse de calcul.	101
Figure IV.3: vue en 3D du bâtiment.	102
Figure IV.4: Disposition des voiles de contreventement.	102
Figure IV.5: Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).....	103
Figure IV.6: Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	104
Figure IV.7: Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).	104
Figure V.1 Vue en plan du voile plein en U.....	128
Figure V.2: Disposition des armatures du voile.....	132
Figure V.3: Vue en plan du voile avec un seul fil d'ouverture.	132
Figure VI.1: semelle filante.	141
Figure VI.2: Schéma du Radier.	143
Figure VI.3: Schéma du panneau le plus défavorable.	147
Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier.	156

Figure VI.5: Schéma de ferrailage du radier.	156
Figure VI.6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	157
Figure VI.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	158
Figure VII.1 : Discrétisation d'une structure.	163
Figure VII.2 : Les éléments finis bidimensionnels.	164
Figure VII. 3: Refend à inertie constante.....	165
Figure VII.4: Le voile modélisé.....	166
Figure VII.5 : modèle console.	167
Figure VII.6 : l'influence de maillage sur la flèche au nœud 6.	174

Liste des tableaux

Tableau II.1: Charge du Plancher terrasse.....	21
Tableau II.2: Charge du Plancher étage courante	22
Tableau II.3: Charge du balcon.	23
Tableau II.4: Charge de garde corps de balcon.	24
Tableau II.5: Charge de mur extérieur.....	24
Tableau II.6: Charge permanente du mur intérieur.	25
Tableau II.7: Charge du Paillasse.....	25
Tableau II.8: Charge du palier.....	26
Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitations.....	27
Tableau II.10: Résultats de la descente des charges du poteau (E.5).	28
Tableau II.11: Résultats de la vérification au flambement.	32
Tableau II.12: choix des sections des poteaux.	33
Tableau II.13: sections des poteaux, des poutres, des voiles et des planchers.	35
Tableau III.1: Vérifications à l'E.L.S.....	40
Tableau III.2: Vérifications à l'E.L.S de balcon.	44
Tableau III.3: Combinaisons de charge considérées pour l'escalier à deux volées.	46
Tableau III.4: Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.....	50
Tableau III.5: Ferrailage d'escalier.	53
Tableau III.6: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Travée.....	53
Tableau III.7: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Appuis.....	54
Tableau III.8: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Travée.....	58
Tableau III.9: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Appuis.....	59
Tableau III.10: Evaluation des charges est des sur charges.	66
Tableau III.11: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles(étage courants).	75
Tableau III.12: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en travée.	80
Tableau III.13: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en appuis.	81
Tableau III.14: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles(terrasse).	87
Tableau III.15: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en travée.	92
Tableau III.16: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en appuis.	93
TableauIV.1 Valeurs des pénalités.	98

Tableau IV.2 : le poids total de la structure.....	99
Tableau IV.3 : Participation des masses cumulées.....	99
Tableau IV.4: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	105
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.....	106
Tableau IV.6 : Déplacements relatifs inter étages suivant X-X.....	107
Tableau IV.7: Déplacements relatifs inter étages suivant Y-Y.....	107
Tableau IV.8: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X-X.....	108
Tableau IV.9: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y-Y.....	109
Tableau V.1: Les sections d'armatures des poteaux.....	111
Tableau V.2: Valeur de combinaison de calcul.....	111
Tableau V.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	114
Tableau V.4: ferrailage des poteaux.....	117
Tableau V.5: Tableaux des valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant 1 ^{er} et 2 ^{ème} genre.....	119
Tableau V.6: Tableaux récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.....	121
Tableau V.7: Vérification des contraintes(ELS).....	123
Tableau V.8: Ferrailage des poutres principales.....	124
Tableau V.9: Ferrailage des poutres secondaires.....	125
Tableau V.10: Ferrailage de linteaux.....	139
Tableau V.11: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	139
Tableau VI.1: Sections des semelles filantes.....	141
Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.....	142
Tableau VI.3: Vérification des contraintes(ELS).....	149
Tableau VI.4: Vérification des contraintes(ELS).....	151
Tableau VI.5: Vérification des contraintes(ELS).....	152
Tableau VI.6: Vérification des contraintes(ELS).....	153
Tableau VI.7: Ferrailage de la poutre libages suivant le Sens longitudinale et Transversal.....	161
Tableau VII.1 : les résultats de la flèche à chaque nœud.....	167
Tableau VII.2 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 1x6).....	168
Tableau VII.3: les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 3x18).....	169
Tableau VII.4 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 6x36).....	170
Tableau VII.5: les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 1x10).....	171

Tableau VII.6 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 3x18).	172
Tableau VII.7 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 6x36).	173

Notation et symbole

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_s : Contrainte dans les aciers tendus.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

η : Coefficient de fissuration.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

h_t : La largeur de nervure.

b_0 : Hauteur total du plancher.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

N_s : Effort normal de calcul de service.

B_r : Section réduite d'un poteau.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A: Coefficient d'accélération de zone.

l_f : Longueur de flambement.

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

e: Excentricité de l'effort normal, Espacement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

Y : Position de l'axe neutre.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W_T : Poids total de la structure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

K: Coefficient de la raideur de sol.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I: Généralités	
I.1.Introduction.....	2
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3.Caractéristiques géométriques	2
I.4.Les plans d'architectures.....	3
I.5.Caractéristiques des matériaux	5
I.5.1.Béton	5
I.6.Composition du Béton	5
I.6.1 ciment	5
I.6.2.Les granulats	5
I.6.3.L'eau de gâchage.....	5
I.6.4.Les adjuvants.....	5
I.7.Dosage de béton.....	6
I.8.Béton armé.....	6
I.9.Béton	6
I.9.1. Résistance à la compression.....	6
I.9.2. Résistance à traction.....	6
I.9.3.Déformation longitudinal du béton	6
I.9.4. Module de déformation transversal.....	7
I.10.Les contraintes limites	7
I.11. Acier.....	8
I.11. 1 Diagramme contrainte-déformation	9
I.11.2. Contrainte limite.....	9
I.12.Règles trios pivots.....	10
I.13.les hypothèses de calcul	10
I.13.1.Définition de l'état limite	10
I.13.2.Les actions.....	11
I.12.3.Sollicitations.....	11
I.13.3.1.Différentes combinaisons d'action données par le RPA	12
Chapitre II: Pré-dimensionnement et évaluation des charges	
II.1.Introduction	13
II.2.Pré-dimensionnement des planchers.....	13
II.2.1.Plancher à corps creux	13
II.2.2.Les poutrelles (les nervures)	14

II.3. L'Acrotère : (Terrasse inaccessible)	15
II.4.Pré-dimensionnement des escaliers	15
II.4.1.la poutre palière.....	17
II.5.Pré-dimensionnement balcon.....	18
II.5.1.Epaisseur de balcon.....	18
II.6. Pré-dimensionnement des poutres	19
II.6.1.Poutres principales	19
II.6.2 .poutres secondaires	20
II.7. Pré-dimensionnement des poteaux	20
II.8.Evaluation et descente de charges	20
II.8.1 Plancher terrasse (inaccessible)	20
II.8.2 plancher étage courant :(habitation)	21
II.8.3. Balcon	22
II.8.4. maçonnerie	23
II.9. Descente de charge	26
II.10. Pré-dimensionnement du voile	33
II.11. Conclusion	34

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction	36
III.2.Etude de l'acrotère	36
III.2.1.Définition	36
III.2.2. Evaluation des Charges	36
III.2.3. Vérification de l'effort due au séisme	36
III.2.4. Sollicitations	37
III.2.5. Ferrailage de l'acrotère	37
III.2.6. Les Vérification	40
III.3.Etude de balcon	41
III.3.1.Définition	41
III.3.2.Combinaison des charges	42
III.3.3.Sollicitations de calcul	42
III.3.4.Calcul des moments fléchissant	42
III.3.5.Calcul le ferrailage	42
III.3.6.Vérification de l'effort tranchant	43
III.4.Etude des escaliers	45

III.4.1.Définition	45
III.4.2. Combinaisons de charge	46
III.4.3. Détermination des efforts internes	47
III.4.4. Calcul le ferrailage	50
III.4.4.1. Calcul les armatures longitudinales	50
III.4.4.2. Vérification de l'effort tranchant	52
III.4.5.Vérification à E.L.S	53
III.4.6.Etude de la poutre palière	55
III.4.6.1.Calcul à la flexion simple	56
III.4.6.2. Calcul le ferrailage	56
III.4.6.3. Vérification de l'effort tranchant	57
III.4.6.4.Vérification à E.L.S	61
III.4.6.5.Calcul de la poutre palière à la torsion	61
III.5.Etude des planches	63
III.5.1.Définition	63
III.5.2.méthode de calcul des poutrelles	64
III.5.2.1.Méthode forfaitaire	64
III.5.2.2.Méthode des trois moments	65
III.5.3.Les différents types des poutrelles	65
III.5.3.1.Les charges dans les poutrelles	66
III.5.3.2.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	66
III.5.4.Etage courante	67
III.5.4.1.Exemple de calcul	67
III.5.4.2.Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage	75
III.5.5. Calcul le ferrailage	76
III.5.5.1. Armatures longitudinales	78
III.5.5.3. Vérification de la flèche	78
III.5.5.4. Ferrailage transversale	78
III.5.5.5. Vérification de liaison de table de compression à la nervure	79
III.5.5.7. Ferrailage de la dalle de compression	80
III.5.6.Terrasse	82
III.5.6.1.Exemple de calcul	83
III.5.6.2.Exemple de calcul	83
III.5.6.2.1.Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage	88

III.5.7.Calcul le ferrailage	88
III.5.7.1. Armatures longitudinales	88
III.5.7.2.Vérification de l'effort tranchant	90
III.5.7.3.Vérification de la flèche	90
III.5.7.4.Ferrailage transversale	90
III.5.7.5.Vérification de liaison de table de compression à la nervure	91
III.5.7.6.Vérification à l'état limite de service E.L.S	91
III.5.7.7.Ferrailage de la dalle de compression.....	93

Chapitre IV: Etude sismique

IV.1.Introduction	94
IV.2. Objective de l'étude sismique	94
IV.3. Modélisation de la structure	94
IV.4. Combinaison d'action	95
IV.5.Etude dynamique et sismique	95
IV.5.1.La Méthode statique équivalente	95
IV.5.2.Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	96
IV.5.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	96
IV.6.Choix de la méthode de calcul	96
IV.7. Spectre de réponse de calcul	100
IV.8. Présentation du logiciel L'ETABS	101
IV.9.Disposition des voiles	102
IV.10.Vérifications des résultats vis-à-vis de l'RPA99-2003	104
IV.10.1.Vérifications de participation de la masse.....	104
IV.10.2.Vérification de la période fondamentale de la structure.....	104
IV.10.3.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	105
IV.10.4. Vérification au renversement	105
IV.10.5. Vérification de l'effort normal réduit (Article 7.1.3.3) RPA99/V. 2003	106
IV.10.6. Justification Vis-à- Vis Des déplacements.....	106
IV.10.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	107

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Introduction	110
V.2.Etude des poteaux.....	110
V.2.1.Ferrailage exigé par R.P.A99 (version 2003)	110
V.2.2.Calcul le ferrailage	112
V.2.3.Vérification du poteau à l'effort tranchant	114
V.2.4.calcul des armatures transversales	114
V.2.4.1.vérification de la section minimale d'armatures transversales	114

V.2.5.Schéma de ferrailage	117
V.3.Le ferrailage des poutres	118
V.3.1.Introduction	119
V.3.2.Recommandation du RPA99/V.2003pour le ferrailage des poutres.....	119
V.3.3.Exemple de calcul (poutre principale RDC).....	119
V.3.3.1.Ferrailage longitudinal	121
V.3.3.2.Vérifications nécessaires pour les poutres	122
V.3.3.3.Calcul les armatures transversales	123
V.3.4.Vérifications à l'E.L.S	124
V.3.5.Vérification la flèche	124
V.3.6.Schéma de ferrailage	126
V.4.Etude des voiles.....	126
V.4.1.Introduction.....	126
V.4.2. Combinaison d'action	126
V.4.3.La méthode de calcul	128
V.4.4.Voile avec ouverture	132
V.4.3.1.Ferrailage de trumeaux	132
V.4.3.2.Ferrailage de linteaux	135

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI .1.Introduction	140
VI .2.Combinaison de calcul	140
VI .3.Choix du type de fondation	140
VI .3.1.Vérification de la semelle isolée	140
VI .3.2.Vérification de la semelle filante.....	141
VI .4.Définition	142
VI .5.Calcul du radier.....	143
VI .5.1.Pré dimensionnement du radier	143
VI .5.2.Dimensionnement des poutres de libage	144
VI .5.3.Vérification des contraintes.....	145
VI .5.4.La longueur élastique	145
VI .5.5.Evaluation des charges pour le calcul du radier	145
VI .6.Ferrailage du radier	146
VI .6.1. Ferrailage des dalles	149
VI .7. Ferrailage des poutres de libages	156
VI .7.1.Armature de peau	160
VI .7.2. Contrainte de cisaillement	160

Chapitre VII : Modélisation des voiles par la méthode des éléments finis

VII.1 Introduction.....	163
VII.2 Les éléments finis bidimensionnels	164
VII.2.1 Les éléments finis triangulaires.....	164
VII.2.2 Les éléments finis rectangulaires	164

VII.2.3 Classification.....	164
VII.3 Modélisation des voiles	165
VII.4 Résultats de calcul	166
VII.4.1 Model de calcul (console)	166
VII.4.2 Maillage rectangulaire.....	167
VII.4. 3 Maillage triangulaire	170
VII.5 Interprétation des résultats	173
VII.6 Conclusion	174
Conclusion générale	175

Introduction générale

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments .on sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quelque soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Organisation du présent document :

Le présent document est organisé en sept chapitres décrits comme suit

Introduction générale

CHAPITRE I: Généralités

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et évaluation des charges

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE IV: Etude sismique

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments structuraux

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VII : Modélisation des voiles par la méthode des éléments finis

Conclusion générale

Chapitre I

GENERALITES

GENERALITES

I.1.Introduction:

La conception d'un projet en génie civil s'élaboré en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir en compte la sécurité et l'économie de projet.

Ce chapitre est consacré donc pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2.Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à la modélisation par élément fini d'une structure en béton armé d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à THENIET EL HAD wilaya de TISSEMSILT, Ville située en zone II_a, de la sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien [RPA99/VERSION2003].

I.3.Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes :

A) Dimensions en élévation.

Hauteur de RDC.....	3,06m
Hauteur d'étage courant.....	3,06m
Hauteur du bâtiment.....	18,36m
Hauteur acrotère.....	0,6m

B) Dimensions en plan

Longueur totale.....	35,20m
Largeur totale.....	16,25m

I.4.Les plans d'architectures :

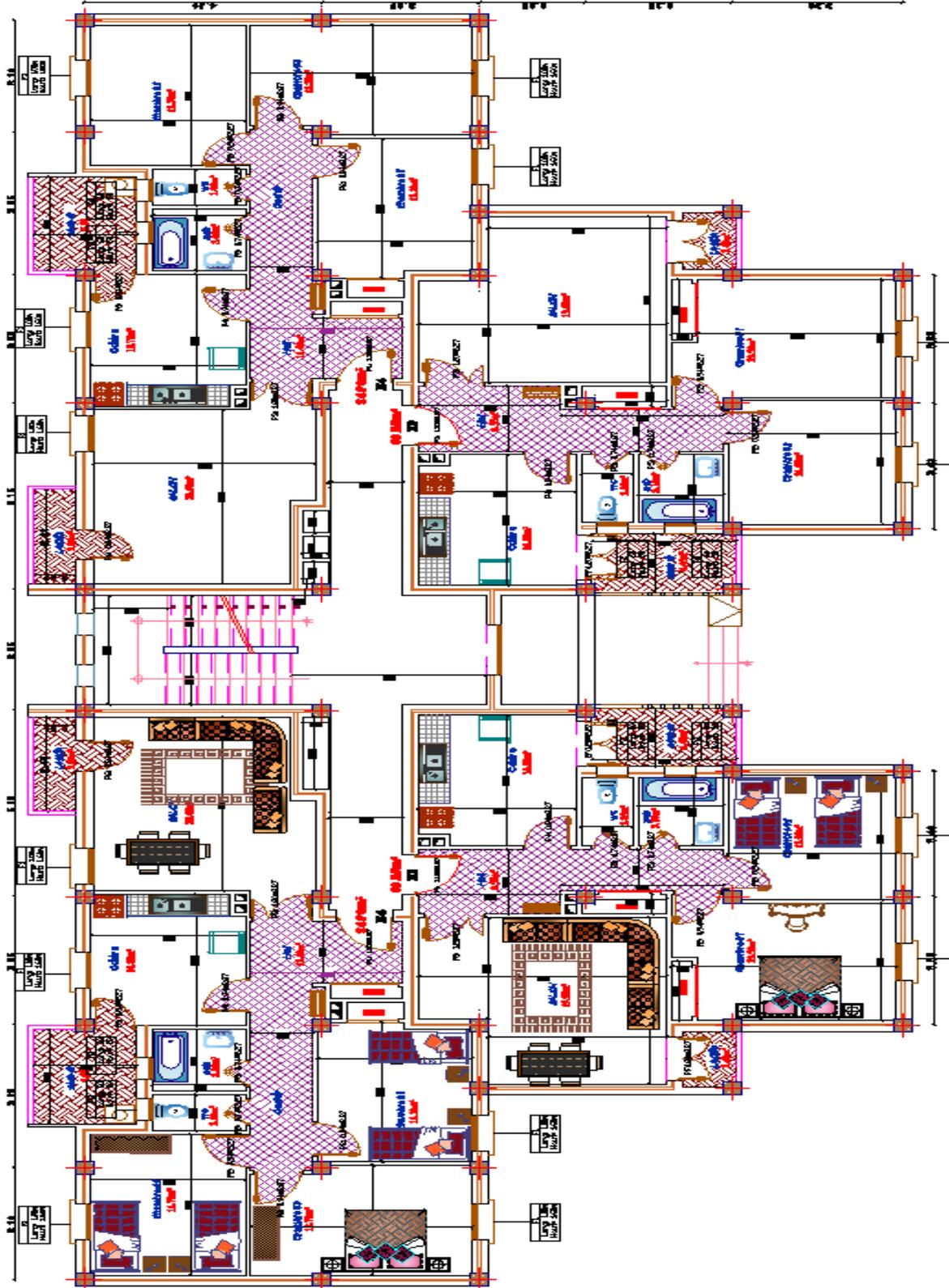


Figure I.1: Vue en Plan RDC.

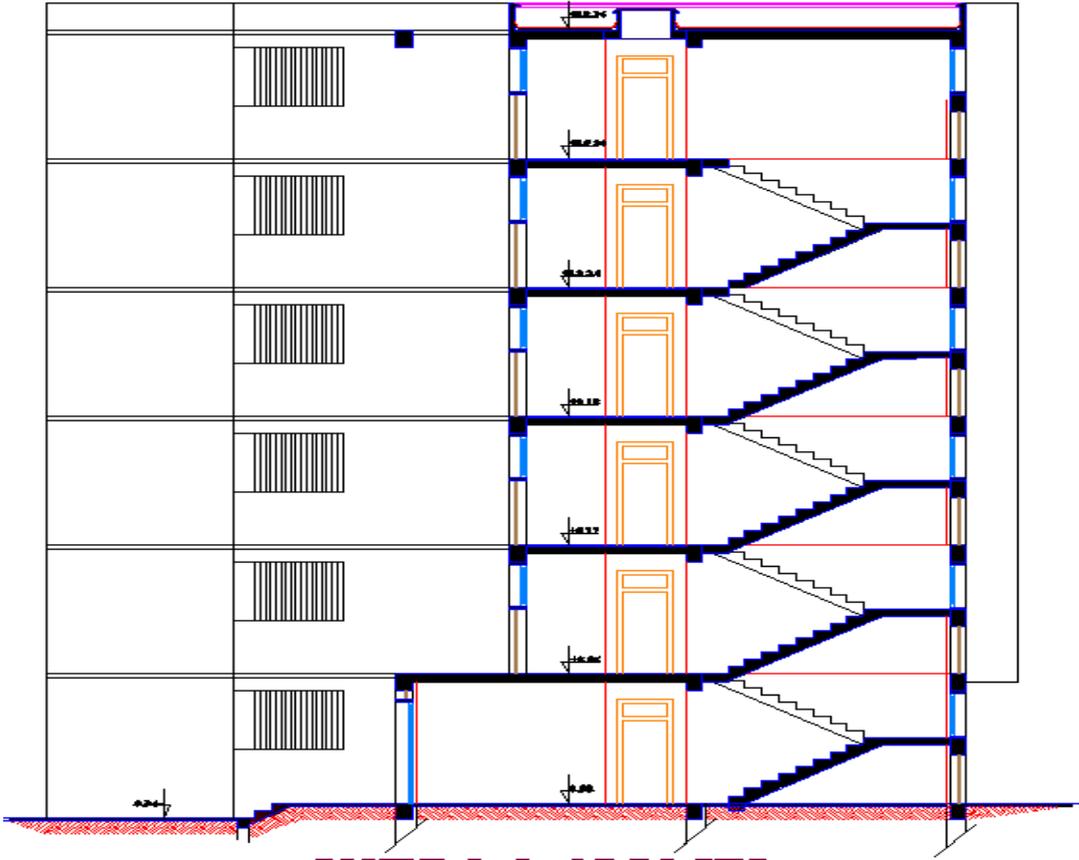


Figure I.2: coupe AA.



Figure I.3: Façade principale.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton:

Le béton est un matériau de construction formé par un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment), éventuellement complété par des adjuvants et des additions.

I.6. Composition du Béton:

I.6.1 ciment:

Le ciment est le liant hydraulique par excellence. ce dernier est généralement composé de calcaire et d'argile.

- LE CEM I (ciment portland).....97% clinker, 03% filler.
- LES CEMII A ou B (ciment Portland composé).....65% clinker, 35% divers Constituants.
- LES CEM III A, B ou C (de haut –fourneau).....65% a75% de laitier, 35% à 25% clinker+ filler.
- LES CEM IV A ou B (ciment de type pouzzolanique).
- LES CEM V A ou B (ciment composé).

I.6.2. Les granulats :

Les granulats, d'origine naturelle ou artificielle, sont des grains minéraux de dimensions variables. En tant que principaux composants du béton, ils lui transmettent certaines caractéristiques techniques et esthétiques, notamment sa résistance.

I.6.3. L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un élément indispensable lors de la conception ou béton. Elle permet d'hydrater le ciment, ce qui libère ses capacités de liant, et rend également plus facile l'application du béton.

I.6.4. Les adjuvants :

Les adjuvants sont des produits chimiques ajoutés lors du malaxage du béton et faiblement dosés lors de la préparation (moins de 5% de la masse du béton).

I.7. Dosage de béton:

Un moyen simple de mesurer le dosage dans le béton pour 1m^3 à procéder comme suit :

- Ciment(CPA) :350 kg
- Sable (0/5) :400 l
- Gravier (8/15 et 15/25) :800 l

- Eau de gâchage : 175 l

I.8. Béton armé:

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton, il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

I.9. Béton:

I.9.1. Résistance à la compression:

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à jour d'âge est déterminée à partir d'essais d'éprouvettes de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jour.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jour.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jour.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jour.} \end{cases}$$

I.9.2. Résistance à traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour, notée est f_{tj} conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

I.9.3. Déformation longitudinale du béton:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. On admet à défaut de mesure, qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

On admet que, Sous contraintes normales d'une longue durée d'application, le module de déformation différée et donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.866 \text{MPa}$$

I.9.4. Module de déformation transversal:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \dots\dots \text{à L'ELS} \\ \nu = 0,2 \dots\dots \text{à L'ELU} \end{cases}$$

I.10. Les contraintes limites:

a) Etat limite ultime ELU :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorable, la contrainte limite du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$

➤ Le coefficient θ : est fixé à

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ Lorsque la durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

❖ f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.

❖ 0,85: coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Cas des situations durables ou transitoires : $\sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ Cas des situations accidentelles : $\sigma_{bc} = 18,48 \text{MPa}$

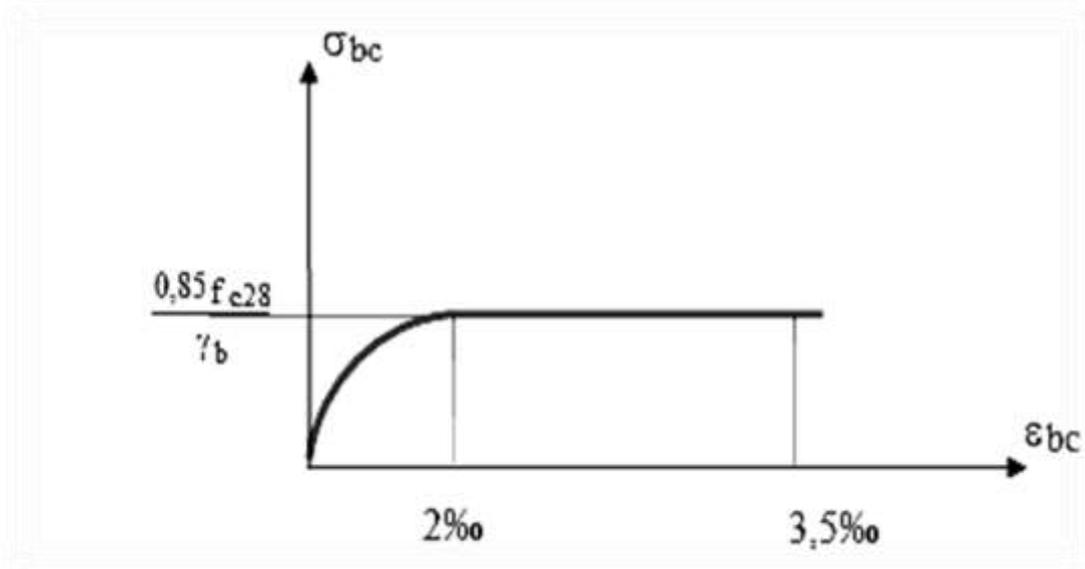


Figure I.4: Diagramme de contrainte de la déformation du béton a l'ELU.

b) Etat limite de service ELS :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$; dans notre cas $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.

- $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Fissuration peut préjudiciable, déduit la formule suivant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Fissuration très préjudiciable, déduite de la formule suivant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

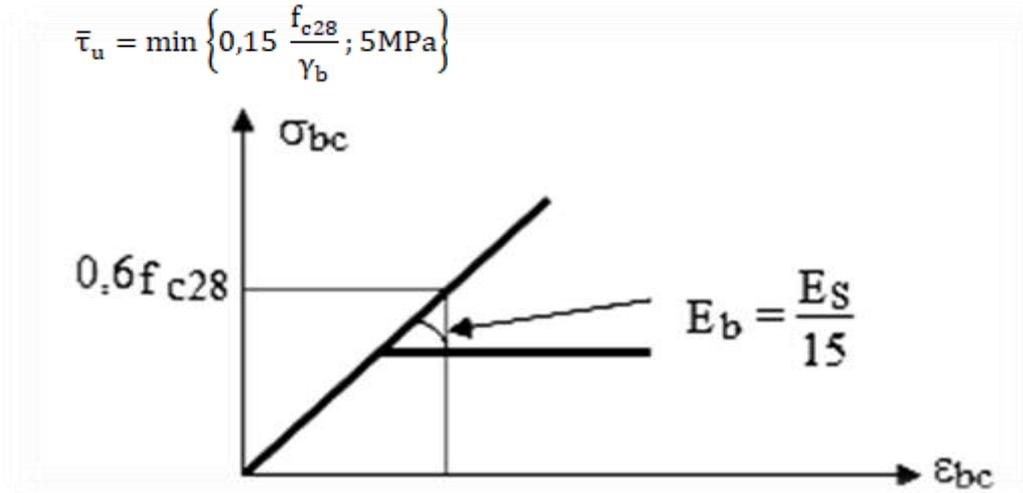


Figure I.5: Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.

I.11. Acier :

L'acier est un métal réalisé par une transformation du fer grâce à l'ajout de carbone pour le rendre plus résistant. On distingue:

- Les ronds lisses de nuance FeE235, pour les armatures transversales.

- Les barres à haute adhérence de nuance FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés : Symbole TS
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances.

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa} \quad [\text{A.2.2.1}].\text{C.B.A 93}.$$

I.11.1 Diagramme contrainte-déformation:

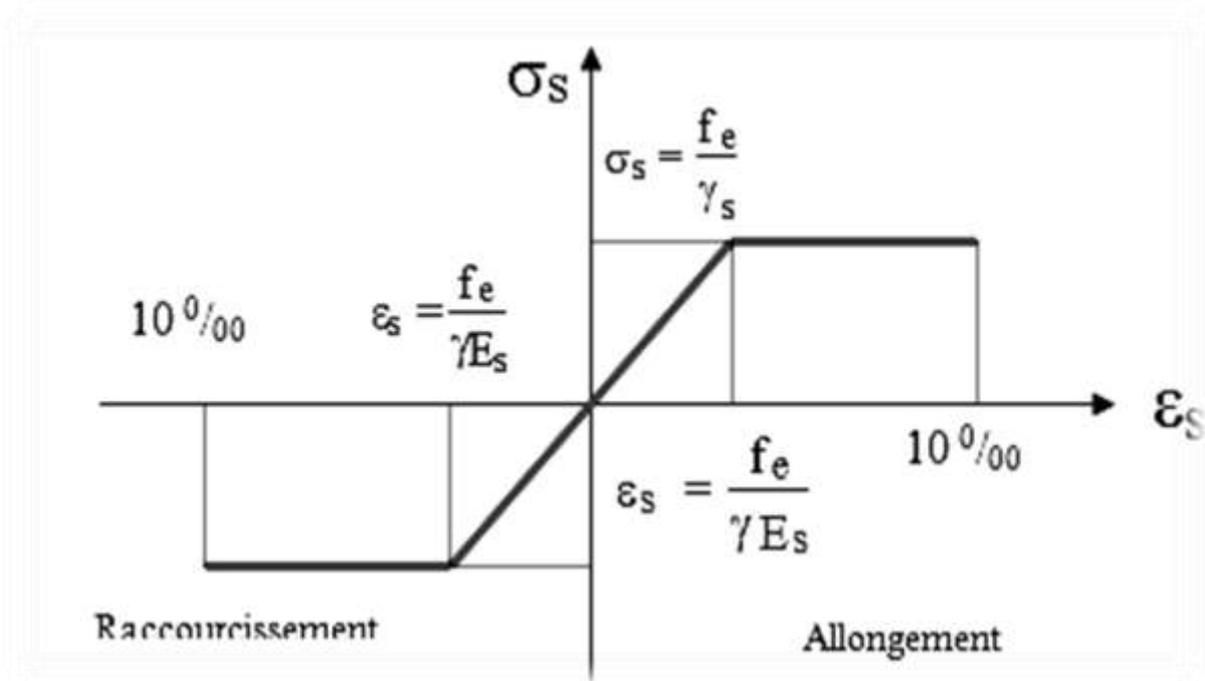


Figure I.6: Diagramme de contrainte de la déformation de l'acier.

I.11.2. Contrainte limite :

E.L.U : On adopte un diagramme contrainte déformation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348\text{MPa en SD} \\ 400\text{MPa en SA} \end{cases}$

E.L.S : Dans le cas où la fissuration préjudiciable la contrainte limite de service.

Elle dépend de l'état de fissuration admis:

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} 348\text{MPa en FPP} \\ \text{MIN} \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63\text{MPa en FP} \\ \text{MIN} \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 164,79\text{MPa en FTP} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour rondes lisses

$\eta = 1,6$ Pour acier HA

I.12.Règles trios pivots :

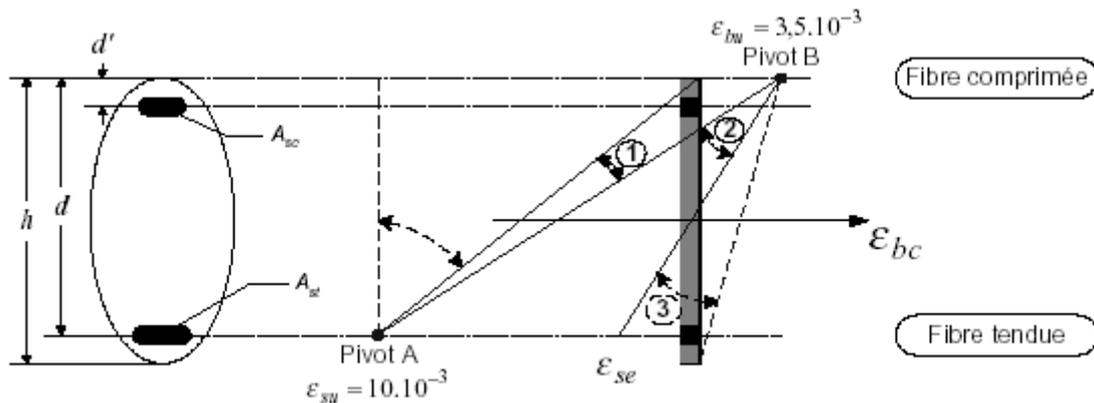


Figure X-1 - Diagrammes des déformations limites (ELU)

Figure I.7: Diagramme de contrainte de la déformation de(ELU).

Pivot A –région1 :

- Allongement de l’acier le plus tendu : ϵ_{ud} ou ∞
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B-région2 :

- Raccourcissement de la fibre béton la plus comprimée ϵ_{cu2} ou ϵ_{cu3}
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C-région3 :

- Raccourcissement de la fibre béton la plus comprimée à la distance.
 $(1 - \frac{\epsilon_{cs}}{\epsilon_{cu2}})h$ Ou $(1 - \frac{\epsilon_{cs}}{\epsilon_{cu3}}) h$ de la fibre la plus comprimée : ϵ_{c2} ou ϵ_{c3}
- Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.13.Les hypothèses de calcul :

I.13.1.Définition de l’état limite :

L’état limite c’est l’état ou toutes les conditions de sécurité d’une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et la résistance.

On distingue deux catégories d’états limites:

➤ **L’état limite ultime (ELU) :**

Cet état limite correspond à la résistance mécanique au-delà de laquelle il ya ruine de l’ouvrage ; On distingue ainsi:

- L’état limite d’équilibre statique.
- L’état limite ultime de résistance.
- L’état limite de stabilité de forme.

➤ **L'état limite service(ELS) :**

Ce l'état ou l'ouvrage répond à toutes conditions qui tend vers une exploitation meilleure et une stabilité assurer, et cet état allient par:

- compression du béton.
- l'ouverture des fissures.
- la déformation des éléments.

I.13.2.Les actions :

❖ **Action permanant (G) :**

Ce sont les charges constantes ou leur intensités sont ou très peu variable dans le temps :

- Poids propre de la structure.
- Poids propre de revêtements.
- Poussée des terres.
- Poussée des liquides.

❖ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont les charges ou leurs intensités sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

❖ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

I.13.3.Les Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.13.3.1. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ✓ ELU : $1,35G+1,5Q$
 - ✓ ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - ✓ $G+Q\pm E$
 - ✓ $0,8G\pm E$

Chapitre II
PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION
DES CHARGES

**PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES
CHARGES**

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de ses différents éléments en respectant certain régies et principes pratique de la construction. Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement qui va subir chacun selon le règlement DTR.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

Un ouvrage fait d'un assemblage de planches reposant sur des lambourdes fixées sur des poutres et qui sépare les étages d'une habitation.

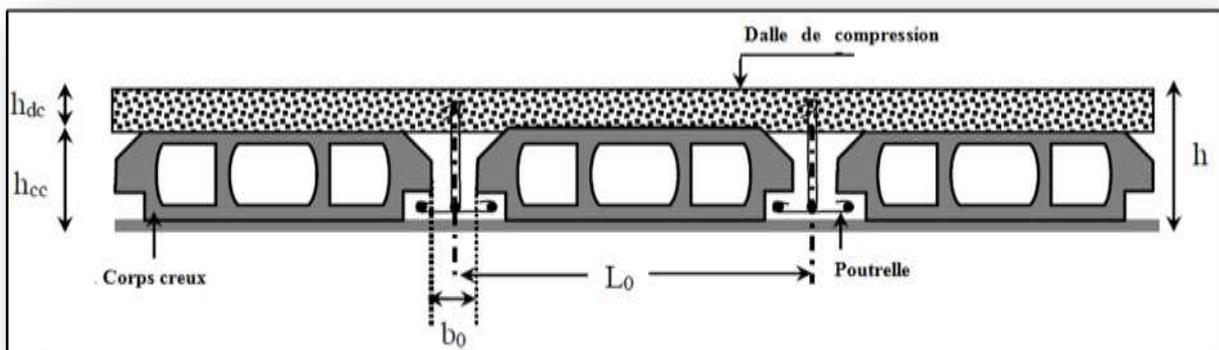


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

❖ **La condition de la flèche :**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t = \frac{420}{22,5} = 18,67 \text{ cm}$$

$$h_t = 18,67 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.2.1 Les poutrelles (les nervures):

Ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

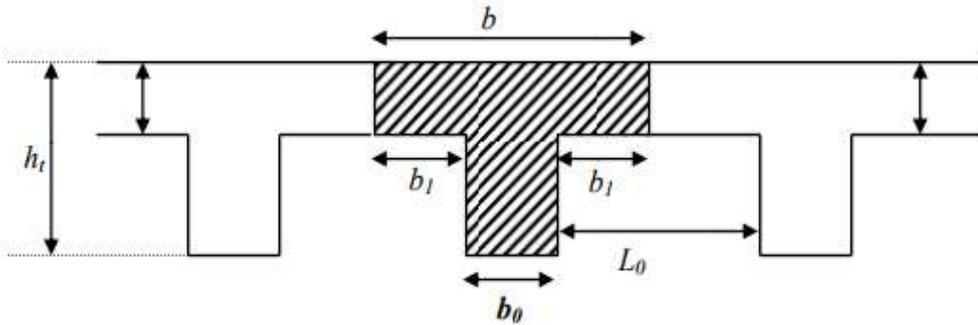


Figure II.2: Plancher corps creux.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) ; h_t = (08 \text{ à } 12)$$

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

$$L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$L_y = 450 - 30 = 420\text{cm}$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55 \text{ cm}$)

L : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 420\text{cm}$)

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2} ; \frac{420}{10}\right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min}(27,5 ; 42)$$

On adopte : $b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II.3. L'Acrotère : (Terrasse inaccessible)

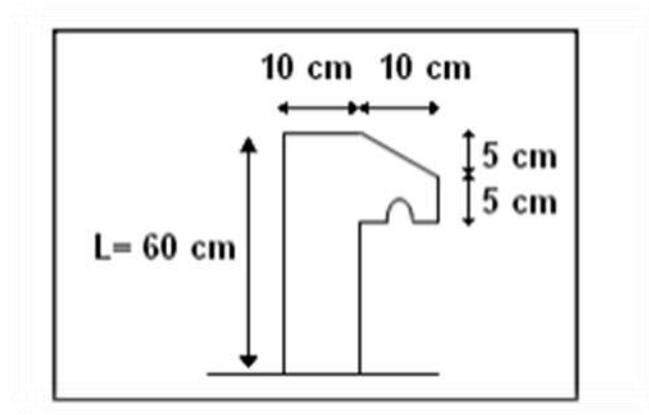


Figure II.3: Type l'Acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,1}{2} \right)$$

$$S = 0,0675\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0675 = 1,6875\text{KN/m}$$

- Charge permanente : $G = 1,6875\text{KN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1,00\text{ KN/m}$

II.4. Pré-dimensionnement des escaliers :

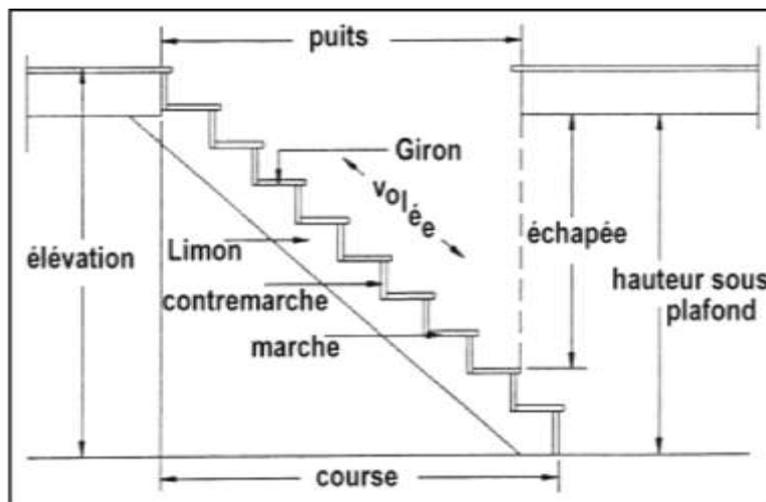


Figure II.4: Composants des escaliers.

Les escaliers sont constitués d'un palier de repos et de volée coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches (h), on utilise la formule de BLONDEL :

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

h: Varié de 14 cm à 20 cm

g: Varié de 25 cm à 32 cm

-Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

On prend: **h = 17 cm**

$$(2 \times 17) + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$g = 66 - 34 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : **g = 30 cm**

-le nombre de contre marche est: $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$

D'où : **n = 20**

On devise les escaliers en deux volées

-pour chaque volée :

➤ Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9$$

➤ Nombre de marche :

$$(n - 1) = (9 - 1) \Rightarrow n = 8$$

▪ **Longueur de foulées :**

$$L = (n - 1) \times 0.3 = (9 - 1) \times 0.3 \Rightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

❖ **L'épaisseur de paillasse :**

Condition de flèche :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

L_p : Longueur de paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{240} \Leftrightarrow \tan \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow L_p = \frac{H}{\sin 30.96} \Rightarrow L_p = \frac{153}{\sin 32.52}$$

$$L_p = 2,85\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9,5\text{cm} \leq e_p \leq 14,25\text{cm}$$

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

❖ L'épaisseur du Palier:

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

L : la longueur de la foulée :

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \Leftrightarrow 12 \leq e \leq 16 \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

II.4.1.la poutre palière :

➤ **Salon CBA 93**

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

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30$$

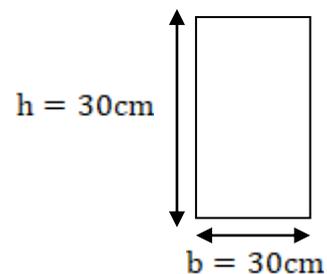
On prend: **h = 30 cm**

-La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$9 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend: **b = 30cm**



➤ **D'après le R.P.A99version2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0,33 \leq h_t / b \leq 3 \Rightarrow 0,33 < 1,33 < 3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte une section de: **(b × h = 30 × 30) cm**

II.5. Pré-dimensionnement balcon :

II.5.1. Epaisseur de balcon :

- D'après le B.A.E.L 91 :

$$L = 0,90\text{m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$h \geq \frac{L}{16} = 5,625\text{cm}$$

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

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes :

– Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{L_x}{20} = \frac{90}{20} = 4,5\text{cm}$

– Isolation acoustique $h_0 \geq 11\text{cm}$

– Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc adopte : $h_0 = 15\text{cm}$

II.6. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçu pour résister à la flexion disposée généralement horizontalement, elle sert alors à supporter les charges au-dessus des fenêtres et portes dans leurs baies.

- Selon le **B.A.E.L.91 modifier 99**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b \end{array} \right.$$

-Nous avons deux types de poutres :

Poutre principale : $L_{\max} = 4,30\text{ m}$

Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,20\text{ m}$

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.6.1. Poutres principales :

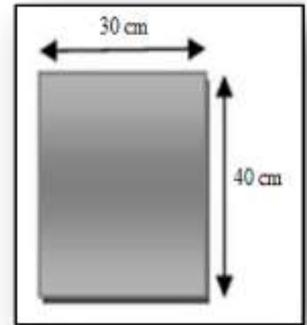
$$\begin{cases} L = 430 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$$

$$\begin{cases} 28,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10,80 \text{ cm} \leq b \leq 14,40 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$



II.6.2. poutres secondaires:

$$\begin{cases} L = 420 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$$

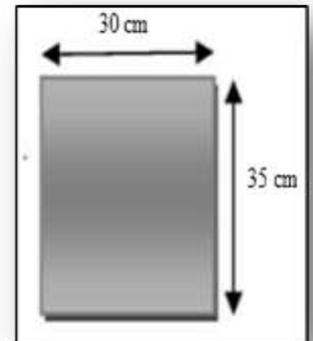
$$\begin{cases} 28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 82,50 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$



II.7. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II_a:

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable des Poteaux RDC et étage courant comme suite

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40 × 40
Étage courant (1-5 ^{ème}) étage	35 × 35

II.8. Evaluation et descente de charges :

II.8.1 Plancher terrasse (inaccessible):

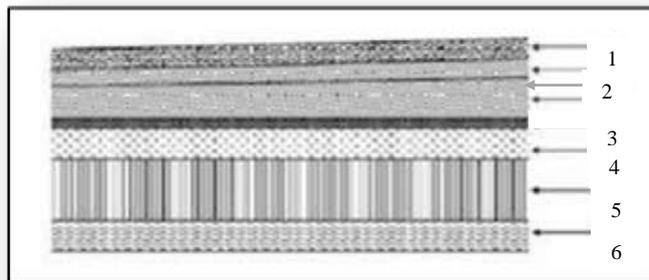


Figure II.5: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge du Plancher terrasse.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	5	20	$0,05 \times 20 = 1$
2	Etanchéité multicouche	2	6	$0,02 \times 6 = 0,12$
3	Isolation thermique en liège	4	4	$0,04 \times 4 = 0,16$
4	Béton forme de pente	10	22	$0,1 \times 22 = 2,2$
5	Cops creux +dalle de Compression	20	/	2,85
6	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
Total				G = 6,53 KN/m² Q = 1 KN/m²

II.8.2 plancher étage courant :(habitation)

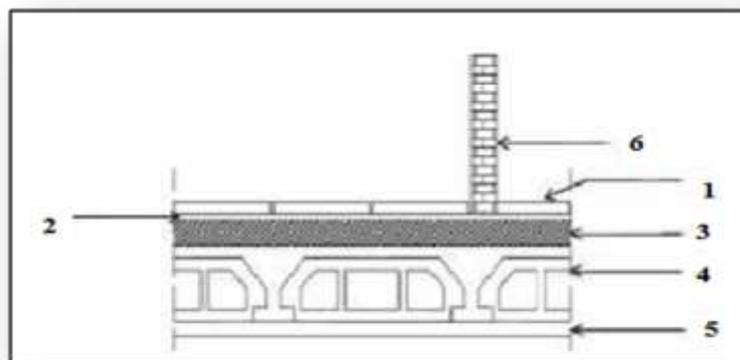


Figure II.6: Plancher étage courant R.D.C.

Tableau II.2: Charge du Plancher étage courant.

N°	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique KN/m ²
1	Revêtement de carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Lit de sable	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
4	Corps creux + dalle de Compression	20	/	2,85
5	Enduite de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,20$
6	Cloison légères	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
Total				G = 5,11KN/m² Q = 1,5KN/m²

II.8.3. Balcon:

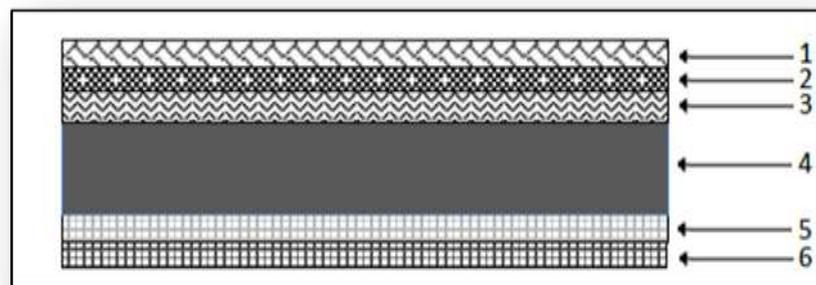


Figure II.7:Balcon.

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

Tableau II.3: Charge du balcon.

N ^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
----------------	---------	----------------	--------------------------------------	--

Charge de garde corps:

Tableau II.4: Charge de garde corps de balcon.

N ^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
----------------	---------	----------------	--------------------------------------	--

II.8.4. maçonnerie:

Ce sont des éléments secondaires qui n'ont aucun rôle dans la résistance de la structure.

- **Murs extérieurs:** en double cloison, en briques creuses (15+10) cm avec une l'âme d'airde 5cm.

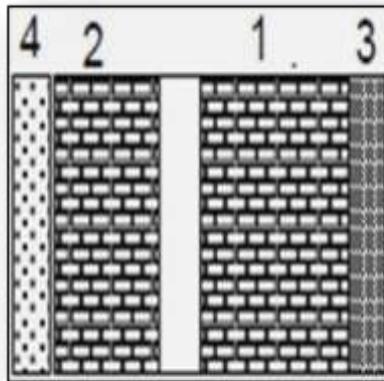


Figure II.8: Détail mur extérieur.

Tableau II.5: Charge de mur extérieur.

N ^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Brique creuse	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
2	Brique creuse	15	9	$0,15 \times 9 = 1,35$
3	Enduite de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

1	Brique creuse	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
2	Brique creuse	15	9	$0,15 \times 9 = 1,35$
3	Enduite de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
4	Enduite de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,20$
Total				G = 2,81 KN/m²

Avec:

30% d'ouverture

$$G = 2,81 \times 0,7 = 1,967 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1,967 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Mur intérieures** : en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

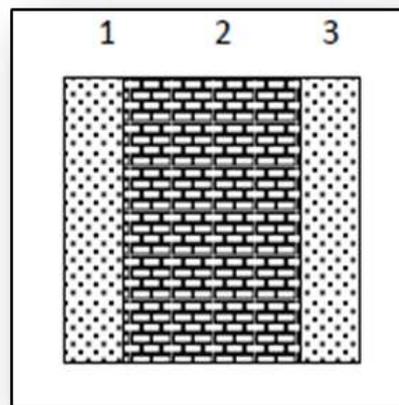


Figure II.9: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.6: Charge permanente du mur intérieur.

N ^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
----------------	---------	----------------	--------------------------------------	--

Paillasse :

Tableau II.7: Charge du Paillasse.

N ^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanent (KN/m ²)
----------------	---------	----------------	-----------------	---------------------------------------

N^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m³)	Charge permanent (KN/m²)
1	Poids propre de paillasse	15	25	$0,15 \times 25 / \cos\alpha = 4,45$
2	Carrelage horizontale	2	20	$0,02 \times 20 = 0,40$
3	Garde-corps	2	20	$0,02 \times 20 = 0,40$
4	Poids propre de marche	2	11	$0,02 \times 11 \times 17/2 = 1,87$
5	Mortier de pose Horizontale	2	20	$0,02 \times 20 = 0,40$
6	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
7	Carrelage verticale	2	20	$0,02 \times 20 \times 17/3 = 0,23$
8	Mortier de pose Verticale	2	20	$0,02 \times 20 \times 17/3 = 0,23$
Total				G = 8,34KN/m² Q = 2.5KN/m²

Tableau II.8: Charge du palier.

Palier:

N^o	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m³)	Charge permanente (KN /m²)
----------------------	----------------	-----------------------	---	--

II.9. Descente de charge:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

- **La loi de dégression :**

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2 Page16) est comme suit :

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes

Sous terrasse q_0 ;

Sous étage 1 $q_0 + q_1$;

Sous étage 2 $q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$;

Sous étage 3 $q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$;

Sous étage 4 $q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$;

Sous étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitations.

- Le poteau le plus sollicité (E,5)

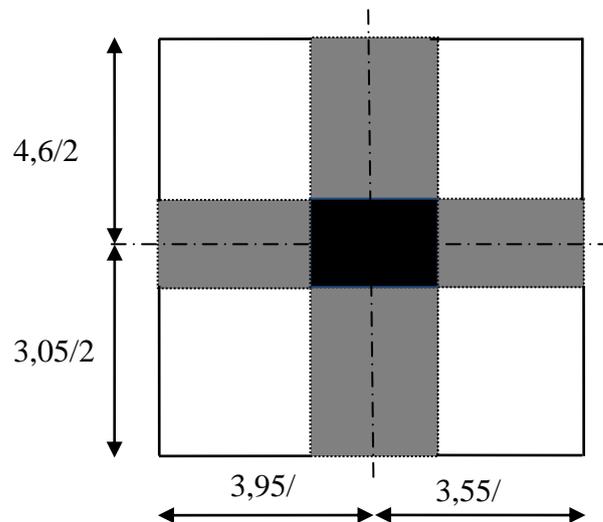


Figure II.10: Le poteau le plus sollicité.

- ❖ Surface reprise par le poteau à chaque étage :

Soit S la surface supportée par le poteau (E,5)

$$S_q = \left(\frac{4,60 + 3,05}{2} \right) \times \left(\frac{3,95 - 0,3}{2} + \frac{3,55 - 0,3}{2} \right)$$

$$S_g = \left(\frac{4,60 - 0,3}{2} + \frac{3,05 - 0,3}{2} \right) \times \left(\frac{3,95 - 0,3}{2} + \frac{3,55 - 0,3}{2} \right) = 18$$

$$S_g = (2,15 + 1,375) \times (1,825 + 1,625) = 12,16m^2$$

- ❖ la longueur de la poutre principale et secondaire :

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,15 + 1,375 = 3,525\text{m} \\ L_{ps} = 1,625 + 1,825 = 3,45\text{m} \end{cases}$$

✓ **Poids des planchers :**

Plancher terrasse inaccessible : $G_t \times S_g = 6,53 \times 12,16 = 79,40\text{KN}$

Plancher étage courant (habitation) : $G_{\text{étage}} \times S_g = 5,11 \times 12,16 = 62,14\text{KN}$

✓ **Poids des poutres :**

$$\begin{cases} G_{pp} = L_{pp} \times b \times h \times \gamma_b = 3,525 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 10,575\text{KN} \\ G_{ps} = L_{ps} \times b \times h \times \gamma_b = 3,45 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 9,06\text{KN} \end{cases}$$

Tableau II.10: Résultats de la descente des charges du poteau (E.5).

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**. **Pour le RDC :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 559,33 + 1,5 \times 100,38 = 905,66\text{KN}$$

$$N_s = G + Q = 559,33 + 100,38 = 659,71\text{KN}$$

$$N_u = 905,67 \times 1,1 = 996,24\text{KN} \Rightarrow N_u = 996,23\text{KN}$$

$$N_s = 659,71 \times 1,1 = 725,68\text{KN} \Rightarrow N_s = 725,68\text{KN}$$

➤ **vérification de la section du poteau :**

- **Vérification au flambement :**

D'après le **(CBA 93)**, on doit vérifier que:

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$ avec : $l_0 = 3,06$ donc :

$$l_f = 2,142\text{m}$$

- i : Rayon de giration $\Rightarrow \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{\text{real}} = \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{0,8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$

Tableau II.11: Résultats de la vérification au flambement.

Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique II_a , on doit avoir au minimum:

➤ **RDC :**

$$\begin{cases} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

➤ **Étages courantes :**

$$\begin{cases} \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes:

Tableau II.12: choix des sections des poteaux.

II.10. Pré-dimensionnement du voile :

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux.

(Séisme ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le **(R.P.A99/version 2003) article 7.7.1** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivante :

$$\begin{cases} L \geq 4e \\ e \geq \frac{h_e}{25} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \Rightarrow e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right)$$

Avec :

L : Longueur du voile.

e : Épaisseur du voile. ($e_{\min} = 15\text{cm}$)

h_e : Hauteur d'étage.

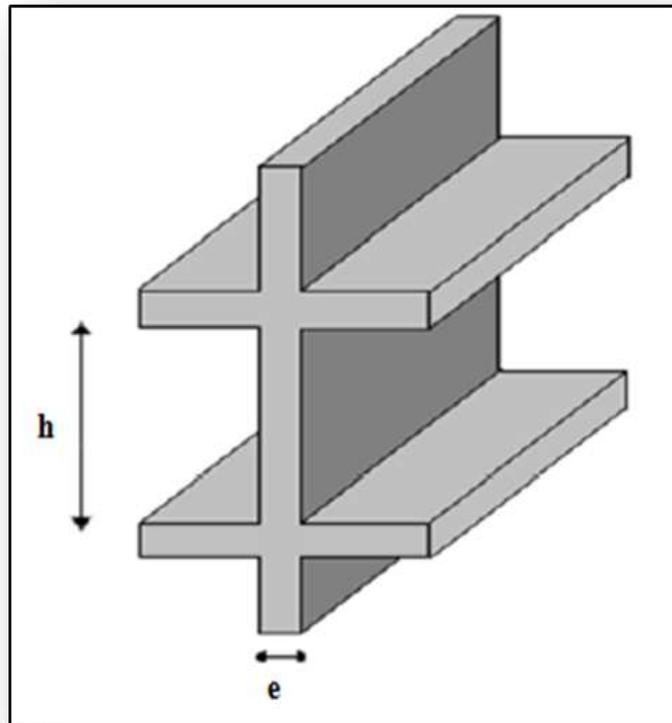


Figure II.11: Coupe de voile en élévation.

Avec :

$h_e = 306 - 40 = 266\text{cm} \Rightarrow$ (hauteur étage courant = hauteur RDC).

$$\begin{cases} e \geq \frac{266}{25} = 10,64\text{cm} \\ e \geq \frac{266}{22} = 12,09\text{cm} \\ e \geq \frac{266}{20} = 13,3\text{cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right) \\ e \geq \text{Max}(10,64\text{cm}; 12,09\text{cm}; 13,3\text{cm}; 15\text{cm}) \end{cases}$$

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

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

II.11. Conclusion :

Etant donné que le pré-dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes:

Tableau II.13:sections des poteaux, des poutres, des voiles et des planchers.

Niveau	Section de Poteau (cm²)	Section de poutre principale (cm²)	Section de poutre secondaire (cm²)	Epaisseur des voiles (cm)	Epaisseur du plancher (cm)
RDC	40 × 40	30 × 40	30 × 35	20	16 + 4
01	35 × 35	30 × 40	30 × 35	20	16 + 4
02	35 × 35	30 × 40	30 × 35	20	16 + 4
03	35 × 35	30 × 40	30 × 35	20	16 + 4
04	35 × 35	30 × 40	30 × 35	20	16 + 4
05	35 × 35	30 × 40	30 × 35	20	16 + 4

Chapitre III
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « BAEL 91 modifié 99 » en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 ».

III.2.Etude de l'acrotère :

III.2.1.Définition :

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, elle est considérée comme une console verticale, encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort normal dû à son poids propre G , et à une surcharge due à une main courante Q . Il sera donc calculé en flexion composée. Sa hauteur est de 60 cm, son épaisseur est de 10 cm. La console sera calculée à la flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

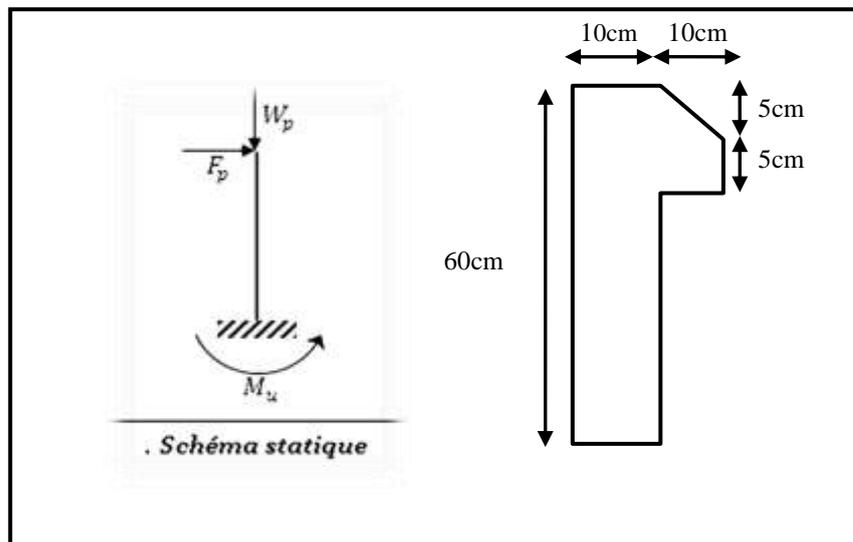


Figure III.1: Schéma de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des Charges :

1. Poids propre de l'acrotère : $G = 1,6875 \text{ KN/ml}$
2. Surcharge (la main courante) : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

III.2.3. Vérification de l'effort due au séisme:

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales

Suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1),

Pour notre cas : cas d'une $C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'élément considéré.

A: coefficient d'accélération (zone II_a A = 0,15)

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,6875 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1,5Q \Rightarrow F_p = 0,81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.4. Sollicitations :

- **Etat limite ultime**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,6875 = 2,28 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5Q \cdot h = 1,5MQ = 1,5 (1 \times 0,6) = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite de service**

$$N_{ser} = G = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.5. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Figure III.1)

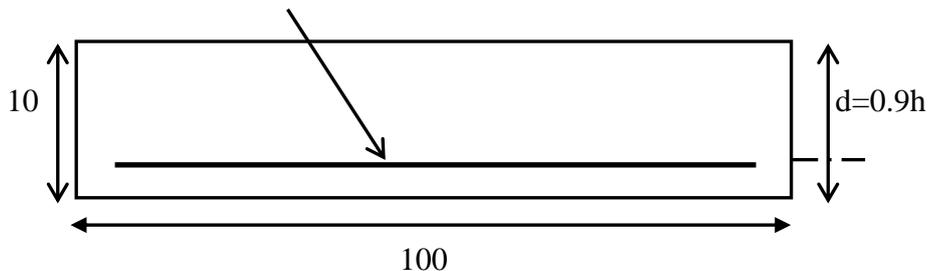


Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

Les dimensions de la section

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

- ❖ **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 2,28 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,9 \text{ KN/ml}$$

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{Tel que} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,28} = 0,39 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \emptyset\alpha)$$

Calcul de l'élanement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec: } I = \frac{bh^3}{12}; B = b \times h; i = 0,029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{12}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max\left(50; \min\left(\frac{67 \times e_0}{h}; 100\right)\right)$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41,38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^3}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0,010 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm} \left(50; \min\left(\frac{67 \times e_0}{h}; 100\right)\right)$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,010 = 0,42 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \frac{l_f}{h} = 12$$

Ou utilise nu acier Fe E 400

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,90 + 2,28 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_b} = \frac{0,97 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 14017} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392$$

$$A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0100$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,09 \times 0,996 \times 348} = 31,095 \text{cm}^2$$

A_s : La section fictive d'acier

La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 31,095 - \frac{2,28 \times 10^3}{348} = 0,24 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23$$

Avec:

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,6875} = 0,36 \text{m}$$

$$A_{s \min} = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{36 - 0,45 \times 9}{36 - 0,185 \times 9} \times 0,23 = 1,01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } A_a = 4T8 = 2,03 \text{cm}^2$$

➤ **Ecpacement(ArtA-8.2.42 BAEL91):**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend: **e = 20cm**

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,03}{4} = 0,51 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } A_a = 4T6 = 1,13 \text{cm}^2$$

➤ **Ecpacement(ArtA-8.2.42 BAEL91):**(pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend: **e = 20cm**

III.2.6. Les Vérification:

➤ Vérification de l'effort tranchant Art A.5.1.1/CBA93:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 90} = 0,17 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{Mpa}\right) = \min(2,5 \text{MPa}; 4 \text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa}$$

La vérification de l'effort tranchant est vérifiée.

➤ Vérifications des contraintes aux états limites de services:

❖ Calcul à l'ELS :

$$M_{\text{ser/a}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}(d - h/2) = 0,67 \text{KN.m}$$

Tableau III.1: Vérifications à l'E.L.S.

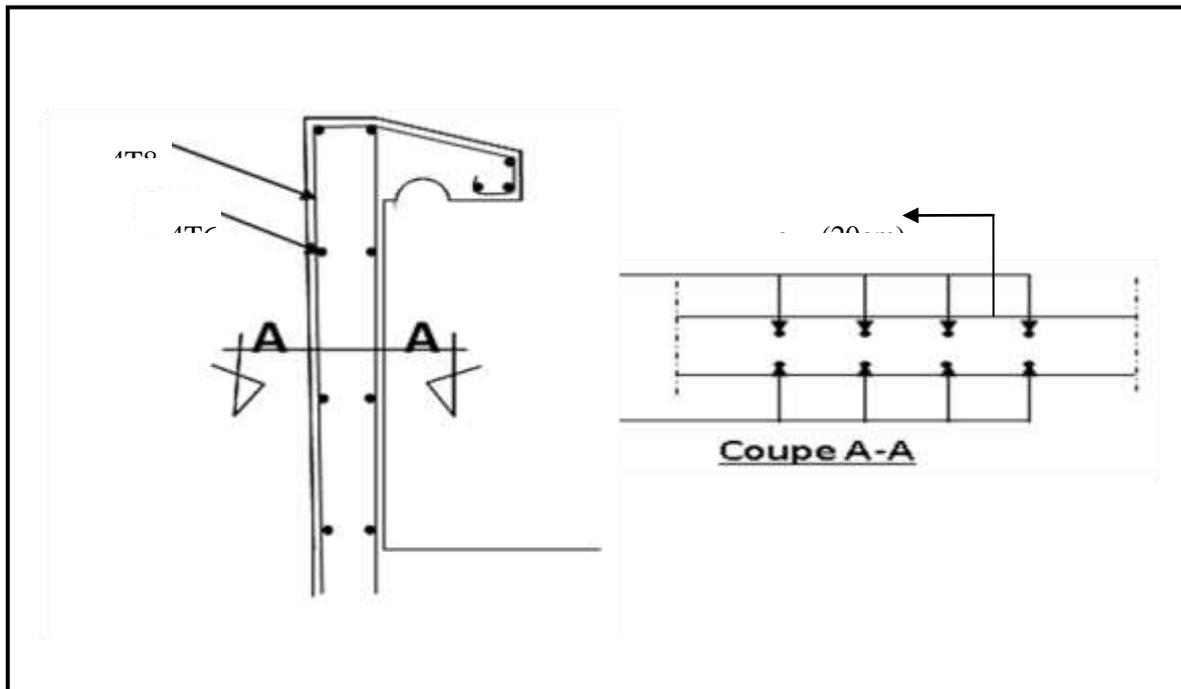


Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude de balcon:

III.3.1. Définition :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, est calculé comme une console en dalle pleine encastré et libre à extrémité et libre à l'autre, soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps Le calcul se pour une bande de 1m.

$L=90\text{cm}$

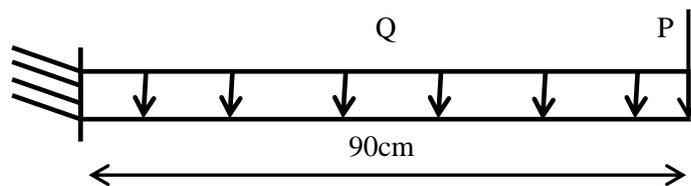


Figure III.4: Schéma statique du balcon.

III.3.2.Combinaison des charges :

$$G = 5,27\text{KN/m}^2 \quad Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

III.3.3.Sollicitations de calcul :

❖ E.L.U.R :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times G \times L \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 \times 1,20 \times 1 = 2,62\text{KN/ml}$$

❖ E.L.S :

$$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times L \times 1\text{m} = 1,62 \times 1,20 \times 1 = 1,94 \text{ KN/ml}$$

III.3.4.Calcul des moments fléchissant :

• E.L.U.R :

$$0 \leq x \leq 0,90\text{m}$$

$$M_{\max} = -\left(\frac{Q_u \times L^2}{2} + P_u \times L\right) = -\left(\frac{12,36 \times (0,90)^2}{2} + 2,62 \times 0,90\right) = -7,36\text{KN.m}$$

• E.L.S :

$$M_{\max} = -\left(\frac{Q_s \times L^2}{2} + P_s \times L\right) = -\left(\frac{8,77 \times (0,90)^2}{2} + 1,94 \times 0,90\right) = -5,30\text{KN.m}$$

III.3.5.Calcul le ferrailage :

$$b = 100\text{cm} ; h = 16\text{cm} ; d = 13,5\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

E.L.U.R:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,36 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (135)^2} = 0,028$$

$\mu = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,028)}}{2} = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7,36 \times 10^6}{348 \times 0,986 \times 135} = 158,89 \text{mm}^2 = 1,59 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 163,01 \text{mm}^2 = 1,63 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1,59 \text{cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{cm}^2$$

On prend : $A = \max(A_{min} ; A_{st}) = 1,63 \text{cm}^2$

Soit: $A_a = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2$

➤ **Espacement :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend: $e = 20\text{cm}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_a = 4T10 = 3,14 \text{cm}^2$

➤ **L'espacement**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend: $e = 20\text{cm}$

III.3.6.Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = Q_u \cdot L + P = 12,36 \times 0,90 + 1,62 = 12,74 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{12,74 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,094 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,094 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

○ **Armatures transversales :**

$$\tau_u = 0,094\text{MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Tableau III.2: Vérifications à l'E.L.S de balcon.

❖ E.L.S:

Moment(E.L.S)	M_{st}	5,30KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 18,31\text{cm}^2$ $Y = 3,66\text{cm}$	3,66cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 3,66^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (13,5 - 3,66)^2 = 8199,04\text{cm}^4$	8199,04cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{5,30 \times 10^3}{8199,04} = 0,646\text{Mpa/cm}$	0,646Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 2,36 \text{ Mpa}$	2,36 Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 95,35 \text{ Mpa}$	95,35 Mpa
Vérification de contrainte	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	2,36MPa ≤ 15 Mpa

Moment(E.L.S)	M_{st}	5,30KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678cm$ $E = 2.D.d = 18,31cm^2$ $Y = 3,66cm$	3,66cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 3,66^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (13,5 - 3,66)^2 = 8199,04cm^4$	8199,04cm⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{5,30 \times 10^3}{8199,04} = 0,646Mpa/cm$	0,646Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 2,36 Mpa$	2,36 Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 95,35 Mpa$	95,35 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	2,36MPa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte dans de l'acier	$\sigma_s < \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	95,35Mp < 201,63 Mpa

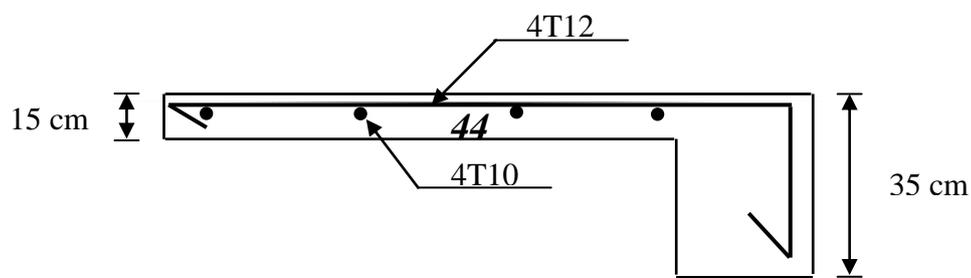


Figure III.5: Ferrailage de balcon.

III.4. Etude des escaliers :

III.4.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage utilitaire dont la fonction est de permettre l'accès aux différents niveaux d'une construction par le biais des gradins successifs. L'assemblage de ces gradins donne un ensemble « escalier » dont chaque partie est définie par un terme précis. Les éléments composant un escalier sont :

- **La volée :** c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée).
- **La cage d'escalier:** c'est l'emplacement à l'intérieur duquel se trouve l'escalier. La forme est tributaire de la destination et de construction de l'escalier. Souvent la cage est le mur clôturant un escalier.
- **L'échappée de tête:** c'est la hauteur libre minimale de passage entre le nez d'une marche et la face inférieure de l'escalier situé au-dessus.
- **Le jour:** c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La paillasse:** c'est la dalle en pente supportant les marches d'une vole.
- **L'emmarchement:** c'est la largeur utile d'une volée. Elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le giron ou la foulée:** c'est la distance horizontale comprise entre chaque nez ou entre chaque contremarche.
- **Contremarche:** c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

- **Le linge de foulée:** c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne gravissant l'escalier.
- **Le collet:** c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La marche:** c'est la partie horizontale où l'on marche.
- **Le nez:** c'est l'arête la plus saillante de la moulure d'un astragale et la distance horizontale maximale entre cette arête et la contre marche.

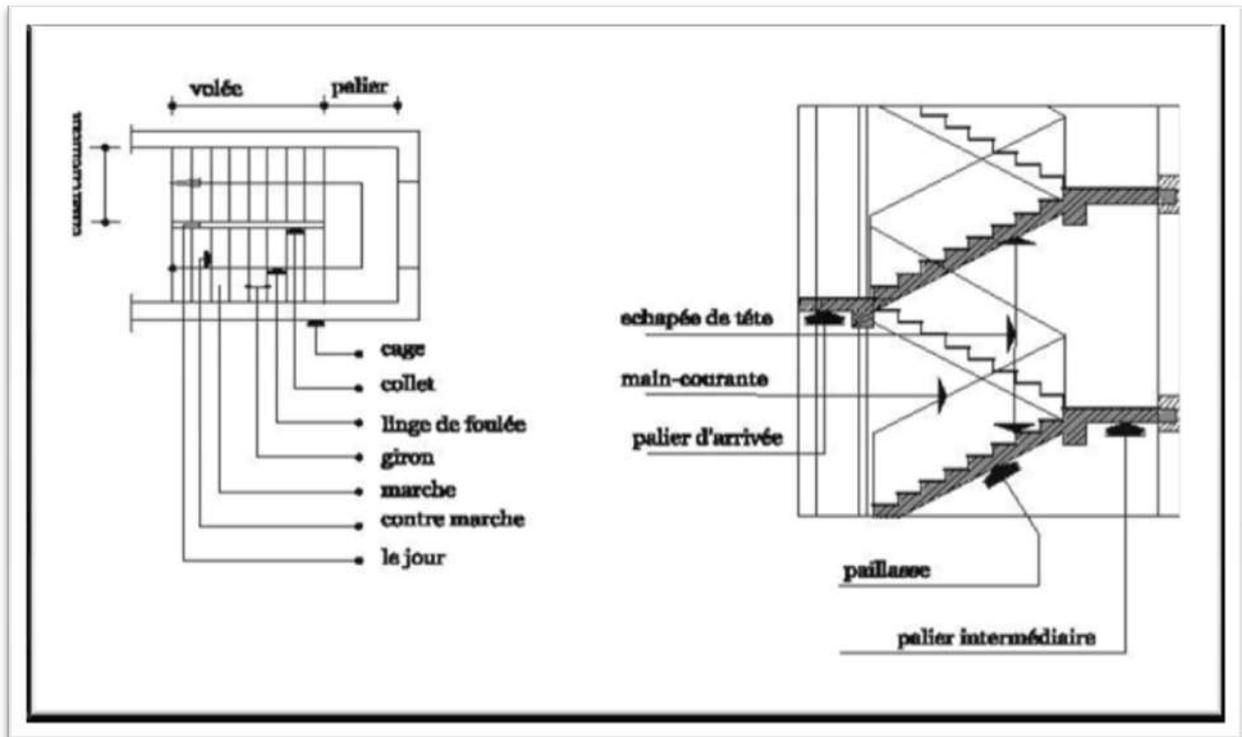


Figure III.6: Compositions d'escalier.

III.4.2. Combinaisons de charge :

Tableau III.3: Combinaisons de charge considérées pour l'escalier à deux volées.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²)	E.L.S(KN/m ²)
Paillasse	8,34	2,50	15,01	10,84
Palier	5,27	2,50	10,86	7,77

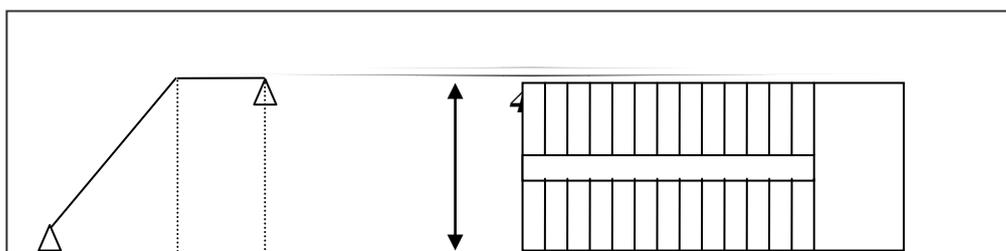


Figure III.7: Schéma statique de l'escalier à deux volées.

III.4.3. Détermination des efforts internes:

➤ E.L.U.R :

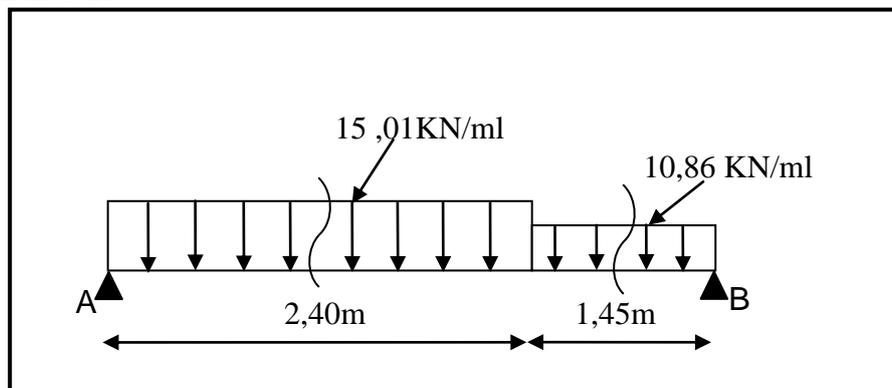


Figure III.8 : Schéma statique de calcul d'escalier à E.L.U.

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_{A/y} + R_{B/y} = 51,77 \text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow -3,85R_{B/y} + 10,86 \times 1,45 \times 3,125 + 15,01 \times 2,4 \times 1,2 = 0$$

$$R_{B/y} = 24,01 \text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 3,85R_{A/y} - 15,01 \times 2,4 \times 2,65 - 10,86 \times 1,45 \times 0,725 = 0$$

$$R_{A/y} = 27,76 \text{KN}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 2,40 \text{m}$

$$-T + 27,76 - 15,01x = 0 \Rightarrow T = 27,76 - 15,01x \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 27,76 \text{KN} \\ T(x=2,4) = -8,26 \text{KN} \end{cases}$$

$$-M + 27,76x - 15,01 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \Rightarrow M = 27,76x - 15,01 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{KN.m} \\ M(x=2,4) = 23,40 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max}(T = 0) \Rightarrow 27,76 - 15,01x = 0$$

$$x = \frac{27,76}{15,01} = 1,85\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,85\text{m}) = 25,67\text{KN.m}$$

Section (2-2) : $2,40 \leq x \leq 3,85\text{m}$

$$T = -24,01 + 10,86(3,85 - x) \Rightarrow \begin{cases} T(x = 2,40) = -8,26\text{KN} \\ T(x = 3,85) = -24,01\text{KN} \end{cases}$$

$$M = 24,01(3,85 - x) - 10,86 \times \frac{(3,85 - X)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x = 2,40) = 23,40\text{KN.m} \\ M(x = 3,85) = 0\text{KN.m} \end{cases}$$

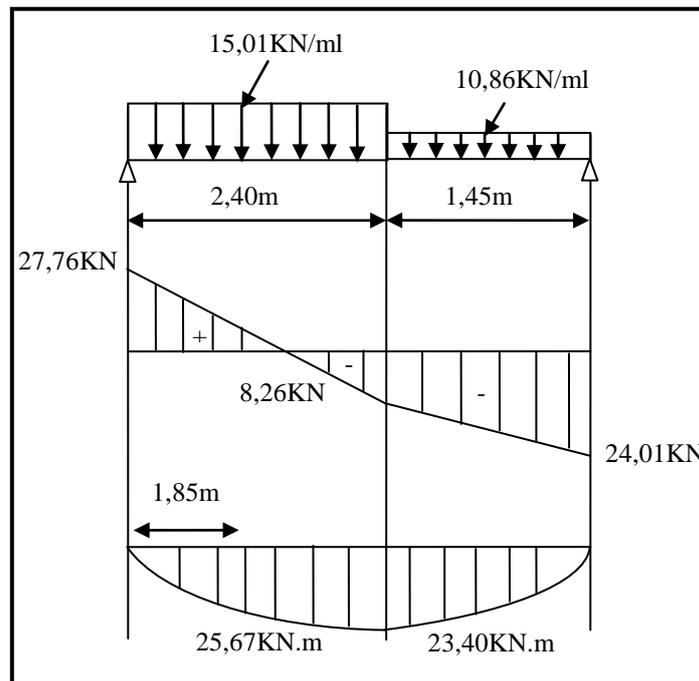


Figure III.9 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

- Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 25,67 = 7,70\text{KN.m}$
- Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 25,67 = 21,82\text{KN.m}$
- $T_{\max} = 27,76\text{KN}$
- E.L.S :

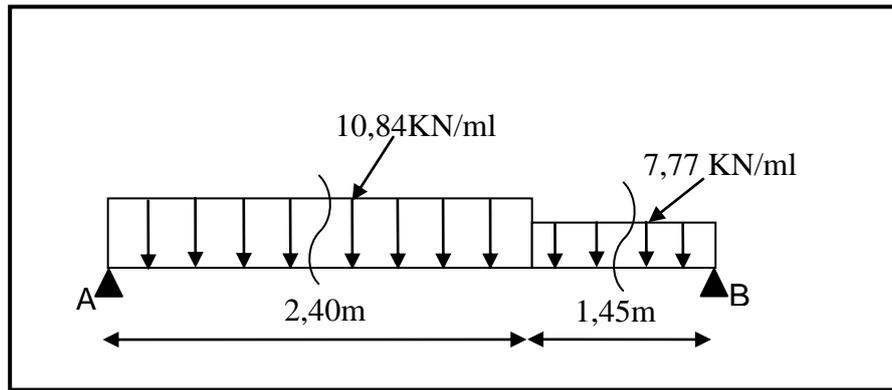


Figure III.10 : Schéma statique de calcul d'escalier à E.L.S.

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_{A/y} + R_{B/y} = 37,28\text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow -3,85R_{B/y} + 7,77 \times 1,45 \times 3,125 + 10,84 \times 2,4 \times 1,2 = 0$$

$$R_{B/y} = 17,25\text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 3,85R_{A/y} - 10,84 \times 2,4 \times 2,65 - 7,77 \times 1,45 \times 0,725 = 0$$

$$R_{A/y} = 20,03\text{KN}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

$$-T + 27,76 - 15,01x = 0 \Rightarrow T = 20,03 - 10,84x \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 20,03\text{KN} \\ T(x=2,4) = -5,98\text{KN} \end{cases}$$

$$-M + 20,03x - 10,84 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \Rightarrow M = 20,03x - 10,84 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0\text{KN.m} \\ M(x=2,40) = 16,85\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max}(T = 0) \Rightarrow 20,03 - 10,84x = 0$$

$$X = \frac{20,03}{10,84} = 1,85\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,85\text{m}) = 18,51\text{KN.m}$$

Section (2-2) : $2,40 \leq x \leq 3,85\text{m}$

$$T = -17,25 + 7,77(3,85 - x) \Rightarrow \begin{cases} T(x=2,40) = -5,98\text{KN} \\ T(x=3,85) = -17,25\text{KN} \end{cases}$$

$$M = 17,25(3,85 - x) - 7,77 \times \frac{(3,85 - x)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x=2,40) = 16,85\text{KN.m} \\ M(x=3,85) = 0\text{KN.m} \end{cases}$$

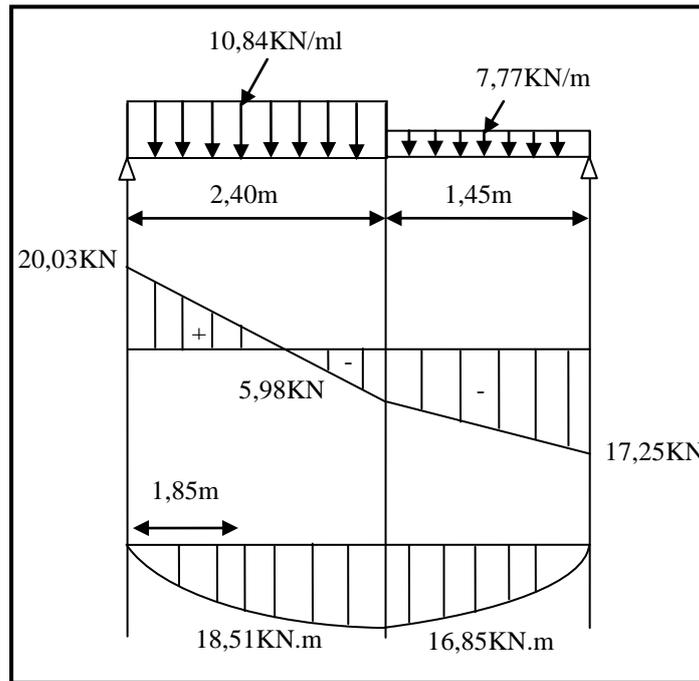


Figure III.11 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

- Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 18,51 = 5,55 \text{ kN.m}$
- Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 18,51 = 15,73 \text{ kN.m}$
- $T_{\max} = 20,03 \text{ kN}$

Tableau III.4: Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.

III.4.4. Calcul le ferrailage :

III.4.4.1. Calcul les armatures longitudinales :

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

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ E.L.U.R :

○ En travée :

$$M_t = 21,82 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21,82 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (135)^2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,084)}}{2} = 0,96$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21,82 \times 10^6}{348 \times 0,96 \times 135} = 483,81 \text{ mm}^2 = 4,84 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 163,01 \text{ mm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,84 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = \max(A_{min}; A_s) = \max(1,63 \text{ cm}^2; 4,84 \text{ cm}^2) = 4,84 \text{ cm}^2$

Soit : $A_s = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On adopte : $e = 20\text{cm}$

- **En appui :**

$$M_a = 7,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,70 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (135)^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,030)}}{2} = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7,70 \times 10^6}{348 \times 0,985 \times 135} = 166,40 \text{ mm}^2 = 1,66 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 163,01 \text{ mm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = \max(A_{min}; A_s) = \max(1,63 \text{ cm}^2; 1,66 \text{ cm}^2) = 1,66 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \leq \min(45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : **e = 20cm**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59\text{cm}^2$$

On adopte: **A_r = 2T8 = 1,01cm²**

- **L'espace**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{ cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On adopte : **e = 20cm**

III.4.4.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 27,76\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{27,76 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,206\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (art A.5.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,206\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\tau_u = 0,206\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = \min\{a, 0,9 \times d\}$$

$$a = b - 2 \times c = 1000 - 2 \times 20 = 960\text{mm}$$

$$a = \min\{960, 122\} = 122\text{mm}$$

$$V_u = 27,76\text{KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 122 = 813,33\text{KN}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification les armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_{u\max}}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{27,76 \times 10^3 + \frac{21,82 \times 10^6}{0,9 \times 135}}{\frac{400}{1,5}} = 7,77 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 > 7,77 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Tableau III.5: Ferrailage d’escalier.

Armature longitudinale cm ²				Armature de répartition cm ²			
Ferrailage calculé		Ferrailage adopté		Ferrailage calculé		Ferrailage adopté	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
4,84	1,66	7T12	3T10	1,66	0,59	4T8	2T8

III.4.5.Vérification à E.L.S :

❖ En Travée :

Tableau III.6: Vérifications à l’E.L.S de l’escalier à deux volées en Travée.

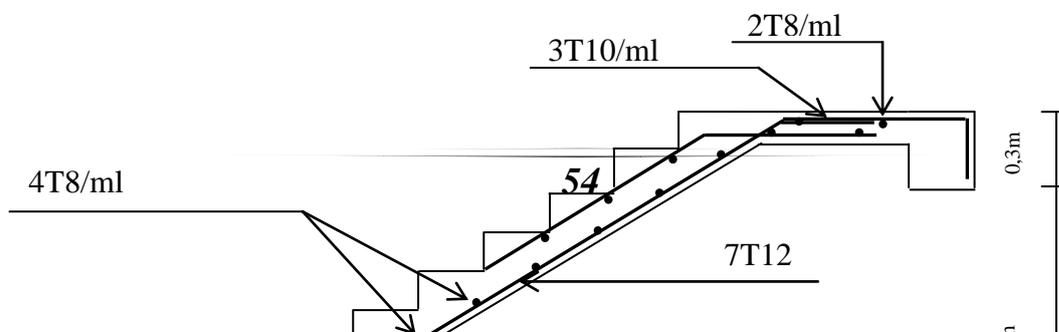
Moment(E.L.S)	M_{st}	15,73KN.m
Position de l’axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,92}{100} = 1,188 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 32,08 \text{ cm}^2$ $Y = 4,60 \text{ cm}$	4,60cm
Moment d’inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 4,60^3}{3} + 15 \times 7,92$ $\times (13,5 - 4,60)^2 = 12654,68 \text{ cm}^4$	12654,68cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{15,73 \times 10^3}{12654,68} = 1,24 \text{ Mpa/cm}$	1,24Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 5,70 \text{ Mpa}$	5,70Mpa

Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,92}{100} = 1,188\text{cm}$ $E = 2.D.d = 32,08\text{cm}^2$ $Y = 4,60\text{cm}$	4,60cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 4,60^3}{3} + 15 \times 7,92 \times (13,5 - 4,60)^2 = 12654,68\text{cm}^4$	12654,68cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{15,73 \times 10^3}{12654,68} = 1,24\text{Mpa/cm}$	1,24Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 5,70\text{Mpa}$	5,70Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 165,54\text{ Mpa}$	165,54 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6\bar{\sigma}_b f_{c28}$	5,70Mpa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = < \bar{\sigma}_{st} \min \left[\frac{2}{3} f_s; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	165,54 Mpa < 201,63Mpa

❖ En Appuis :

Tableau III.7: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Appuis

Moment(E.L.S)	M_{st}	5,55KN.m
----------------------	-----------------------	-----------------



III.4.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

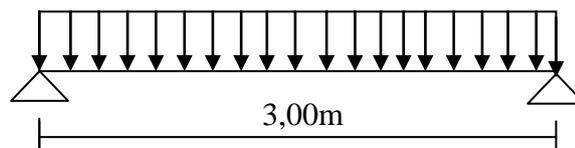


Figure III.13: Schéma statique de poutre palière.

III.4.6.1. Calcul à la flexion simple :

E.L.U.R :

➤ **Charge permanente :**

Poids propre de la poutre : $G_1 = b \times h \times \gamma_b = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur et palier console : $G_2 = 2,81 \times (3,06 - 0,35)/2 = 3,81 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaisons de charges :**

$Q_u = 1,35(G_1 + G_2) + R_B = 1,35 \times (2,25 + 3,81) + 24,01 = 32,19 \text{ KN/ml}$

➤ **Les moments :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{32,19 \times (3)^2}{8} = 36,21 \text{ KN.m}$$

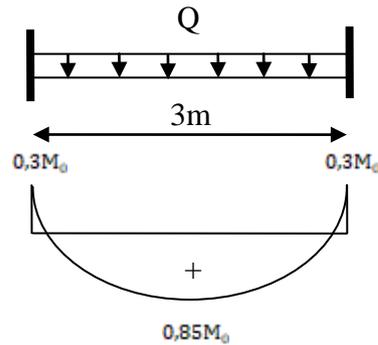


Figure III.14: Diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.U.

Le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 36,21 = 30,77 \text{KN.m}$

Le moment en appui : $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 36,21 = 10,86 \text{KN.m}$

E.L.S :

➤ **Charge permanente :**

Poids propre de la poutre : $G1 = b \times h \times \gamma_b = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{KN/ml}$

Poids du mur extérieur et palier console : $G2 = 2,81 \times (3,06 - 0,35)/2 = 3,81 \text{KN/ml}$

➤ **Combinaisons de charges :**

$Q_u = 1,35(G1 + G2) + R_B = (2,25 + 3,81) + 17,25 = 23,31 \text{KN/ml}$

➤ **Les moments :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{23,31 \times (3)^2}{8} = 26,22 \text{KN.m}$$

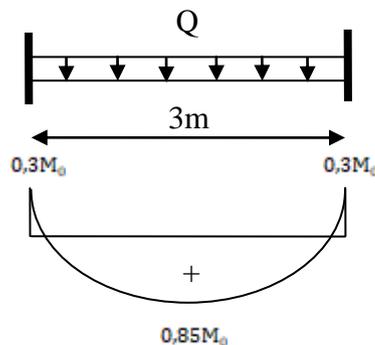


Figure III.15: Diagramme de la poutre palière à la flexion E.L.S.

Le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 26,22 = 22,29 \text{KN.m}$

Le moment en appui : $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 26,22 = 7,87 \text{KN.m}$

III.4.6.2. Calcul le ferrailage :

$b = 30 \text{cm}$; $h = 30 \text{cm}$; $d = 27 \text{cm}$; $f_{c28} = 25 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

$\sigma_b = 14,17 \text{MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$

❖ **E.L.U.R :**

○ **En travée :**

$$M_t = 30,77 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30,77 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times (270)^2} = 0,099$$

$$\mu = 0,099 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,099)}}{2} = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30,77 \times 10^6}{348 \times 0,948 \times 270} = 345,44 \text{mm}^2 = 3,45 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{T14} = 6,16 \text{cm}^2$

• **Condition non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 270 \times 2,1}{400} = 97,81 \text{mm}^2 = 0,98 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3,45 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,98 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On prend: $A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,98 \text{cm}^2; 3,45 \text{cm}^2) = 3,45 \text{cm}^2$

○ **En appui :**

$$M_a = 10,86 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,86 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times (270)^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,035)}}{2} = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,86 \times 10^6}{348 \times 0,982 \times 270} = 117,70 = 1,18 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2\text{T12} = 2,26 \text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 270 \times 2,1}{400} = 97,81 \text{mm}^2 = 0,98 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1,18 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,98 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On prend: $A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,98 \text{cm}^2; 1,18 \text{cm}^2) = 1,18 \text{cm}^2$

III.4.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = Q_u \times \frac{L}{2} = \frac{32,19 \times 3}{2} = 48,29 \text{cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{48,29 \times 10^3}{270 \times 300} = 0,60 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,60\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

III.4.6.4.Vérification à E.L.S :

➤ En Travée :

Tableau III.8: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Travée.

➤ En Appuis :

Tableau III.9: Vérifications à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en Appuis.

○ Vérification la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,06$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{22,29}{10 \times 26,22} = 0,09$$

Condition vérifiée.

$$S_t \leq \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4,26}{30 \times 27} = 0,005 < \frac{4,20}{400} = 0,0105$$

Condition vérifiée.

○ Calcul les armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_1 \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} (8,57 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\varphi_t = 8\text{mm}$

Calcul de L'espace des armatures transversales:

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(24,3\text{cm} ; 40\text{cm}) = 24,3\text{cm}$$

Exigence du RPA Art7.5.2.2 :

$$\text{-Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{-Zone nodale : } S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{2} ; 12\varphi \right) = 7,50\text{cm} \Rightarrow S_t = 7,50\text{cm}$$

○ Section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right] = \max [0,3\text{MPa} ; 0,4\text{MPa}] = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03\text{cm} \quad (1)$$

○ Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1 \Rightarrow$ (Flexion simple non préjudiciable).

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3\text{MPa}) = 2,1\text{MPa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{MPa}; \gamma_s = 1,15 (\text{cas courant})$$

$$A_2 = \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,60 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,0029 \quad (2)$$

$$\text{On prend le max de (1) et (2)} : \begin{cases} A_t \geq 0,03 \times S_t \\ A_t \geq 0,75 \text{cm}^2 \end{cases} \Leftrightarrow A_t = 1,13 \text{cm}^2$$

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

$$\text{Soit : } \mathbf{4T6 = 1,13 \text{cm}^2}$$

III.4.6.5. Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par le palier est la volée

$$M_t = \frac{M_a \times L}{2} = \frac{7,70 \times 3}{2} = 11,55 \text{KN.m}$$

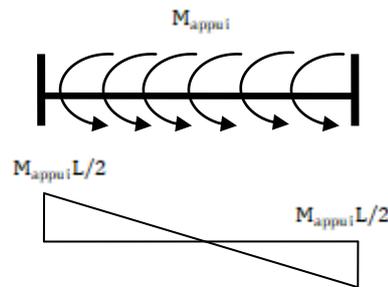


Figure III.16: Schéma statique de la poutre palier à la torsion.

o Vérification de la contrainte de cisaillement:

Pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

1) Contraint de cisaillement dû à la torsion :

$$2) \quad \tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le Contour extérieur.

M_t : Moment de torsion.

$$e = (a/6) = (b/6) = 5 \text{cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{cm}^2$$

o D'après le B.A.E.L :

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11,55 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,85 \text{MPa}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

2) Contraintes de cisaillement due a l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{48,29 \times 10^3}{270 \times 300} = 0,60 \text{MPa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u\text{limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,60)^2 + (1,85)^2 = 3,78 \text{Mpa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 3,78 \text{Mpa} < 11,089 \text{Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ Calcul des armatures:

a. Les armatures longitudinales :

$$\frac{A_1 \times f_e}{\Omega \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{\mu \times M_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : Périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2((h - e) + (b - e)) = 2((30 - 5) + (30 - 5)) = 100 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{1000 \times 11,55 \times 10^6}{2 \times 62500 \times \frac{400}{1,15}} = 2,66 \text{cm}^2$$

b. Les armatures transversales dues à la torsion :

$$A_2 = \frac{S_t M_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{150 \times 11,55 \times 10^6}{2 \times 62500 \times \frac{400}{1,15}} = 0,40 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

❖ Justification et disposition des Armatures longitudinales :

les armatures longitudinales calculées à la torsion doivent être ajoutée à celle calculées en flexion.

a. Armature longitudinale :

• En Travée :

$$A_1 = A_{fle} + A_{tor} = 6,16 + 2,66 = 8,82 \text{cm}^2$$

On adopte : $4T14 + 4T10 = 9,30\text{cm}^2$

• En Appuis :

$$A_1 = A_{fle} + A_{tor} = 2,26 + 2,66 = 4,92\text{cm}^2$$

On adopte : $2T12 + 4T10 = 5,40\text{cm}^2$

b. Armatures transversales :

$$A_t = A_1 + A_2 = (1,13 + 0,40) = 1,53\text{cm}^2$$

On adopte : $4T8 = 2,01\text{cm}^2$

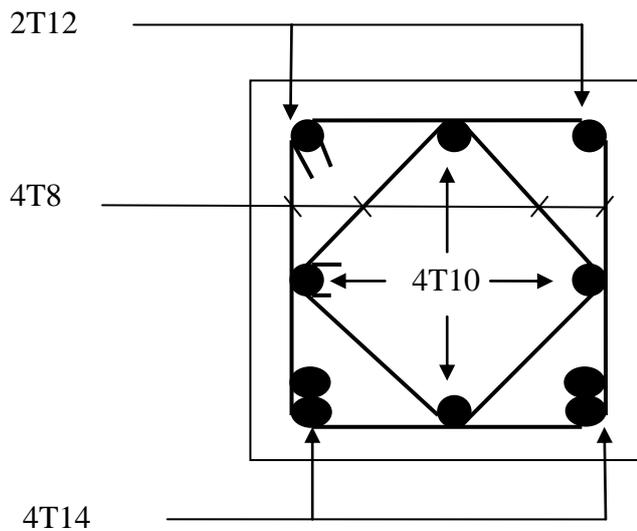


Figure III.17 : Ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude des planches :

III.5.1. Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

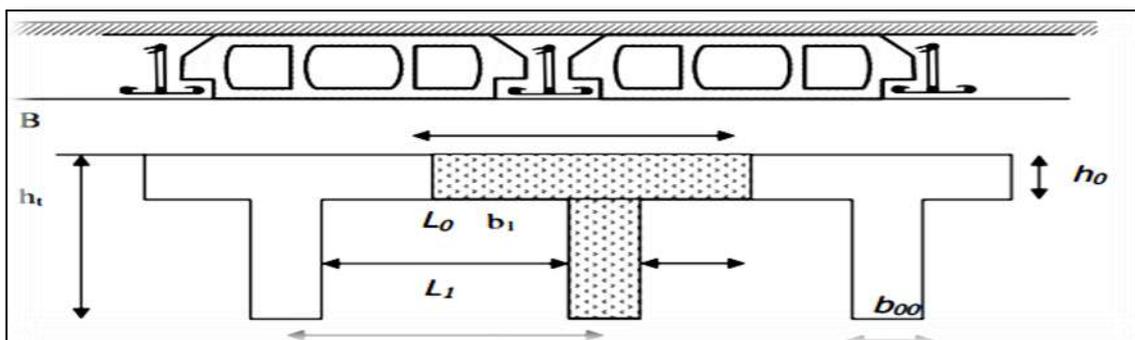


Figure III.18: Schéma d'un plancher en corps creux.

III.5.2.méthode de calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

III.5.2.1.Méthode forfaitaire :

❖ **Domaine d'application :**

H1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$

H2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H4 : Fissuration non préjudiciable.

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

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3M_0\alpha) \} - \left(\frac{M_w - M_e}{2} \right)$$

$$M_t \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée intremédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

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.

❖ **Moment sur appuis :**

$M = 0,2M_0$appuis de rive.

$M = 0,6M_0$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.

❖ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{1} + \frac{Ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{1} - \frac{Ql}{2}$$

III.5.2.2.Méthode des trois moments :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2 \cdot M_n \cdot (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

❖ **Moment sur travée :**

$$M_t = \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) + M_0$$

❖ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{QL}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L} \\ T_e = -\frac{QL}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L} \end{cases}$$

III.5.3.Les différents types des poutrelles :

Dans ces planchers on a 06 types des poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

III.5.3.1.Les charges dans les poutrelles :

Tableau III.10: Evaluation des charges est des sur charges.

III.5.3.2.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ **Condition1 :** $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Plancher terrasse : $Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{min}(2G=13.06 \text{ KN/m}^2, 5\text{KN/m}^2)$Condition vérifiée.

Plancher étage courant $Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{min}(2G=10.22 \text{ KN/m}^2, 5\text{KN/m}^2)$Condition vérifiée.

➤ **Condition2 :** L'inertie est constante $\implies I = \text{cte}$

➤ **Condition3 :** Fissuration peu préjudiciable

Plancher terrasse..... Condition non vérifiée.

Plancher étage courant..... Condition vérifiée.

➤ **Condition4 :** $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$0,8 \leq \frac{3,55}{3,45} = 1,02 \leq 1,25$ Plancher étage courant (type 06)..... Condition vérifiée.

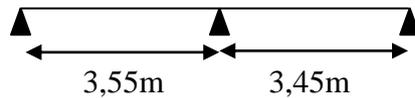
Pour les autres..... Condition non vérifiée.

D'après ces conditions, on peut résumer les résultats sur le tableau ci-dessous :

III.5.4. Etage courante :

III.5.4.1. Exemple de calcul :

❖ Type 06 :



✓ E.L.U

a) Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u L_{AB}^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,55^2}{8} = 9,37 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u L_{BC}^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,45^2}{8} = 8,85 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 9,37 = 1,87 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max \{ M_0^{AB}; M_0^{BC} \} = 0,6 \times 9,37 = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 8,85 = 1,77 \text{ KN.m}$$

c) Calcule les moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,11 + 1,5} = 0,23$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,23) = 1,07 \geq 1,05$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{array} \right.$$

➤ Travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1,05 M_0^{AB}; (1 + 0,3\alpha) M_0^{AB} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1,05 \times 9,37; 1,07 \times 9,37 \} - \frac{1,77 + 5,62}{2}$$

$$M_t^{AB} = 6,33 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^{AB} = 5,95 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 6,33 \text{ KN.m}^2$$

➤ Travée BC :

$$M_t^{BC} \geq \max\{M_0^{BC}; (1 + 0,3 \alpha) M_0^{BC}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

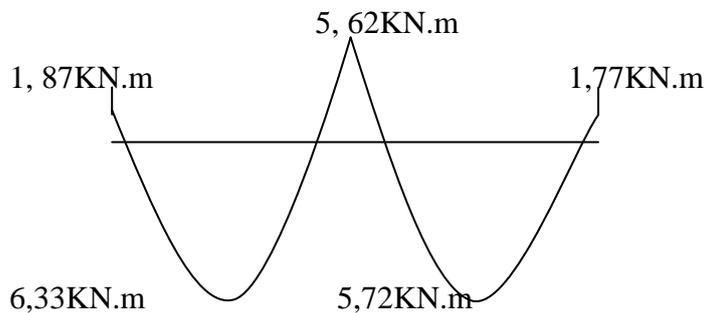
$$M_t^{BC} \geq \max\{1,05 \times 8,85; 1,07 \times 8,85\} - \frac{5,62 + 1,87}{2}$$

$$M_t^{BC} = 5,72 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0^{BC} = 5,62 \text{KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 5,72 \text{KN.m}$

d) Diagramme des moments fléchissant :

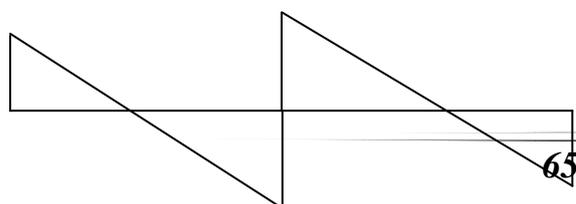


e) Diagramme des efforts tranchant :

$$\begin{cases} T_w^{AB} = \frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_E}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = \frac{5,95 \times 3,55}{2} + \frac{1,87 - 5,62}{3,55} = 9,50 \text{KN} \\ T_w^{AB} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_E}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = -\frac{5,95 \times 3,55}{2} + \frac{1,87 - 5,62}{3,55} = -11,62 \text{KN} \\ T_w^{BC} = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = \frac{5,95 \times 3,45}{2} + \frac{5,62 - 1,77}{3,45} = 11,38 \text{KN} \\ T_e^{BC} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = -\frac{5,95 \times 3,45}{2} + \frac{5,62 - 1,77}{3,45} = -9,15 \text{KN} \end{cases}$$

9,50 KN

11,38 KN



+	+
11,62KN	9, 15 KN
3.55m	3.45m

f) Control de l'équilibre statique :

$$\text{Il faut que : } \begin{cases} R_A + R_B + R_C = \sum \text{charge applique} \\ R_A + R_B + R_C = 9,50 + 11,62 + 9,15 + 11,38 = 41,65 \text{ KN} \\ \sum \text{charge applique} = q_u \times L = 5,95 \times (3,55 + 3,45) = 41,65 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ E.L.S :

a) Calcule des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_s L_{AB}^2}{8} = \frac{4,30 \times 3,55^2}{8} = 6,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_s L_{BC}^2}{8} = \frac{4,30 \times 3,45^2}{8} = 6,40 \text{ KN.m}$$

b) Calcule des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 6,77 = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max \{M_0^{AB}; M_0^{BC}\} = 0,6 \times 6,77 = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 6,40 = 1,28 \text{ KN.m}$$

c) Calcules les moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,11 + 1,5} = 0,23$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,23) = 1,07 \geq 1,05$$

$$\begin{cases} \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{cases}$$

➤ Travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max \left\{ 1,05M_0^{AB}; (1 + 0,3\alpha)M_0^{AB} \right\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{1,05 \times 6,77; 1,07 \times 6,77\} - \frac{1,35 + 4,06}{2}$$

$$M_t^{AB} = 4,54 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0^{AB} = 4,30 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 4,54 \text{ KN.m}^2$

➤ Travée BC :

$$M_t^{BC} \geq \max\{M_0^{BC}; (1 + 0,3 \alpha) M_0^{BC}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

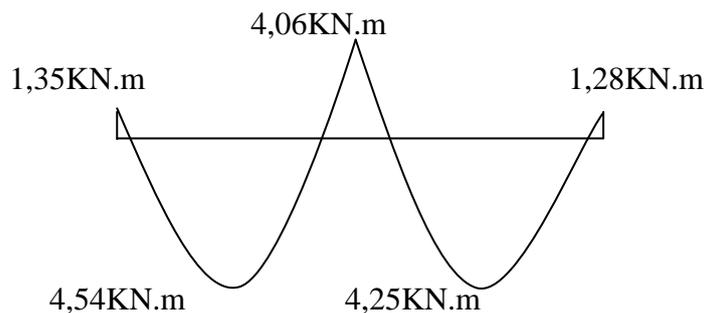
$$M_t^{BC} \geq \max\{1,05 \times 6,40; 1,07 \times 6,40\} - \frac{4,06 + 1,28}{2}$$

$$M_t^{BC} = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0^{BC} = 4,06 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4,25 \text{ KN.m}$

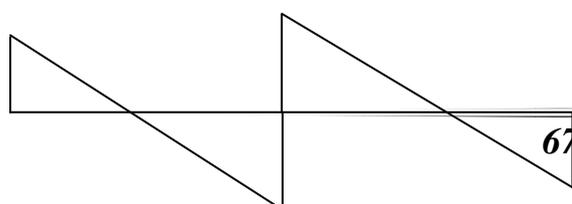
d) Diagramme des moments fléchissant :



e) Diagramme des efforts tranchant :

$$\begin{cases} T_w^{AB} = \frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_E}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = \frac{4,30 \times 3,55}{2} + \frac{1,35 - 4,06}{3,55} = 6,87 \text{ KN} \\ T_e^{AB} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_E}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = -\frac{4,30 \times 3,55}{2} + \frac{1,35 - 4,06}{3,55} = -8,40 \text{ KN} \\ T_w^{BC} = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = \frac{4,30 \times 3,45}{2} + \frac{4,06 - 1,28}{3,45} = 8,22 \text{ KN} \\ T_e^{BC} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = -\frac{4,30 \times 3,45}{2} + \frac{4,06 - 1,28}{3,45} = -6,61 \text{ KN} \end{cases}$$

6, 87 KN 8, 22 KN

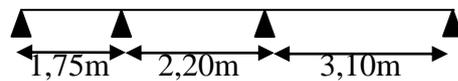


$$\begin{array}{ccc}
 + & & + \\
 & - & - \\
 & 8,40\text{KN} & 6,61\text{KN} \\
 3,55\text{m} & & 3,45\text{m}
 \end{array}$$

f) Control de l'équilibre statique :

$$\text{Il faut que : } \begin{cases} R_A + R_B + R_C = \sum \text{charge applique} \\ R_A + R_B + R_C = 6,87 + 8,40 + 8,22 + 6,61 = 30,1 \text{ KN} \\ \sum \text{charge applique} = q_s \times L = 4,30 \times (3,55 + 3,45) = 30,1\text{KN} \end{cases}$$

❖ Type 05 :



✓ E.L.U :

a) Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_A \times 1,75 + 2 \times M_B \times (1,75 + 2,20) + M_C \times 3,10 = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ M_B \times 2,20 + 2 \times M_C \times (2,20 + 3,10) + M_D \times 3,10 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,95 \times (1,75)^2}{8} = 2,278\text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -0,456\text{KN.m} \\ M_0^{CD} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,95 \times (3,10)^2}{8} = 7,147\text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{CD} = -1,429\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -0,797 + 7,9M_B + 3,10M_C = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ 2,20M_B + 10,6M_C - 4,430 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_u \times L_1^3}{24} = 1,33\text{KN} \\ R_{d1} = \frac{q_u \times L_2^3}{24} = 2,64\text{KN} = R_{g2} \\ R_{d2} = \frac{q_u \times L_3^3}{24} = 7,38\text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 7,9M_B + 3,10M_C = -23,814 \\ 2,20M_B + 10,6M_C = -18,587 \end{cases}$$

$$M_B = -2,423 \text{ KN.m}$$

⇨

$$M_C = -1,251 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} = \frac{-0,456 - 2,423}{2} + 2,278 = 0,893 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_0^{BC} = \frac{-2,423 - 1,251}{2} + 3,60 = 1,763 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_0^{CD} = \frac{-1,251 - 1,429}{2} + 7,147 = 5,807 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Effort tranchant :

• Travée (A-B) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,95 \times 1,75}{2} + \frac{0,456 - 2,423}{1,75} = 5,23 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,95 \times 1,75}{2} + \frac{0,456 - 2,423}{1,75} = -6,33 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (B-C) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,95 \times 2,20}{2} + \frac{2,423 - 1,251}{2,20} = 7,078 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,95 \times 2,20}{2} + \frac{2,423 - 1,251}{2,20} = -6,012 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (C-D) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,95 \times 3,10}{2} + \frac{1,251 - 1,429}{3,10} = 9,165 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,95 \times 3,10}{2} + \frac{1,251 - 1,429}{3,10} = -9,28 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ E.L.S :

a) Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_A \times 1,75 + 2 \times M_B \times (1,75 + 2,20) + M_C \times 3,10 = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ M_B \times 2,20 + 2 \times M_C \times (2,20 + 3,10) + M_D \times 3,10 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,30 \times (1,75)^2}{8} = 1,646 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -0,329 \text{KN.m} \\ M_0^{CD} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,30 \times (3,10)^2}{8} = 5,165 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{CD} = -1,033 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -0,576 + 7,9M_B + 3,10M_C = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ 2,20M_B + 10,6M_C - 3,202 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_s \times L_1^3}{24} = 0,960 \text{KN} \\ R_{d1} = \frac{q_s \times L_2^3}{24} = 1,908 \text{KN} = R_{g2} \\ R_{d2} = \frac{q_s \times L_3^3}{24} = 5,338 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 7,9M_B + 3,10M_C = 16,632 \\ 2,20M_B + 10,6M_C = -40,268 \end{cases}$$

$$M_B = -0,669 \text{KN.m}$$

⇒

$$M_C = -3,66 \text{KN.m}$$

b) Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} = \frac{-0,329 - 0,669}{2} + 1,646 = 1,147 \text{KN.m} \\ M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_0^{BC} = \frac{-0,669 - 3,66}{2} + 2,602 = 0,437 \text{KN.m} \\ M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_0^{CD} = \frac{-3,66 - 1,033}{2} + 5,165 = 2,818 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) Effort tranchant :

• Travée (A-B) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,30 \times 1,75}{2} + \frac{0,329 - 0,669}{1,75} = 3,568 \text{KN} \\ T_e = -\frac{4,30 \times 1,75}{2} + \frac{0,329 - 0,669}{1,75} = -3,957 \text{KN} \end{cases}$$

• Travée (B-C) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,30 \times 2,20}{2} + \frac{0,669 - 3,66}{2,20} = 3,370 \text{KN} \\ T_e = -\frac{4,30 \times 2,20}{2} + \frac{0,669 - 3,66}{2,20} = -6,09 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée (C-D) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,30 \times 3,10}{2} + \frac{3,66 - 1,033}{3,10} = 7,512 \text{KN} \\ T_e = -\frac{4,30 \times 3,10}{2} + \frac{3,66 - 1,033}{3,10} = -5,818 \text{KN} \end{cases}$$

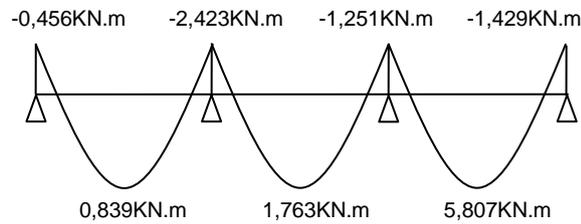


Figure III.19: Diagrammes de moment à l'E.L.U.

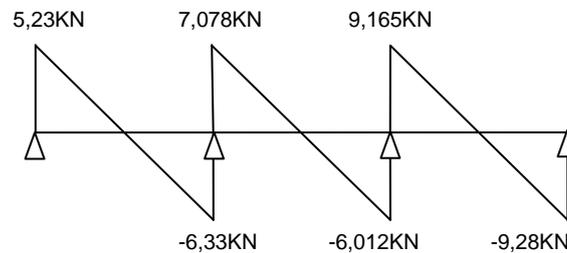


Figure III.20: Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.U.

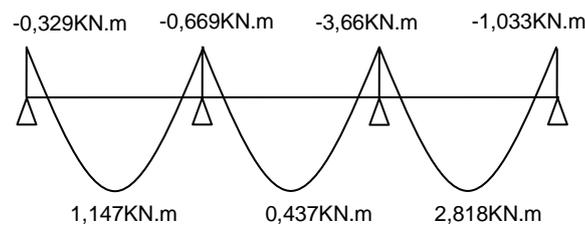


Figure III.21: Diagrammes de moment à l'E.L.S.

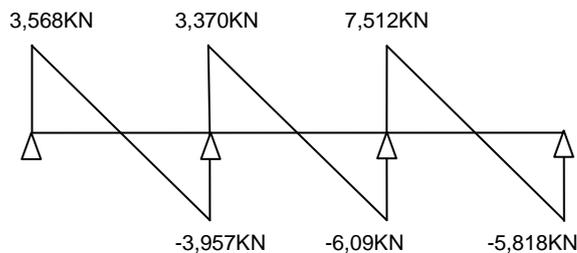


Figure III.22: Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.S.

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles(étage courants).

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)					E.L. S M (KN.m) et T(KN)				
			M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
01	AB	3,45	-1,87	-5,62	6,33	9,5	-11,62	1,25	-4,06	-4,54	6,87	-8,40
	BC	3,55	-5,62	1,77	5,72	11,38	-9,15	4,06	-1,28	-4,25	8,22	-6,61
02	AB	1,75	-0,46	-2,16	0,63	7,67	-2,74	-0,33	-1,56	0,46	5,55	-1,98
	BC	3,55	-2,16	-2,20	4,48	10,89	-10,23	-1,56	-1,59	7,08	7,87	-7,39
	CD	3,45	-2,20	-1,60	4,12	9,83	-10,70	-1,59	-1,16	2,98	7,1	-7,73
	EF	1,65	-1,60	-1,55	1,92	4,84	-4,98	-1,16	-1,12	0,36	3,5	-3,60
	FG	3,4	-1,55	-1,55	4,71	10,115	-10,115	-1,123	-1,123	3,4	7,31	-7,31
	GH	1,65	-1,55	-1,60	1,92	4,89	-4,84	-1,123	-1,156	1,92	3,6	-3,50
	HI	3,45	-1,60	-2,20	4,12	10,7	-9,83	-1,156	-1,587	1,39	7,73	-7,10
	IJ	3,55	-2,20	-2,16	4,48	10,23	-10,89	-1,587	-1,557	3,24	7,39	-7,87
KL	1,75	-2,16	-0,46	4,41	2,74	-7,67	-1,56	-0,33	1,02	1,98	-5,55	
03	AB	5,30	-4,178	-17,893	9,957	13,180	-18,355	-3,020	-12,930	7,123	9,525	-13,265
	BC	5,10	-17,893	-7,187	6,805	17,272	-13,073	-12,930	-5,196	4,917	12,481	-9,449
	CD	3,40	-7,187	-8,30	0,855	9,788	-10,442	-5,196	-5,990	0,621	8,838	-5,782
	DE	5,10	-8,30	-17,033	6,679	13,460	-16,885	-5,990	-12,332	4,819	9,721	-12,209
	EF	5,30	-17,033	-4,187	10,787	16,545	-14,990	-12,332	-3,020	7,822	13,152	-9,638
04	AB	1,75	-0,456	-2,432	0,839	5,230	-6,330	-0,329	-0,669	1,147	3,568	-3,957
	BC	2,20	-2,432	-1,251	1,763	7,078	-6,012	-0,669	-3,66	0,437	3,370	-6,09
	CD	3,10	-1,251	-1,429	5,807	9,165	-9,280	-3,66	-1,033	2,818	7,512	-5,818
05	AB	3,10	-1,429	-8,369	2,248	6,948	-11,461	-1,033	-6,049	1,624	5,047	-8,283
	BC	3,95	-8,369	-3,815	5,512	12,904	-10,598	-6,049	-2,753	3,985	9,327	-7,658
	CD	3,55	-3,815	-13,321	0,805	7,743	-13,380	-2,753	-9,638	0,579	5,693	-9,572
	DE	5,10	-13,321	-3,869	10,750	17,026	-13,319	-9,638	-2,796	7,763	12,307	-9,623
Max			-17,893	-17,893	10,787	17,272	-18,355	-12,930	-12,930	7,822	13,152	-13,265

III.5.4.2. Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage :

$$\checkmark \text{ E.L.U: } M_{t \max} = 10,787 \text{KN} ; M_{a \max} = 17,893 \text{KN.m} ; V_{\max} = 18,355 \text{KN}$$

$$\checkmark \text{ E.L.S : } M_{t \max} = 7,822 \text{KN.m} ; M_{a \max} = 12,930 \text{KN.m} ; V_{\max} = 13,265 \text{KN}$$

III.5.5. Calcul le ferrailage :

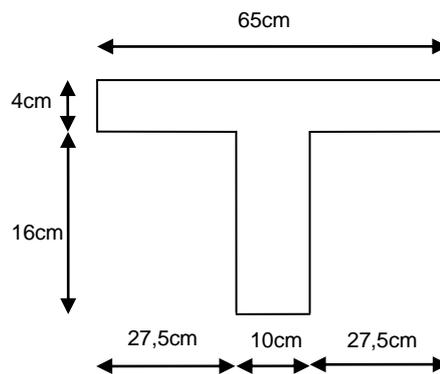


Figure III.23: Dimensionnement de poutrelle.

III.5.5.1. Armatures longitudinales :

E.L.U.R :

A. En travée :

$$M_{t \max} = 10,787 \text{KN}$$

$$b = 65 \text{cm} ; h = 20 \text{cm} ; d = 18 \text{cm} ; h_0 = 4 \text{cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{MPa}$$

$$M_F = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_F = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,95 \text{KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,787 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times (180)^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,042)}}{2} = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,787 \times 10^6}{348 \times 0,978 \times 180} = 176,068 = 1,76 \text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,28 \text{ mm}^2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,76 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{On prend: } A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(1,41 \text{ cm}^2; 1,76 \text{ cm}^2) = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

B. En appui :

B.1. Aux appuis intermédiaires

$$M_{a \max} = 17,893 \text{ KN.m}$$

$$b = 10 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17,893 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times (180)^2} = 0,390$$

$$\mu = 0,390 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,390)}}{2} = 0,735$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17,893 \times 10^6}{348 \times 0,736 \times 180} = 377,69 \text{ mm}^2 = 3,78 \text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\text{On prend: } A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,22 \text{ cm}^2; 3,78 \text{ cm}^2) = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_a = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

B.2. Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de $0,2M_0$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{5,95 \times 5,30^2}{8} = 20,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,2M_0 = 4,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,18 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times (180)^2} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,091)}}{2} = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4,18 \times 10^6}{348 \times 0,952 \times 180} = 70,10 \text{mm}^2 = 0,70 \text{cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,70 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On prend: $A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,22 \text{cm}^2; 0,70 \text{cm}^2)$

Soit : $A_s = 1T12 = 1,13 \text{cm}^2$

III.5.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 18,355 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{18,355 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,02 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0,2}{4} \geq \frac{10,87}{15 \times 20,89} \Rightarrow 0,05 \geq 0,03 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} = 0,0029 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5.4. Ferrailage transversale :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{l\min} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} (5,71; 10; 12) = 5,71 \text{mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étier de $\varphi = 6$; On adapte : $2T6 = 0,57 \text{cm}^2$

➤ **Calcul de L'espaceur**

✚ **Selon B.A.E.L9**

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

$K=1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (1,02 - 0,3 \times 2,1)} = 46,77\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57\text{cm}$$

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

✚ Selon R.P.A.99/V2003(Art7.5.2.2)

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t\min} = 0,45\text{cm}^2$$

a. Pour appui de rive:

❖ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis(B.A.E.L91)

Influence sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108\text{KN}$$

$$18,355\text{KN} \leq 108\text{KN}$$

Condition vérifiée.

b. Pour appui intermédiaire:

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures(B.A.E.L91) :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[18,355 + \frac{17,893 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,37\text{cm}^2$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

III.5.5.5. Vérification de liaison de table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{tj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{18,355 \times 27,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,20\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

III.5.5.6. Vérification à l'état limite de service E.L.S :

$$M_{t\max} = 7,822\text{KN.m} ; M_{a\max} = 12,930\text{KN.m} ; V_{\max} = 13,265\text{KN}$$

➤ En travée :

Tableau III.12: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en travée.

➤ En appuis :

Tableau III.13: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en appuis.

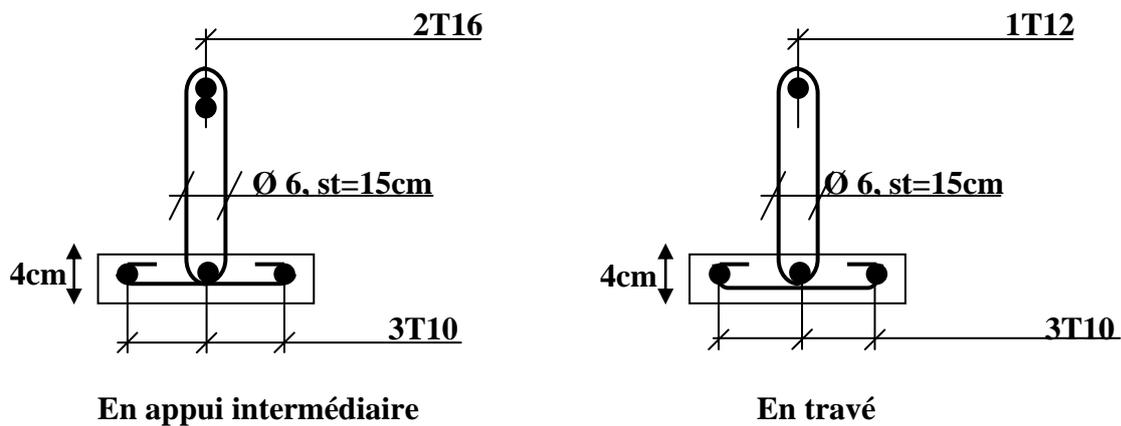


Figure III.24: Schéma de ferrailage en appui et en travée.

III.5.5.7. Ferrailage de la dalle de compression :

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures :

$$A_{\text{perpendiculaire}} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

Avec :

L : distance entre l'axe des poutrelles.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés (150 × 150)

De diamètre Ø5.

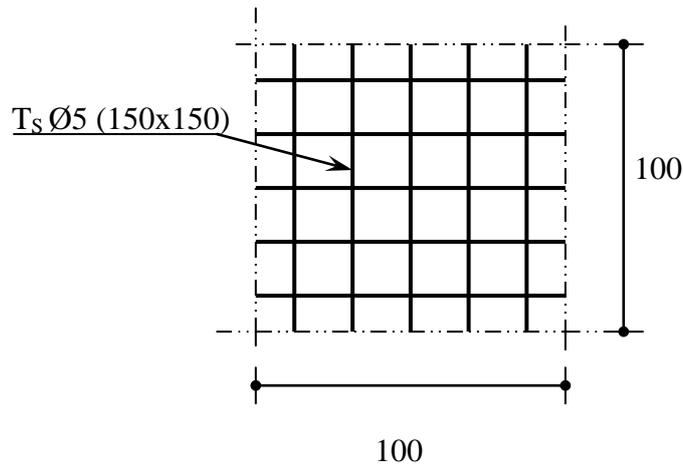
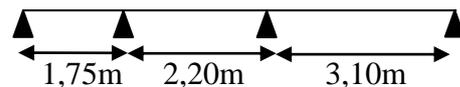


Figure III.25: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5.6.Terrasse :

III.5.6.1.Exemple de calcul :

❖ Type 05 :



✓ E.L.U :

a) Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_A \times 1,75 + 2 \times M_B \times (1,75 + 2,20) + M_C \times 3,10 = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ M_B \times 2,20 + 2 \times M_C \times (2,20 + 3,10) + M_D \times 3,10 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,71 \times (1,75)^2}{8} = 2,569 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -0,514 \text{KN.m} \\ M_0^{CD} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,71 \times (3,10)^2}{8} = 8,06 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{CD} = -1,612 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -0,90 + 7,9M_B + 3,10M_C = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ 2,20M_B + 10,6M_C - 4,997 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_u \times L_1^3}{24} = 1,498 \text{KN} \\ R_{d1} = \frac{q_u \times L_2^3}{24} = 2,977 \text{KN} = R_{g1} \\ R_{d2} = \frac{q_u \times L_3^3}{24} = 8,329 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 7,9M_B + 3,10M_C = -25,956 \\ 2,20M_B + 10,6M_C = -21,859 \end{cases}$$

$$M_B = -2,698 \text{ KN.m}$$

⇒

$$M_C = -1,501 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} = \frac{-0,514 - 2,698}{2} + 2,569 = 0,963 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_0^{BC} = \frac{-2,698 - 1,501}{2} + 4,06 = 1,961 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_0^{CD} = \frac{-1,501 - 1,612}{2} + 8,06 = 6,504 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Effort tranchant :

• Travée (A-B) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,71 \times 1,75}{2} + \frac{2,698 - 1,501}{1,75} = 4,623 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,71 \times 1,75}{2} + \frac{2,698 - 1,501}{1,75} = -7,119 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (B-C) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,71 \times 2,20}{2} + \frac{2,16 - 5,08}{2,20} = 7,926 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,71 \times 2,20}{2} + \frac{2,16 - 5,08}{2,20} = -6,837 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (C-D) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,71 \times 3,10}{2} + \frac{1,501 - 1,612}{3,10} = 10,365 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,71 \times 3,10}{2} + \frac{1,501 - 1,612}{3,10} = -10,436 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ E.L.S :

a) Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_A \times 1,75 + 2 \times M_B \times (1,75 + 2,20) + M_C \times 3,10 = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ M_B \times 2,20 + 2 \times M_C \times (2,20 + 3,10) + M_D \times 3,10 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,89 \times (1,75)^2}{8} = 1,872 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -0,374 \text{KN.m} \\ M_0^{CD} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,89 \times (3,10)^2}{8} = 5,874 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \times M_0^{CD} = -1,175 \text{KN.m} \\ \begin{cases} -0,655 + 7,9M_B + 3,10M_C = -6(R_{g1} + R_{d1}) \\ 2,20M_B + 10,6M_C - 3,643 = -6(R_{g2} + R_{d2}) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_s \times L_1^3}{24} = 1,092 \text{KN} \\ R_{d1} = \frac{q_s \times L_2^3}{24} = 2,170 \text{KN} = R_{g1} \\ R_{d2} = \frac{q_s \times L_3^3}{24} = 6,070 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 7,9M_B + 3,10M_C = -49,434 \\ 2,20M_B + 10,6M_C = -45,791 \\ M_B = -0,761 \text{KN.m} \end{cases}$$

⇒

$$M_C = -4,161 \text{KN.m}$$

d) Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} = \frac{-0,374 - 0,671}{2} + 1,872 = 1,305 \text{KN.m} \\ M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_0^{BC} = \frac{-0,761 - 4,161}{2} + 2,958 = 0,497 \text{KN.m} \\ M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_0^{CD} = \frac{-4,161 - 1,175}{2} + 5,874 = 3,206 \text{KN.m} \end{cases}$$

e) Effort tranchant :

• Travée (A-B) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,89 \times 1,75}{2} + \frac{0,374 - 0,671}{1,75} = 4,058 \text{KN} \\ T_e = -\frac{4,89 \times 1,75}{2} + \frac{0,374 - 0,671}{1,75} = -4,5 \text{KN} \end{cases}$$

• Travée (B-C) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,89 \times 2,20}{2} + \frac{0,761 - 4,161}{2,20} = 3,834 \text{KN} \\ T_e = -\frac{4,89 \times 2,20}{2} + \frac{0,761 - 4,161}{2,20} = -6,924 \text{KN} \end{cases}$$

• Travée (C-D) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,89 \times 3,10}{2} + \frac{4,161 - 1,175}{3,10} = 8,543\text{KN} \\ T_e = -\frac{4,89 \times 3,10}{2} + \frac{4,161 - 1,175}{3,10} = -6,616\text{KN} \end{cases}$$

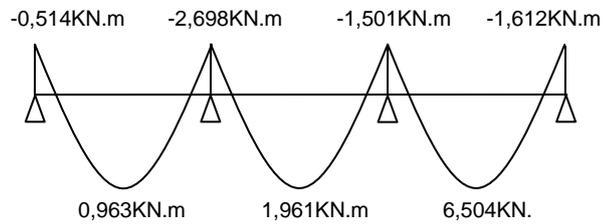


Figure III.26: Diagrammes de moment à l'E.L.U.

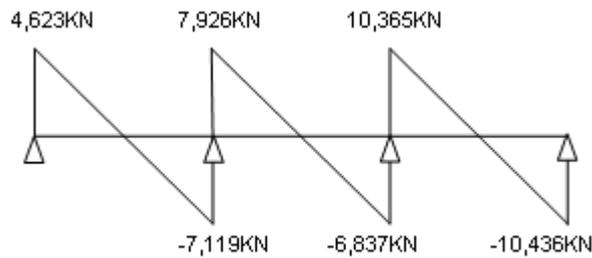


Figure III.27: Diagrammes de L'effort tranchant à l'E.L.U.

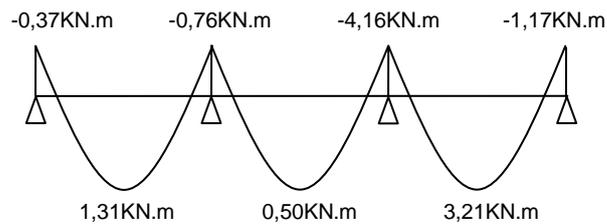


Figure III.28: Diagrammes de moment à l'E.L.S.

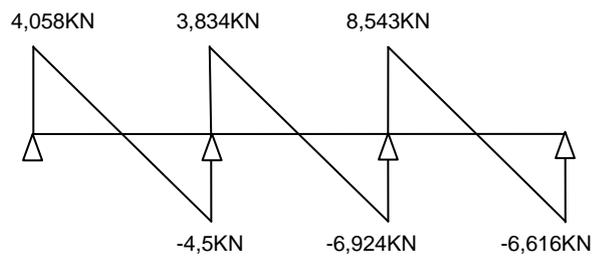


Figure III.29: Diagrammes de L'effort tranchant à l'E.L.S.

			E. L. U M (KN.m) et T(KN)					E. L. S M (KN.m) et T(KN)				
			M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
01	AB	3,55	-2,114	-9,253	4,887	9,90	-13,921	-1,541	-6,743	3,561	7,214	-10,145
	BC	3,45	-9,253	-1,997	4,358	13,678	-9,472	-6,743	-1,455	3,176	9,968	-6,902
02	AB	1,75	-0,51	-2,43	0,71	8,65	-3,09	-0,37	-1,77	0,52	6,3	-2,26
	BC	3,55	-2,43	-2,48	5,05	12,28	-11,54	-1,77	-1,81	3,69	8,95	-8,41
	CD	3,45	-2,48	-1,81	4,65	11,09	-12,06	-1,81	-1,32	3,39	8,08	-8,79
	DE	1,65	-1,81	-1,75	2,16	5,46	-5,61	-1,32	-1,28	1,58	3,97	-4,09
	EF	3,40	-1,75	-1,75	5,31	11,704	-11,704	-1,28	-1,28	3,88	8,313	-8,313
	FG	1,65	-1,75	-1,81	2,16	5,61	-5,46	-1,28	-1,32	1,58	4,09	-3,97
	GH	3,45	-1,81	-2,48	4,65	12,06	-11,09	-1,32	-1,81	3,39	8,79	-8,08
	HI	3,55	-2,48	-2,43	5,05	11,54	-12,28	-1,81	-1,77	3,69	8,41	-8,95
	IJ	1,75	-2,43	-0,51	1,59	3,09	-8,65	-1,77	-0,37	1,16	2,26	-6,30
03	AB	5,30	-4,712	-10,178	11,115	14,863	-20,70	-3,434	-6,65	8,101	10,832	-15,085
	BC	5,10	-10,178	-8,105	7,675	19,478	-14,743	-6,65	-5,909	5,592	14,194	-10,745
	CD	3,40	-8,105	-9,359	0,964	11,038	-11,776	-5,909	-6,13	0,705	8,047	-8,579
	DE	5,10	-9,359	-9,211	7,531	15,179	-19,042	-6,13	-5,023	5,481	11,056	-13,883
	EF	5,30	-9,211	-4,712	11,60	20,517	-15,046	-5,023	-3,434	8,442	14,956	-10,961
04	AB	1,75	-0,514	-2,698	0,963	4,623	-7,119	-0,374	-0,761	1,305	4,058	-4,50
	BC	2,20	-2,698	-1,501	1,961	7,926	-6,837	-0,761	-4,161	0,497	3,834	-6,924
	CD	3,10	-1,501	-1,612	6,504	10,365	-10,436	-4,161	-1,175	3,206	8,543	-6,616
	AB	3,10	-1,61	-3,87	4,65	12,9	-7,90	-1,17	-2,82	3,39	9,4	-5,76

Type	Travée	L(m)	E. L. U M (KN.m) et T(KN)					E. L. S M (KN.m) et T(KN)				
			M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
01	AB	3,55	-2,114	-9,253	4,887	9,90	-13,921	-1,541	-6,743	3,561	7,214	-10,145
	BC	3,45	-9,253	-1,997	4,358	13,678	-9,472	-6,743	-1,455	3,176	9,968	-6,902
02	AB	1,75	-0,51	-2,43	0,71	8,65	-3,09	-0,37	-1,77	0,52	6,3	-2,26
	BC	3,55	-2,43	-2,48	5,05	12,28	-11,54	-1,77	-1,81	3,69	8,95	-8,41
	CD	3,45	-2,48	-1,81	4,65	11,09	-12,06	-1,81	-1,32	3,39	8,08	-8,79
	DE	1,65	-1,81	-1,75	2,16	5,46	-5,61	-1,32	-1,28	1,58	3,97	-4,09
	EF	3,40	-1,75	-1,75	5,31	11,704	-11,704	-1,28	-1,28	3,88	8,313	-8,313
	FG	1,65	-1,75	-1,81	2,16	5,61	-5,46	-1,28	-1,32	1,58	4,09	-3,97
	GH	3,45	-1,81	-2,48	4,65	12,06	-11,09	-1,32	-1,81	3,39	8,79	-8,08
	HI	3,55	-2,48	-2,43	5,05	11,54	-12,28	-1,81	-1,77	3,69	8,41	-8,95
	IJ	1,75	-2,43	-0,51	1,59	3,09	-8,65	-1,77	-0,37	1,16	2,26	-6,30
03	AB	5,30	-4,712	-10,178	11,115	14,863	-20,70	-3,434	-6,65	8,101	10,832	-15,085
	BC	5,10	-10,178	-8,105	7,675	19,478	-14,743	-6,65	-5,909	5,592	14,194	-10,745
	CD	3,40	-8,105	-9,359	0,964	11,038	-11,776	-5,909	-6,13	0,705	8,047	-8,579

Type	Travée	L(m)	E. L. U M (KN.m) et T(KN)					E. L. S M (KN.m) et T(KN)				
			M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
01	AB	3,55	-2,114	-9,253	4,887	9,90	-13,921	-1,541	-6,743	3,561	7,214	-10,145
	BC	3,45	-9,253	-1,997	4,358	13,678	-9,472	-6,743	-1,455	3,176	9,968	-6,902
02	AB	1,75	-0,51	-2,43	0,71	8,65	-3,09	-0,37	-1,77	0,52	6,3	-2,26
	BC	3,55	-2,43	-2,48	5,05	12,28	-11,54	-1,77	-1,81	3,69	8,95	-8,41
	CD	3,45	-2,48	-1,81	4,65	11,09	-12,06	-1,81	-1,32	3,39	8,08	-8,79
	DE	1,65	-1,81	-1,75	2,16	5,46	-5,61	-1,32	-1,28	1,58	3,97	-4,09
	EF	3,40	-1,75	-1,75	5,31	11,704	-11,704	-1,28	-1,28	3,88	8,313	-8,313

Type	Travée	L(m)	E. L. U M (KN.m) et T(KN)					E. L. S M (KN.m) et T(KN)				
			M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
01	AB	3,55	-2,114	-9,253	4,887	9,90	-13,921	-1,541	-6,743	3,561	7,214	-10,145

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Type	Travée	L(m)	E.L. U M (KN.m) et T(KN)	E.L. S M (KN.m) et T(KN)
------	--------	------	--------------------------	--------------------------

Tableau III.14: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles(terrasse).

III.5.6.2. Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage :

- ✓ E.L.U : $M_{t\max} = 11,60\text{KN} ; M_{a\max} = 10,178\text{KN.m} ; V_{\max} = 20,16\text{KN}$
- ✓ E.L.S : $M_{t\max} = 8,442\text{KN.m} ; M_{a\max} = 6,65\text{KN.m} ; V_{\max} = 15,09\text{KN}$

III.5.7. Calcul le ferrailage :

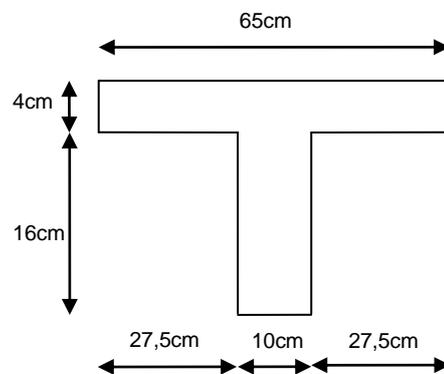


Figure III.30: Dimensionnement de poutrelle.

III.5.7.1. Armatures longitudinales :

E.L.U.R :

A. En travée :

$$M_{t\max} = 11,60\text{KN.m}$$

$$b = 65\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; \sigma_b = 14,17\text{MPa}$$

$$M_F = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_F = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,95\text{KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,60 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times (180)^2} = 0,253$$

$$\mu = 0,253 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,253)}}{2} = 0,851$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11,60 \times 10^6}{348 \times 0,851 \times 180} = 217,61 = 2,18 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 141,28 \text{ mm}^2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,18 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(1,41 \text{ cm}^2; 2,18 \text{ cm}^2) = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

B. En appui :

B.1. Aux appuis intermédiaires

$$b = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,178 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times (180)^2} = 0,222$$

$$\mu = 0,222 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,222)}}{2} = 0,873$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,178 \times 10^6}{348 \times 0,873 \times 180} = 186,12 \text{ mm}^2 = 1,86 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,86 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,22 \text{ cm}^2; 1,86 \text{ cm}^2) = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{T}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

B.2. Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de $0,2M_0$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{5,95 \times 5,30^2}{8} = 20,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,2M_0 = 4,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,18 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times (180)^2} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,091)}}{2} = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4,18 \times 10^6}{348 \times 0,952 \times 180} = 70,10 \text{ mm}^2 = 0,70 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 21,73 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,70 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } A_s = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,22 \text{ cm}^2; 0,70 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_s = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2}$$

III.5.7.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 20,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{20,16 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7.3.Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0,2}{4} \geq \frac{11,60}{15 \times 20,89} \Rightarrow 0,04 \geq 0,03 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} = 0,0029 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7.4.Ferraillage transversale :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{1\min} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} (5,71; 10; 12) = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étier de $\varphi = 6$; On adapte : $2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de L'espacement**

❖ **Selon B.A.E.L91**

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

$K=1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (1,12 - 0,3 \times 2,1)} = 23,27\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57\text{cm}$$

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

❖ Selon R.P.A.99/V2003(Art7.5.2.2)

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t\min} = 0,45\text{cm}^2$$

a. Pour appui de rive:

🚧 Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis(B.A.E.L91)

Influence sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108\text{KN}$$

$$20,16\text{KN} \leq 108\text{KN}$$

Condition vérifiée.

b. Pour appui intermédiaire :

🚧 Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures(B.A.E.L91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[20,16 + \frac{11,60 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,26\text{cm}^2$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

III.5.7.5. Vérification de liaison de table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{tj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{20,16 \times 27,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,32\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

III.5.7.6.Vérification à l'état limite de service E.L.S:

$$M_{t \max} = 8,442\text{KN.m}; M_{a \max} = 14,71\text{KN.m}; V_{\max} = 15,09\text{KN}$$

❖ En travée :

Tableau III.15: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en travée.

Moment(E.L.S)	M_{st}	8,442KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{3,39}{65} = 0,782\text{cm}$ $E = 2.D.d = 28,15\text{cm}^2$ $Y = 4,58\text{cm}$	4,58cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39$ $\times (18 - 4,58)^2 = 11239,46\text{cm}^4$	11239,46cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{8,442 \times 10^3}{11239,46} = 0,75\text{Mpa/cm}$	0,75Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 0,75 \times 4,58 = 3,46\text{Mpa}$	3,46Mpa

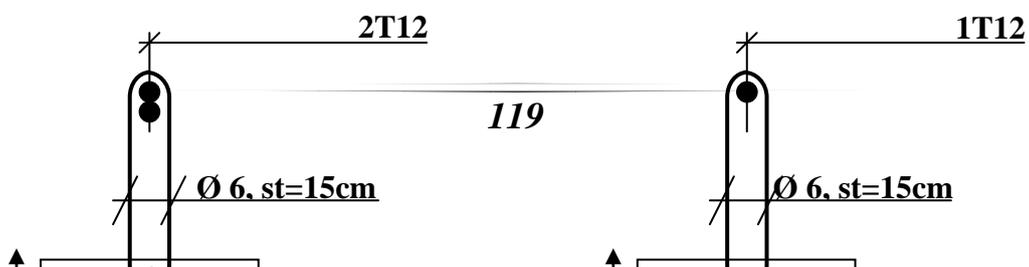
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{3,39}{65} = 0,782\text{cm}$ $E = 2.D.d = 28,15\text{cm}^2$ $Y = 4,58\text{cm}$	4,58cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39$ $\times (18 - 4,58)^2 = 11239,46\text{cm}^4$	11239,46cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{8,442 \times 10^3}{11239,46} = 0,75\text{Mpa/cm}$	0,75Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 0,75 \times 4,58 = 3,46\text{Mpa}$	3,46Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 150,98\text{Mpa}$	150,98Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6\bar{\sigma}_b f_{c28}$	4,53MPa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte dans de l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	150,98Mpa < 201,63 Mpa

❖ En appuis :

Tableau III.16: Vérifications à l'E.L.S de poutrelle en appuis.

Moment(E.L.S)	M_{st}	6,65KN.m
	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	

Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{10} = 3,39 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 122,04 \text{ cm}^2$ $Y = 8,17 \text{ cm}$	8,17 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{10 \times 8,17^3}{3} + 15 \times 2,26$ $\times (18 - 8,17)^2 = 5093,51 \text{ cm}^4$	5093,51 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{6,65 \times 10^3}{5093,51} = 1,31 \text{ Mpa/cm}$	1,31 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 10,70 \text{ Mpa}$	10,70 Mpa Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 193,16 \text{ Mpa}$	193,16 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \bar{\sigma}_b f_{c28}$	10,70 Mpa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte dans de l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	193,16 Mpa < 201,63 Mpa



En appui intermédiaire

Entravée

Figure III.31: Schéma de ferrailage en appui et en travée.

III.5.7.7. Ferrailage de la dalle de compression :

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures :

$$A_{\text{perpendiculaire}} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{cm}^2$$

Avec :

L : distance entre l'axe des poutrelles.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés (150 × 150)

De diamètre Ø5.

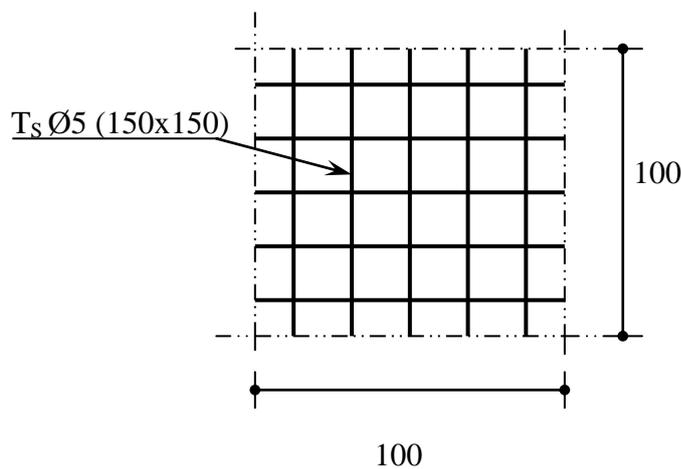


Figure III.32: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre IV
ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute ensatisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance et l'aspect architectural et l'économie.

IV.2. Objective de l'étude sismique:

L'étude parasismique nous a permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

respect de la réglementation parasismique.

- ❖ conception architecturale parasismique.
- ❖ mise en œuvre soigné.

IV.3. Modélisation de la structure :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.4. Combinaison d'action :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

La méthode statique équivalente.

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.5. Etude dynamique et sismique :

IV.5.1. La Méthode statique équivalente :

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'applications Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

Tous les groupes.

Zone II :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone I de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.5.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

- Hypothèses de calcul.
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.5.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

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

IV.6. Choix de la méthode de calcul :

- **Caractéristiques de bâtiment à l'étude dynamique :**

Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W_T : poids total de la structure.

➤ **Détermination des coefficients :**

- ❖ Coefficient d'accélération de zone (A) : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 2 et zone sismique IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- ❖ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur donnée par le tableau 4.3

Portique contreventé par des voiles $\Rightarrow R = 4$

- ❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7
Site ferme S2 $\Rightarrow T_2 = 0.4\text{s}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par le formule: $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Tableau 4.2 7 $\Rightarrow \xi = 10 \%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76$$

- T : la période fondamentale de la structure: $T = C_T h_N^{3/4}$ (4.6)
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau:
 $h_N = 18,36\text{m}$
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage,
il est donné par le tableau (4.6)
 $\Rightarrow C_T = 0.050$
 $\Rightarrow T = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443\text{sec}$

Et comme " C_T " le cas $n^0=03$ dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} \text{ (4.7).}$$

où "D" est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$\begin{cases} D_x = 35,20 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,2785 \text{ sec} \\ D_y = 16,25 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,4099 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans ce cas de figure il ya lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) (4.7).

Donc on prend : $T_x = 0,2785 \text{ sec}$ et $T_y = 0,4099 \text{ sec}$

$$0 \leq T_x = 0,2785 \text{ sec} \leq T_2 = 0,4 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

$$0 \leq T_y = 0,4099 \text{ sec} \leq T_2 = 0,4 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

❖ Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités.

$$Q_x = Q_y = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,20$$

❖ Poids total de la structure : (W_T)

W_T : est égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=0}^n W_i \text{ avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

$$\beta = 0,20 [\text{tab (4.5) RPA99}]$$

Tableau IV.2 : le poids total de la structure.

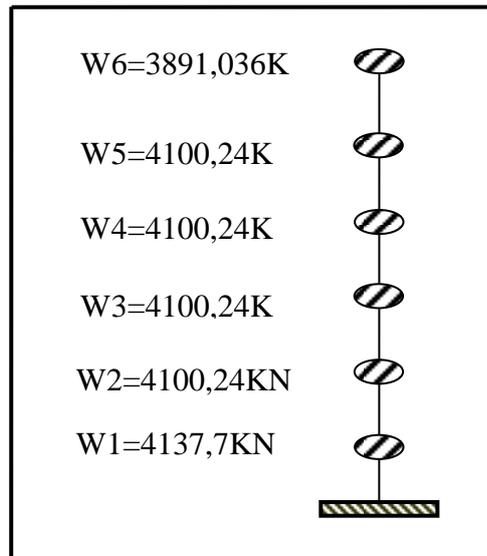


Figure IV.1: Concentration des masses sismiques sur la hauteur.

Le poids total du bâtiment :

$$W_T = 23827,4 + 0,2 \times 3011,48 = 24429,70\text{KN.}$$

➤ La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,20 \times 24429,70}{4} = 2088,74\text{KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,20 \times 24429,70}{4} = 2088,74\text{KN}$$

IV.7. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

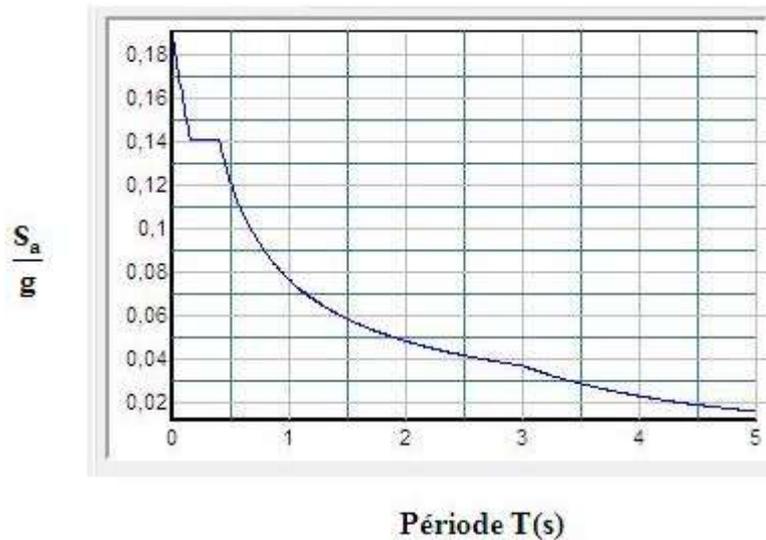


Figure IV.2: Spectre de réponse de calcul.

IV.8. Présentation du logiciel ETABS/V9.6.0 :

L'ETABS : est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive, pourtant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour faire les projets les plus complexes.

Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems.

Version : Version 9.6.0.

Entreprise productrice :Computers and Structures, Inc.

Berkeley, California. USA.

Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

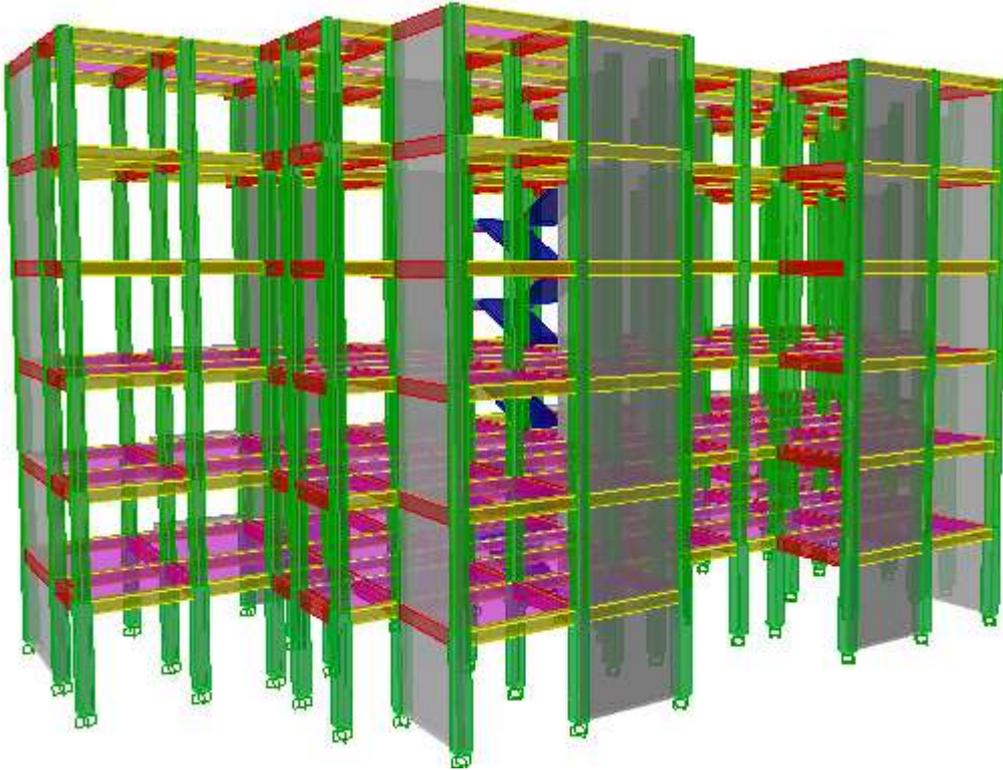


Figure IV.3: vue en 3D du bâtiment.

IV.9. Disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante:

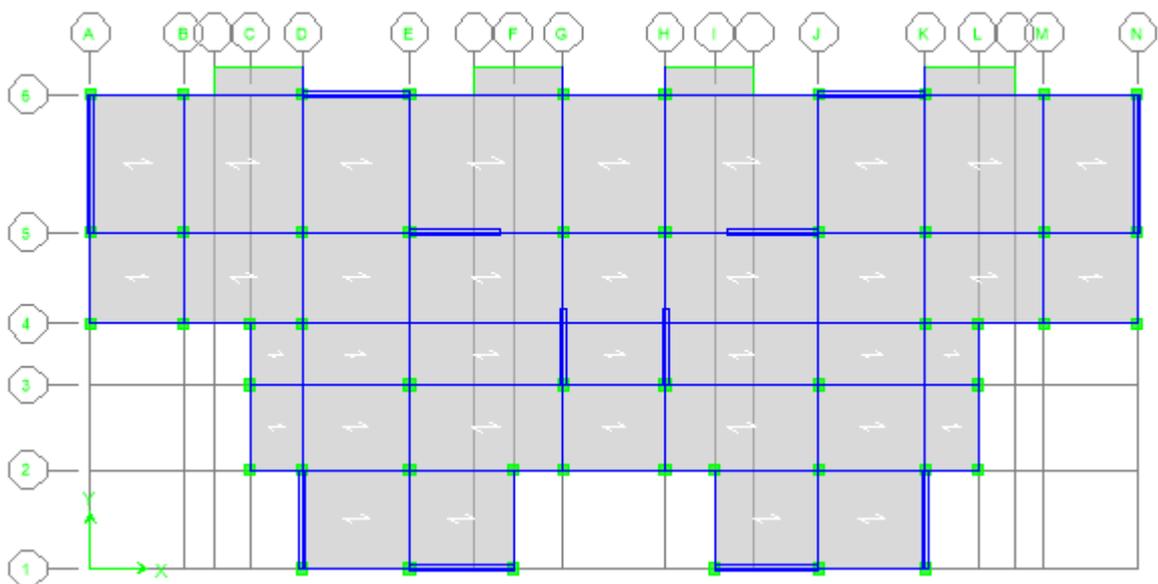


Figure IV.4: Disposition des voiles de contreventement.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3 : Participation des masses cumulées.

➤ **Interprétation des résultats obtenus :**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

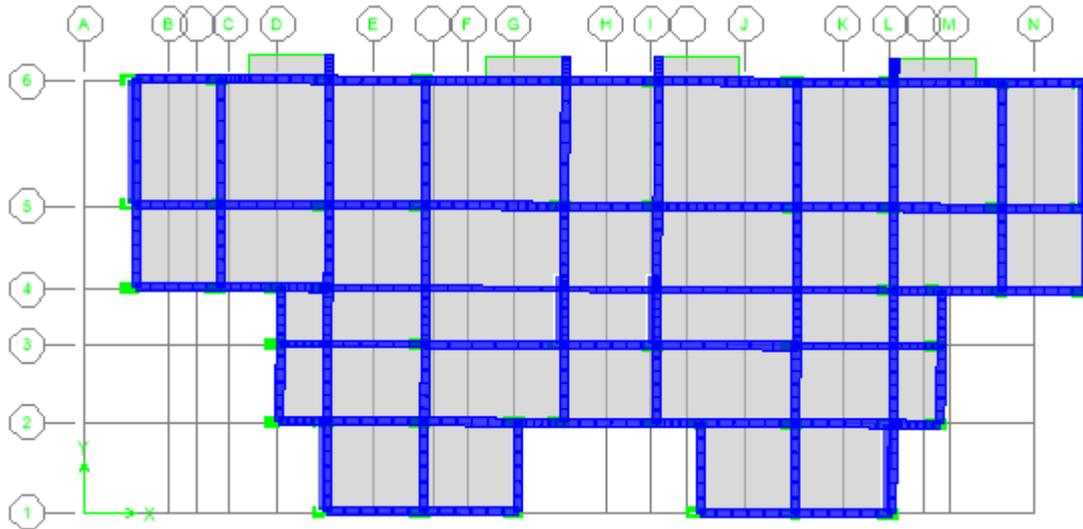


Figure IV.5: Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

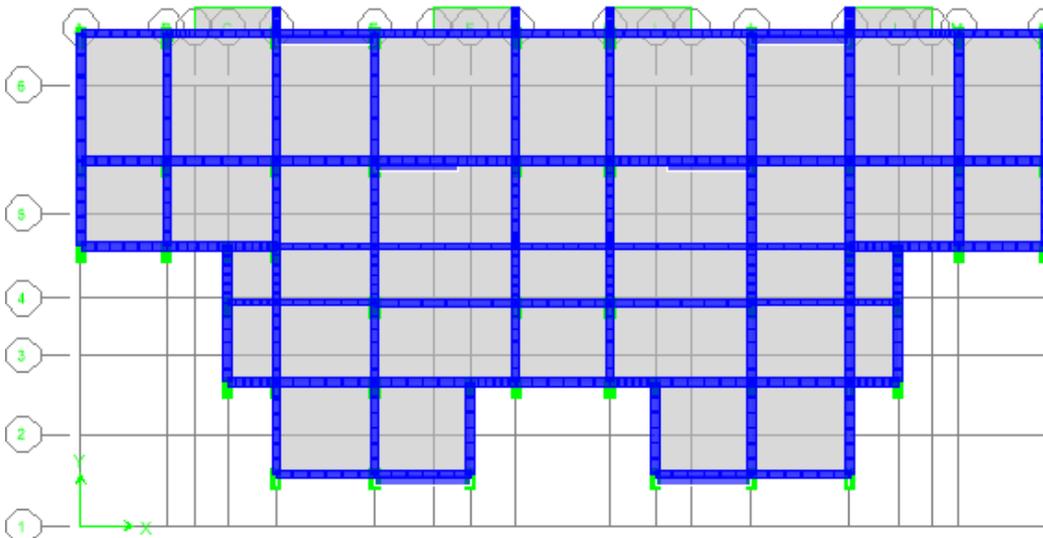


Figure IV.6: Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z

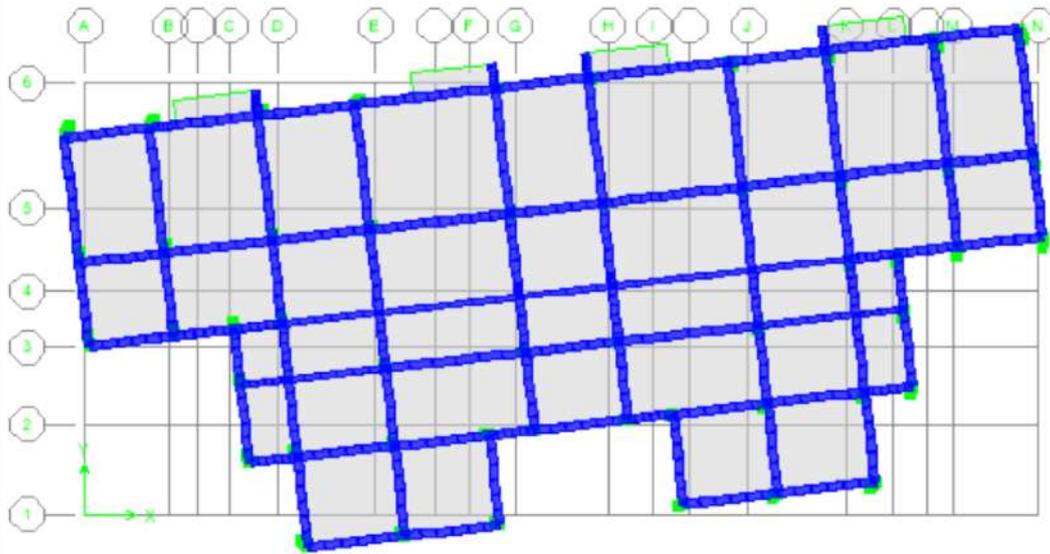


Figure IV.7: Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

IV.10. Vérifications des résultats vis-à-vis de l’RPA99-2003 :

IV.10.1. Vérifications de participation de la masse :

- Le sens suivant (X) : $\sum \alpha_x = 95,9204\% > 90\%$ Condition vérifiée.
- Le sens suivant (Y) : $\sum \alpha_y = 96,1226\% > 90\%$ Condition vérifiée.

IV.10.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% :

Donc :

$$T_{\text{dynamique}} = 0,408308\text{sec} < T_{\text{statique}} = 1,30T_{\text{empirique}} = 0,576 \text{ sec} \text{ Condition vérifiée.}$$

IV.10.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l’article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base ‘ V_i ’ 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 ’, nous avons :

Tableau IV.4: Vérification de l’effort tranchant à la base.

IV.10.4. Vérification au renversement:

Pour vérifier la stabilité au renversement de bâtiment on utilise la formule suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,50$$

M_s : Moment stabilisateur due aux charges verticales.

Avec :

$$M_s = \frac{W \times L}{2}$$

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment.

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_s = \frac{W \times L_x}{2} = \frac{24429,70 \times 35,20}{2} = 429962,72 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 31502,8 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{429962,72}{31502,8} = 13,6 \geq 1,50$$

Condition vérifiée.

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = \frac{W \times L_y}{2} = \frac{24429,70 \times 16,25}{2} = 198491,31 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 31847,133 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{198491,31}{31847,133} = 6,23 \geq 1,50$$

Condition vérifiée.

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens.

IV.10.5. Vérification de l'effort normal réduit (Article 7.1.3.3) RPA99/V. 2003.

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{(B_c \times f_{cj})} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.

IV.10.6. Justification Vis-à-Vis Des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

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

R: Coefficient de comportement de la structure.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage.

➤ **Dans le sens X-X :**

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs inter étages suivant X-X.

➤ **Dans le sens Y-Y :**

Tableau IV.7: Déplacements relatifs inter étages suivant Y-Y.

Nous avons remarqué que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, donc la condition de (Article 4 .4.3) RPA99/V. 2003 est vérifiée.

IV.10.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

De notre cas les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont négligés car la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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'.

Δ_k : : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur de l'étage 'K'.

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

- ✓ Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9).
- ✓ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

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

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivants :

➤ **Suivant X-X :**

Tableau IV.8: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X-X.

Etage	h (m)	P _k (KN)	Δ_k^x (m)	V _{k}^x} (KN)	θ_x
5	18,36	3891,036	0,0052	788,87	0,0014
4	15,30	4100,24	0,0052	1311,72	0,0011
3	12,24	4100,24	0,0048	1697,32	0,0009
2	9,18	4100,24	0,0048	1987,75	0,0011
1	6,12	4100,24	0,0032	2195,04	0,001
RDC	3,06	4137,70	0,0016	2314,46	0,0009

➤ **Suivant Y-Y**

Tableau IV.9: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y-Y.

Etage	h (m)	P _k (KN)	Δ_k^y (m)	V _{k}^y} (KN)	θ_y
-------	-------	---------------------	------------------	------------------------	------------

Chapitre V
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURANTS

V.1.Introduction :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2.Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

✓ Selon BAEL91 :

-E.L.U (situation durable) :

$$\{1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow (1^{\text{er}} \text{genre})$$

✓ Selon le R.P.A99/V.2003 :

-situation accidentelle(Art5.2) :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8 \pm E \\ G + Q + 1,2E \end{cases} \quad \Rightarrow (2^{\text{eme}} \text{genre})$$

Dans le calcul relatif aux «ELU», on introduit des coefficients de sécurité($\gamma_b; \gamma_s$)

- Pour situation durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_b = 1 \Rightarrow \sigma_b = 14,17\text{MPa} \end{cases}$
- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,5\text{MPa} \end{cases}$

V.2.1.Ferrailage exigé par R.P.A99 (version 2003) :

➤ Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V.1: Les sections d'armatures des poteaux.

Poteaux	$A_{\min} = 0,8\% \times S$ (cm ²)	$A_{\max 1} = 4\% \times S$ (cm ²)	$A_{\max 2} = 6\% \times S$ (cm ²)
(35 × 35)cm ²	9,80	49	73,5
(40 × 40)cm ²	12,8	64	96

Tableau V.2: Valeur de combinaison de calcul.

V.2.2.Calcul le ferrailage :

❖ Exemple de calcul(RDC) :

A .Combinaison de 1^{er} genre(1,35G + 1,5Q):

$$b = 40\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 36\text{cm}$$

Les résultats des sollicitations donnés par ETABS V9.6.0 :

$$N_{\max} = 1153,59\text{KN} ; M_{\text{correspondant}} = 9,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 24,107\text{KN.m} ; N_{\text{correspondant}} = 695,48\text{KN}$$

A .1.Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,35}{1153,59} = 0,0081\text{m} = 0,81\text{cm}$$

$$e = 0,0081\text{m} \leq \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20\text{m}$$

Donc centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1153,59 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0081 \right) = 193,92\text{KN.m}$$

A .2.vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \Leftrightarrow N_u = 1153,59 \text{ KN} < 1836,43\text{KN} & \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \Leftrightarrow M_u = 193,92\text{KN.m} < 403,22\text{KN.m} & \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

B. Combinaison de 2^{ème} genre (G + Q + E):

$$M_{\max} = 24,107\text{KN} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}} = 695,48\text{KN.m}$$

B.1.Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{24,107}{695,48} = 0,035 \text{ m} = 3,47\text{cm}$$

$$e = 0,035\text{m} \leq \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20\text{m}$$

Donc centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 695,48 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,035 \right) = 135,62\text{KN.m}$$

C .2.vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,8 \cdot b \cdot h \Leftrightarrow N_u = 695,48\text{KN} < 23976\text{KN} & \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \Leftrightarrow M_u = 135,62\text{KN.m} < 247,01\text{KN.m} & \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Il faut vérifiée si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$N_u(d - c) - M_u < \left(0,337 - 0,81 \frac{h}{c} \right) \sigma_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$695,48(0,36 - 0,04) - 135,62 < \left(0,337 - 0,81 \frac{0,04}{0,40} \right) 18,50 \times 0,04 \times 0,40^2$$

$$86,93 \text{ KN.m} < 303,10\text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée(S.P.C)

➤ Le calcul de la section d'armature se fait à la flexion simple :

$$M_u = 24,107 \text{ KN.m} ; \sigma_b = 18,50 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa} ; b = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24,107 \times 10^6}{18.50 \times 400 \times (360)^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,025)}}{2} = 0,987$$

$$A_3 = \frac{M_{\text{tx}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24,107 \times 10^6}{400 \times 0,987 \times 360} = 169,61 \text{ mm}^2 = 1,70 \text{ cm}^2$$

❖ Section adoptée :

La section d'armature choisie c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA99/V.2003**.

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\text{min RPA}})$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(0 ; 0 ; 1,70 ; 12,80)$$

$$A_{\text{adopté}} = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T16 + 4T14 = 14,20 \text{ cm}^2}$$

Tableau V.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

V.2.3.Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armature pour tous les poteaux ; la combinaison (G + Q + E) donner l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 35,22 \text{ KN}$$

✚ Vérification de la Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{35,22 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,319 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,319 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.2.4.calcul des armatures transversales :

Selon **R.P.A/V.2003(Article7.4.2.2)** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7L$).

✚ Espacement :

D'après le **R.P.A/V.2003(Article7.4.2.2)** on a :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } S_t = 12\text{cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_1 = 18\text{cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } S_t = 15\text{cm}$$

✚ zone courante :

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7(3,06 - 0,40) = 1,86\text{m}$$

Donc :

$$\lambda_g = \frac{1,86}{0,40} = 4,65 < 5 \Leftrightarrow \rho_a = 3,75$$

Alors :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} S_t = \frac{3,75 \times 35,22 \times 10^3}{400 \times 235} \times 15 = 21,06\text{cm}^2$$

✚ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \end{cases}$$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = 4,65 \Leftrightarrow \text{la section minimale égale a } 0,5\%$$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,5\% \Leftrightarrow A_t = 0,5\% \cdot S_t \cdot b$$

$$\text{➤ Zone nodale : } A_t = 0,5\% \times 10 \times 40 = 2\text{cm}^2.$$

$$\text{➤ Zone courante : } A_t = 0,5\% \times 15 \times 40 = 3\text{cm}^2.$$

Choix des barres : **6T8 = 3,02cm²**

V.2.4.1.vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t f_e}{b \cdot f_e} \geq \max(\tau_u ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

❖ Zone courante :

$$\frac{3,02 \times 10^3 \times 400}{400 \times 150} = 2,01\text{MPa} \geq \max(0,319\text{MPa} ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Zone nodale :

$$\frac{3,02 \times 10^3 \times 400}{400 \times 100} = 3,02\text{MPa} \geq \max(0,319\text{MPa} ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.5. Schéma de ferrailage

Tableau V.4: ferrailage des poteaux.

V.3. Le ferrailage des poutres :

V.3.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal, ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et 2^{ème} genre :

Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Leftrightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitation du 2^{ème} genre : \Leftrightarrow Moment correspondant M_{sp2}

$$\begin{cases} S_{p2} = G + Q \pm E \\ S_{p2} = 0,8G \pm E \end{cases}$$

Si : $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Si : $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

V.3.2. recommandation du RPA99/V.2003 pour le ferrailage des poutres :

- **Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1):**
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- **Armatures transversales(Article7.5.2.2):**

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0,3\% \times S_t \times h$ Avec S_t :
espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

V.3.3.Exemple de calcul (poutre principale RDC) :

V.3.3.1.Ferraillage longitudinal :

✚ Armatures longitudinales :

- **Poutre principale(30 × 40)cm² :**

On calcul d'abord les sections min et les sections max des aciers :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 6\text{cm}^2 & \text{(en tout les section)} \\ A_{\max 1} = 4\% \times b \times h = 48\text{cm}^2 & \text{(zone courante)} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h = 72\text{cm}^2 & \text{(zone recouvrement)} \end{cases}$$

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

$$b = 30\text{cm} ; h_t = 40\text{cm} ; d = 36\text{cm} ; f_e = 400\text{MPa}; \sigma_b = 18,50\text{MPa} ; \sigma_s = 400\text{MPa}$$

Tableau V.5: Tableaux des valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant 1^{er} et 2^{ème} genre.

➤ Ferraillage en travée :

$$M_{sp1} = 51,25\text{KN.m}$$

$$M_{sp2} = 43,15\text{KN.m}$$

$$M_{sp2}/M_{sp1} = 0,84 < 1,15 \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1}.$$

Donc :

$$M_{sp1} = 51,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{51,25 \times 10^6}{18.50 \times 300 \times (360)^2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

Donc: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,071)}}{2} = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{51,25 \times 10^6}{400 \times 0,963 \times 360} = 369,57 \text{ mm}^2 = 3,70 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage en appuis :

$$M_{sp1} = 97,152 \text{ KN.m}$$

$$M_{sp2} = 95,791 \text{ KN.m}$$

$$M_{sp2}/M_{sp1} = 0,98 < 1,15 \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1}.$$

Donc :

$$M_{sp1} = 97,152 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97,152 \times 10^6}{18.50 \times 300 \times (360)^2} = 0,135$$

$$\mu = 0,135 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

Donc: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,135)}}{2} = 0,927$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{97,152 \times 10^6}{400 \times 0,927 \times 360} = 727,79 \text{ mm}^2 = 7,28 \text{ cm}^2$$

Tableau V.6: Tableaux récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.

Etages	type	position	Moments	$A_{s \text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{s \text{ min}}$ (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
			de calcul (KN.m)				
RDC à	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88

Etages	type	position	Moments de calcul (KN. m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{s\text{ min}}$ (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
RDC à 4 ^{ème} étage	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		Appuis	97,152	7,28		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
	PS	Travée	73,379	6,27	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	80,744	6,97		3T14fil+3T12chapeau	8,01

Etages	type	position	Moments de calcul (KN. m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{s\text{ min}}$ (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
RDC à 4 ^{ème} étage	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		Appuis	97,152	7,28		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
	PS	Travée	73,379	6,27	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	80,744	6,97		3T14fil+3T12chapeau	8,01
5 ^{ème} étage	PP	Travée	59,03	4,28	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		Appuis	106,057	8,01		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
	PS	Travée	52,044	4,35	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	90,476	7,89		3T14fil+3T12chapeau	8,01

Etages	type	position	Moments de calcul (KN. m)	A_s cal (cm^2)	A_s min (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
RDC à 4 ^{ème} étage	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
Etages	type	position	de calcul	A_s cal (cm^2)	A_s min (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
		Appuis	(97,152)	7,28		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
RDC à	PS	Travée	73,379	6,27	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	80,744	6,97		3T14fil+3T12chapeau	8,01
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
	PP	Travée	59,03	4,28	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		Appuis	106,057	8,01		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
	PS	Travée	52,044	4,35	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	90,476	7,89		3T14fil+3T12chapeau	8,01
	5 ^{ème} étage	PP	Travée	59,03	4,28	6	3T14fil+2T12chapeau
Appuis			106,057	8,01		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
PS		Travée	52,044	4,35	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	90,476	7,89		3T14fil+3T12chapeau	8,01

Etages	type	position	Moments de calcul (KN. m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{s\text{ min}}$ (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
RDC à 4^{ème}	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
Etages	type	position	Moments de calcul	$A_{s\text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{s\text{ min}}$ (RPA) cm^2	Choix de barres	A_s cm^2
			Appuis	97,152	7,28	3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
RDC à 4^{ème}	PS	Travée	73,379	6,27	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	80,744	6,97		3T14fil+3T12chapeau	8,01
4 ^{ème} étage	PP	Travée	51,25	3,70	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		Appuis	97,152	7,28		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
	PS	Travée	73,379	6,27	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	80,744	6,97		3T14fil+3T12chapeau	8,01
5 ^{ème} étage	PP	Travée	59,03	4,28	6	3T14fil+2T12chapeau	6,88
		Appuis	106,057	8,01		3T14fil+ 3T12chapeau	8,01
	PS	Travée	52,044	4,35	5,25	3T14fil +2T12chapeau	6,88
		Appuis	90,476	7,89		3T14fil+3T12chapeau	8,01

V.3.3.2. Vérifications nécessaires pour les poutres :

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 360 \times 2,1}{400} = 130,41 \text{ mm}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{127,20 \times 10^3}{360 \times 300} = 1,12 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

V.3.3.3. Calcul les armatures transversales :

- **Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 114,28 \text{ mm} = 1,14 \text{ cm}$$

On adopte : $\varphi_1 = 8 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(32,4; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

– Zone nodale : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$.

– Zone courante : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) = 10 \text{ cm}$.

- **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1 \Rightarrow$ (Flexion simple non préjudiciable).

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3\text{MPa}) = 2,1\text{MPa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_s = 1$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1,12 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,07\text{cm}$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) = \max\left(\frac{1,12}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) = 0,56\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,56 \times b}{f_e} = \frac{0,56 \times 30}{235} = 0,07\text{cm}$$

Donc : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,07\text{cm}$; on prend: $S_t = 10\text{cm}$

on prend: $A_t = 4\text{T8} = 2,01\text{cm}^2$

V.3.4.Vérifications à l'E.L.S :

Tableau V.7: Vérification des contraintes(ELS).

Moment(E.L.S)	M_s	50,747KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{8,01}{30} = 4,01\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 288,72\text{cm}^2$ $Y = 13,45\text{cm}$	13,45cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{30 \times 13,45^3}{3} + 15 \times 8,01$ $\times (36 - 13,45)^2 = 85427,96\text{cm}^4$	85427,96cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{50,747 \times 10^3}{85427,96} = 0,59\text{Mpa/cm}$	0,59Mpa/cm
Contrainte	$\sigma_b = K \cdot Y = 7,94\text{Mpa}$	7,94Mpa

Moment(E.L.S)	M_s	50,747KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{8,01}{30} = 4,01\text{cm}$ $E = 2.D.d = 288,72\text{cm}^2$ $Y = 13,45\text{cm}$	13,45cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{30 \times 13,45^3}{3} + 15 \times 8,01$ $\times (36 - 13,45)^2 = 85427,96\text{cm}^4$	85427,96cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{50,747 \times 10^3}{85427,96} = 0,59\text{Mpa/cm}$	0,59Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 7,94\text{Mpa}$	7,94Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 199,57\text{Mpa}$	199,57Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6\bar{\sigma}_b f_{c28}$	7,94MPa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte dans de l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	199,57Mpa < 201,63 Mpa

V.3.4.Vérification la flèche :

- Poutre principale :

$$M_{t \max} = 49,424 \text{KN.m} ; M_0 = 57,747 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{40}{430} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,88}{30 \times 36} = 0,006 < 0,01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{40}{430} = 0,093 > \frac{49,424}{10 \times 57,747} = 0,085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Poutre secondaire :**

$$M_{t \max} = 33,21 \text{KN.m} ; M_0 = 44,173 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,88}{30 \times 31,5} = 0,007 < 0,01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{33,21}{10 \times 44,173} = 0,075 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.6.Schéma de ferrailage :

Tableau V.8: Ferrailage des poutres principales.

Tableau V.9: Ferrailage des poutres secondaires.

V.4.Etude des voiles :

V.4.1.Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

V.4.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \begin{cases} G + Q \pm E & \text{(vérification du béton).} \\ 0,8 \pm E & \text{(calcul des acier de flexion).} \end{cases}$$

V.4.3.La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma_b = \frac{0,85f_{c28}}{1,15}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

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

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

▪ 1^{er} Cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

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

$$(A_{\min} = 0,20\% \times a \times L).$$

▪ 2^{ème} Cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales.

$A_v = F_t/f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$ on ferraille avec A_v .

▪ 3^{ème} Cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

❖ Règles communes [RPA99,ART. 7.7.4.3]:

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5a, 30\text{cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_s}$
 Avec : $V = 1,4V_u$
 Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.4.Exemple de calcul : (voile plein)

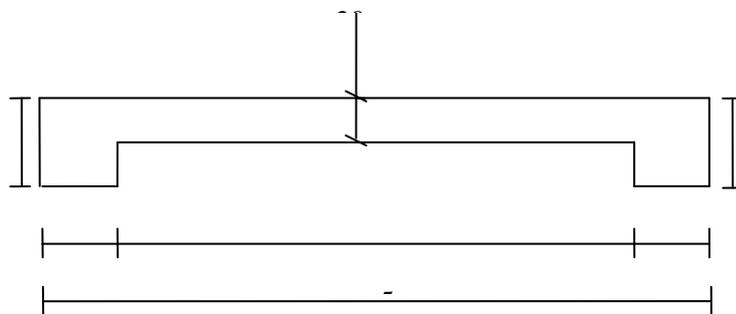


Figure V.1: Vue en plan du voile plein en U.

- Détermination des contraintes sous $(G + Q \pm E)$:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0,85f_{c28}}{1,15}$$

Avec :

$$N = 916,36\text{KN}; M = 4153,382\text{KN.m}; T = 711,89\text{KN}; V_1 = 2,5\text{m}; A = 1,16\text{m}^2$$

$$I = 2,93\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{916,36}{1,16} + \frac{4153,382 \times 2,5}{2,93} = 4333,81\text{KN/m}^2 = 4,33\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 3,51\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{916,36}{1,16} - \frac{4153,382 \times 2,5}{2,93} = -2753,88\text{KN/m}^2 = -2,75\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = -2,75\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures verticales (0,8 ± E) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$N = 643,58\text{KN}; M = 4052,826\text{KN.m}; T = 691,69\text{KN}; V_1 = 2,5\text{m}; A = 1,16\text{m}^2$$

$$I = 2,93\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{643,58}{1,16} + \frac{4052,826 \times 2,5}{2,93} = 4012,85\text{KN/m}^2 = 4,01\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{643,58}{1,16} - \frac{4052,826 \times 2,5}{2,93} = -2903,23\text{KN/m}^2 = -2,90\text{MPa}$$

σ_1 et $\sigma_2 \Rightarrow$ Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

○ **Calcul la longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L = \frac{2,90}{4,01 + 2,90} \times 5 = 2,10\text{m}$$

○ **Calcul la longueur de la zone comprimée :**

$$Y = L - X = 5 - 2,10 = 2,90\text{m}$$

○ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = \frac{2,90 \times (2,10 - 0,4)}{2,10} = 2,35\text{MPa}$$

○ **Détermination des armatures verticales :**

-Effort de traction :

$$A_{v \text{ tot}} = A_v + A_{v2}$$

$$F_{t1} = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} (b.h) = \frac{(2,90 + 2,35)}{2} (400 \times 400) = 420 \text{KN}$$

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3(X - b).a}{2} = \frac{2350 \times (2,10 - 0,4) \times 0,20}{2} = 399,5 \text{KN}$$

$$F_{\text{Tot}} = F_{t1} + F_{t2} = 420 + 399,5 = 819,5 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{\text{Tot}}}{f_e} = \frac{819,5 \times 10^3}{400} = 2048,75 \text{mm}^2 = 20,49 \text{cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_v = A_{v1} \times \frac{100}{X} = 20,49 \times \frac{100}{210} = 9,76 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Selon RPA99 (version 2003) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V}{f_e}$$

Avec : $V = T$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 691,69 \times 10^3}{400} = 2663,01 \text{mm}^2 = 26,63 \text{cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{v2} = A_{vj} \times \frac{100}{X} = 26,63 \times \frac{100}{207} = 12,86 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$A_{v \text{ Tot}} = A_v + A_{v2} = 9,76 + 12,86 = 22,62 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Pourcentage minimal des armatures :

D'après le (RPA99 / version 2003) Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du béton tendu.

$$A_{\text{min}} = 0,20\% \times a \times L_{\text{tendu}} = 0,002 \times 0,20 \times 2,10 = 8,40 \text{cm}^2$$

$$A_{v \text{ tot}} > A_{\text{min}} = 8,40 \text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Le diamètre :

$$D \leq \frac{1}{10} a$$

$$D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{mm}$$

On adopte : $D = 20 \text{mm}$

- L'espacement :

✚ Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(2a ; 33\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(2 \times 20 ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

✚ Selon RPA99 (version2003) :

$$S_t \leq \min(1,50a ; 30\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(1,50 \times 20 ; 30\text{cm})$$

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

$$S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA}})$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 30\text{cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

Selon (Art7.7.2de R.P.A99/V.2003)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{u\text{calcul}}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile $\Leftrightarrow d = 0,9h = 2,93\text{m}$

h : Hauteur totale de la section brute $\Leftrightarrow h = 2,66\text{cm}$

$$\bar{V} = 1,4 \times 691,69 = 968,37\text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{968,37}{0,20 \times 2,93} = 1652,51\text{KN/m}^2 = 1,65\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1,65\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement

❖ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3 \left(\frac{N_u}{B} \right)}{f_{c28}} \Rightarrow [\text{Flexion simple où } N > 0 (\text{compression})].$$

B : Section de béton.

Avec :

$$f_{tj} = \min(2,1; 3,3\text{MPa}) = 2,1\text{MPa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

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

$$K = 1 + \frac{3 \left(\frac{643,58 \times 10^3}{20 \times 266 \times 10^2} \right)}{25} = 1,15$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,65 - 0,3 \times 2,1 \times 1,15) \times 20}{0,8 \times 1 \times 400} = 0,057\text{cm}$$

D'autre part le RPA99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre : -de 0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$

-De 0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$

Le pourcentage minimal d'armatures est :

$$0,25\% \text{ a. } 1\text{m} \Rightarrow \tau_b = 1,65\text{MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa} \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

Donc :

$$A_h = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5\text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 6\text{T}12 = 6,79\text{cm}^2$ avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{6,79}{20} = 0,340\text{cm} > 0,057\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Choix d'armature :**

➤ **Les poteaux :**

$$4\text{T}16 + 4\text{T}14 = 14,20\text{cm}^2$$

➤ **Les armatures verticales :**

On adopte deux nappes en $2(6\text{T}12/\text{ml})$ soit : $A_s = 13,58\text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **Les armatures horizontales :**

$$A_h = 6\text{T}12 = 6,79\text{cm}^2$$

✚ **Disposition des armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

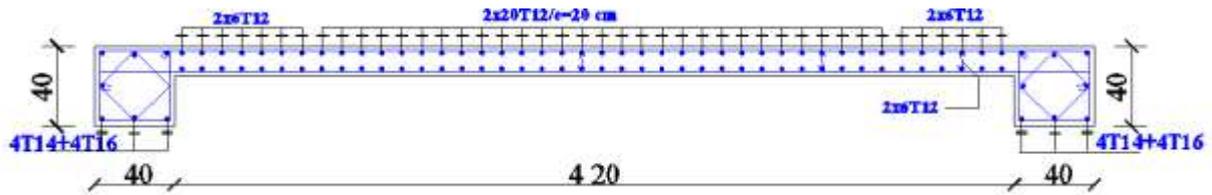


Figure V.2: Disposition des armatures du voile.

V.4.5.Voile avec ouverture :

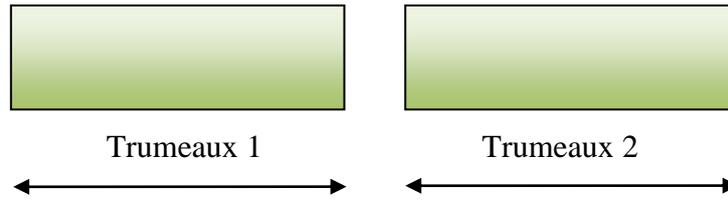


Figure V.3: Vue en plan du voile avec un seul fil d'ouverture.

V.4.5.1.Ferrailage de trumeaux :

Les trumeaux 1 et trumeaux 2 sont symétrique.

➤ Détermination des contraintes sous (G + Q ± E) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0,85f_{c28}}{1,15}$$

Avec :

$$N = 838,81\text{KN} ; M = 1864,69\text{KN.m} ; T = 391,86\text{KN} ; V_1 = 1,92\text{m} ; A = 0,37\text{m}^2$$

$$I = 0,47\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{838,81}{0,37} + \frac{1864,69 \times 1,92}{0,47} = 9884,51\text{KN/m}^2 = 9,88\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 9,88\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{838,81}{0,37} - \frac{1864,69 \times 1,92}{0,47} = -\frac{5350,40\text{KN}}{\text{m}^2} = -5,35\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = -5,35\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Calcul des armatures verticales(0,8 ± E) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$N = 635,31\text{KN} ; M = 1863,481\text{KN.m} ; T = 389,33\text{KN} ; V_1 = 1,92\text{m} ; A = 0,37\text{m}^2$$

$$I = 0,47\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = \frac{635,31}{0,37} + \frac{1863,481 \times 1,92}{0,47} = 9329,57 \text{KN/m}^2 = 9,33 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = \frac{635,31}{0,37} - \frac{1863,481 \times 1,92}{0,47} = -5895,46 \text{KN/m}^2 = -5,89 \text{MPa}$$

σ_1 et $\sigma_2 \Rightarrow$ Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

- Calcul la longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L = \frac{5,89}{9,33 + 5,89} \times 3,85 = 1,49 \text{m}$$

- Calcul la longueur de la zone comprimée :

$$Y = L - X = 3,85 - 1,49 = 2,36 \text{m}$$

- Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = \frac{5,89 \times (1,49 - 0,4)}{1,49} = 4,31 \text{MPa}$$

- Détermination des armatures verticales :

-Effort de traction :

$$A_{v \text{ tot}} = A_v + A_{v2}$$

$$F_{t1} = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} (b.h) = \frac{(5,89 + 4,31)}{2} (400 \times 400) = 816 \text{KN}$$

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3(X - b).a}{2} = \frac{4310 \times (1,49 - 0,4) \times 0,20}{2} = 496,79 \text{KN}$$

$$F_{\text{Tot}} = F_{t1} + F_{t2} = 816 + 496,79 = 1312,79 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{\text{Tot}}}{f_e} = \frac{1312,79 \times 10^3}{400} = 3281,975 \text{mm}^2 = 32,82 \text{cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_v = A_{v1} \times \frac{100}{X} = 32,82 \times \frac{100}{1,49} = 22,03 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Selon RPA99 (version 2003) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V}{f_e}$$

Avec : $V = T$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 389,33 \times 10^3}{400} = 1489,92 \text{mm}^2 = 14,90 \text{cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{v2} = A_{vj} \times \frac{100}{X} = 14,90 \times \frac{100}{149} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$A_{v \text{ Tot}} = A_v + A_{v2} = 22,03 + 10 = 32,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (RPA99 / version 2003) Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du béton tendu.

$$A_{\text{min}} = 0,20\% \times a \times L_{\text{tendu}} = 0,002 \times 0,20 \times 1,49 = 5,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ tot}} > A_{\text{min}} = 8,40 \text{ cm}^2$$

Condition

vérifiée.

Le diamètre :

$$D \leq \frac{1}{10} a$$

$$D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

▪ **L'espacement :**

✚ **Selon le BAEL 91 :**

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{ cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(2 \times 20 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

✚ **Selon RPA99 (version 2003) :**

$$S_t \leq \min(1,50a ; 30 \text{ cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(1,50 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

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

$$S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}})$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est :

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

Selon (Art 7.7.2 de R.P.A99/V.2003)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ calcul}}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile $\Leftrightarrow d = 0,9h = 2,39\text{m}$

h : Hauteur totale de la section brute $\Leftrightarrow h = 266\text{cm}$

$$\bar{V} = 1,4 \times 391,86 = 548,60\text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{548,60}{0,20 \times 2,39} = 1147,67\text{KN/m}^2 = 1,15\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1,15\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Condition

vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement

V.4.5.2.Ferraillage de linteaux :

▪ Contraintes admissibles de cisaillement :

a. 1^{er} Cas: $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M ET V, en devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion(A_l).
- ✓ Des aciers transversaux(A_t).
- ✓ Des aciers en partie courante(A_c).

1. aciers longitudinaux(A_l) :

Tel que :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

M : Moment dû à l'effort tranchant : $\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ cal}}$

$$Z = h - 2d'$$

Avec :

h : Hauteur total du linteau.

d' : La distance de l'enrobage.

2. Aciers transversaux(A_t) :

○ **Linteau long :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

L : Portée de linteau.

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ cal}}$$

○ **Linteau courts :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$\begin{cases} V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \\ V_2 = 2V_{u \text{ cal}} \end{cases}$$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} : Moment résistants ultimes des sections d'about à gauche du linteau de portée L_{ij} .

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$$

b. 2^{ème} Cas: $\tau_b > \bar{\tau}_b = 0,06f_{c28}$

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

$$V = V_{\text{cal}}$$

C. Ferrailage minimal :❖ **Armatures longitudinales :**

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

Avec :

b : L'épaisseur du linteau.

h: Hauteur du linteau.

❖ **Armatures transversales :**

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015.b.S$$

$$\text{Pour : } \tau_b \geq 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025.b.S$$

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002.b.h$$

➤ **Exemple de calcul :**

$$h = 0,63\text{m} ; b = 0,20\text{m} ; d = 0,9 \times h = 0,57\text{m}$$

-Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS V .9.6.0 :

$$M = 364,32\text{KN.m}$$

$$N = 584,90\text{KN}$$

-Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1,4 \times V \Rightarrow \bar{V} = 1,4 \times 584,90 = 818,86\text{KN}$$

Moment fléchissant :

$$\bar{M} = 1,4 \times M \Rightarrow \bar{M} = 1,4 \times 364,32 = 510,05\text{KN.m}$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

On a :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \tau_b = \frac{818,86 \times 10^3}{200 \times 570} = 7,18\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 7,18 > \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$$

▪ **Calcul du ferrailage :**

$$\bar{\tau}_b = 0,06 \times 25 = 1,5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 7,18 > \bar{\tau}_b = 1,5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc on a dans le deuxième cas.

○ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 7,18 > \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$$

Condition minimale du RPA99/version2003(art7.7.3.3) :

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times 20 \times 57 = 1,71\text{cm}^2$$

$$(A_l ; A_l') = 1,71\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2T14 = 3,08\text{cm}^2}$$

- **Armatures transversaux :**

$$\text{Pour : } \tau_b \geq 0,025f_{c28} \Rightarrow 7,18 > 0,625\text{MPa}$$

Condition minimale du RPA99/version2003(art7.7.3.3) :

$$A_t \geq 0,0025. b.S$$

S : espacement des armatures transversales.

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{0,63}{4} = 0,16\text{m} = 16\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S = 15\text{cm}$$

$$A_t = 0,0025 \times 20 \times 15 = 0,75\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,75\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2T8 = 1,01\text{cm}^2}$$

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002.b.h = 0,002 \times 20 \times 63 = 2,52\text{cm}^2$$

$$A_c = 2,52\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4T10 = 3,14\text{cm}^2}$$

- **Armatures diagonales :**

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{0,63 - 2(0,07)}{1,20} = 23,03^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,391$$

- **Condition minimale RPA99/version2003 :**

$$A_D = \frac{584,90 \times 10^3}{2 \times 400 \times 0,391} = 18,69\text{cm}^2$$

$$A_D \geq 0,0015.b.h = 0,0015 \times 20 \times 63 = 1,89\text{cm}^2$$

$$A_D = \max(A_{D\text{calcul}} ; A_{DRPA}) = \max(18,69 ; 1,89) = 18,69\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{10T16 = 20,11\text{cm}^2}$$

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

Tableau V.10: Ferrailage de linteaux.

Tableau V.11: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.

Chapitre VI
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des pieux).

VI.2.Combinaison de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne [7], **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

ELU

ELS

VI.3.Choix du type de fondation :

VI.3.1.Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour ce la, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS/V9.6.0. $N_s = 872,58\text{KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. $\sigma_{sol} = 1\text{bar} = 100\text{KN/m}^2$

Avec : le poteau le plus sollicité a une section carrée (B×B).

Donc :

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Leftrightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{872,58}{100}} = 2,95\text{m}$$

$$B \geq 2,95\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,7 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI .3.2.Vérification de la semelle filante :

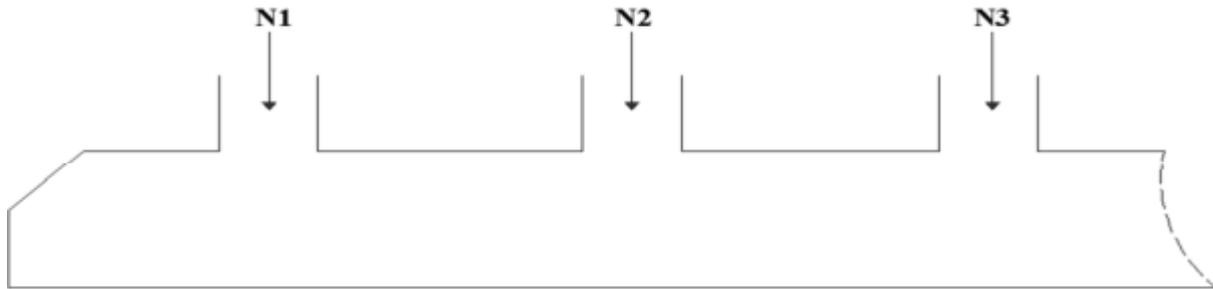


Figure VI.1: semelle filante.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que :

$$N = \sum N_i$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **Sens x-x :**

Tableau VI.1: Sections des semelles filantes.

✓ **Sens y-y :**

Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.

Elle doit vérifier la condition suivante :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_{semelle}/S_{bâtiment} < 50\%).$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\%$$

- Surface totale des semelles = 431,05m².

- Surface totale du bâtiment = 468,5m².

Donc :

$$\frac{431,05}{468,5} = 0,92 = 92\% > 50\%$$

Donc le type de fondation est un radier général

VI .4.Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VI .5.Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

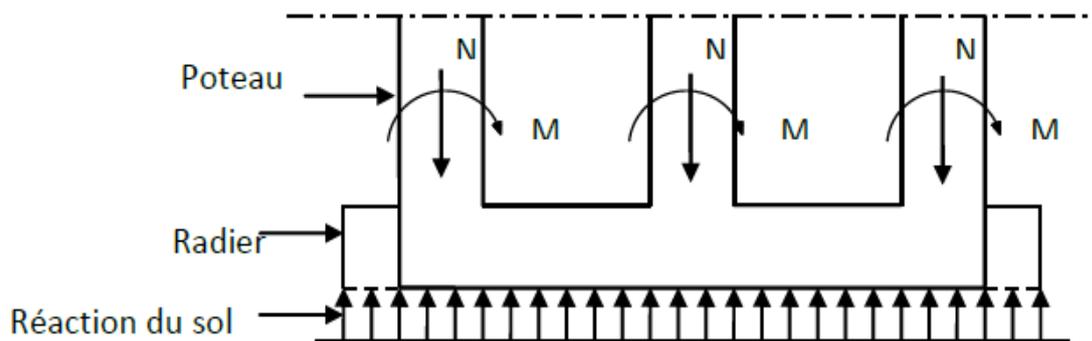


Figure VI.2: Schéma du Radier.

VI .5.1.Pré dimensionnement du radier :

- Poids supporté par le radier :

G_T : La charge permanente totale.

Q_T : La charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

- Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_u = 45658,34\text{KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_s = 33370,63\text{KN}$$

▪ **Surface minimale du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} \rightarrow S = \frac{33370,63}{100} = 333,71\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est de : 468,5m²

La surface du bâtiment supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, il lieu de Prévoir un débordement(D).

On prend : D = 60cm

$$S_r = S_{\text{bâtiment}} + 2 \cdot D \cdot (L_x + L_y)$$

$$S_r = 468,5 + 2 \times 0,60 \times (35,20 + 16,25) = 530,24\text{m}^2$$

Donc : $S_r = 530,24\text{m}^2$

▪ **L'épaisseur du radier :**

L'épaisseur(h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

○ **1^{ère} condition:**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} = 20,4 \leq d \leq 25,5 \Leftrightarrow L = 5,10\text{cm} \\ h_r = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm} \Leftrightarrow h_r = 30\text{cm}; d = 25\text{cm} \end{cases}$$

L : Longueur maximal d'une bande l.

○ **2^{ème} condition: Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28}$$

V_u : Valeur calcul de l'effort tranchant à ELU

Avec :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{1\text{m} \times N_u}{S_r} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{1\text{m} \times 45658,34}{530,24} \times \frac{5,10}{2} = 219,56\text{KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{0,9 \times 2S \times b \times 0,06f_{c28}} = \frac{45658,34 \times 5,10}{0,9 \times 2 \times 530,24 \times 0,06 \times 25} = 16,26\text{cm}$$

On prend : h = 30cm ; d = 25cm

VI .5.2.Dimensionnement des poutres de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} = \frac{510}{9} \leq h \leq \frac{510}{6} \Leftrightarrow 56,67\text{cm} \leq h \leq 85\text{cm}$$

Avec :

L : la longueur maximal d'une poutre de libage $\Rightarrow L = 5,10\text{m}$

On prend : $h = 70\text{cm}$; $d = 63\text{cm}$

▪ Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51\text{cm}$$

$b = 65\text{cm}$

VI .5.3.Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[(0,30 \times 530,24) + (0,70 \times 0,65 \times 312,7)] = 7533,76\text{KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 7533,76\text{KN}$$

E.L.S :

$$N_{S-T} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}}$$

$$N_{S-T} = 33370,63 + 7533,76 = 40904,39\text{KN}$$

$$\frac{N_{S-T}}{S_{\text{radier}}} = \frac{40904,39}{530,24} = 77,14\text{KN/m}^2 \leq 100\text{KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

VI .5.4.La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec :

$$I : \text{moment d'inertie de la poutre} : I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,65 \times 0,70^3}{12} = 0,0186\text{m}^4$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164,20\text{MPa}$

b : largeur de la poutre b = 0,65m

K : coefficient de la raideur de sol $K = 3 \times 10^4 \text{KN/m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,20 \times 10^3 \times 0,0186}{3 \times 10^4 \times 0,65}} = 3,33\text{m}$$

$$L_{\max} = 5,10\text{m} < \frac{\pi}{2} L_e = 5,23\text{m}$$

Condition vérifiée.

L_{\max} : La longueur maximale entre nus des poteaux.

VI .5.5.Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{\text{radier}}$$

$$N_{u-T} = 45658,34 + 7533,76 \times 1,35 = 55828,92 \text{ KN}$$

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = \frac{55828,92}{530,24} = 105,29 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 7,5 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 105,29 - 7,5 = 97,79 \text{KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 97,79 \text{KN/m}^2$$

VI .6.Ferrailage du radier :

VI .6.1. Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$. Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas:

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 \Leftrightarrow$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire.}$$

✚ Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$M_a = 0,5M_0$appuis intermédiaire.

2^{ème} Cas:

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Leftrightarrow$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

✚ Exemple de calcul :

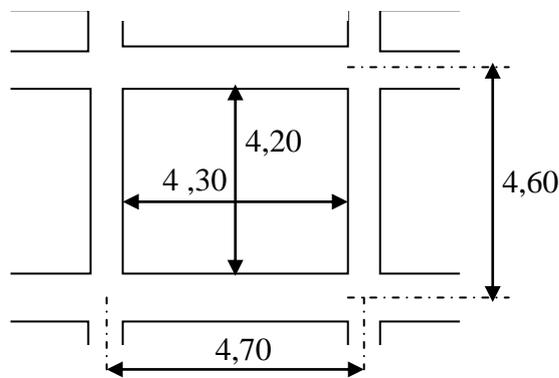


Figure VI.3:Schéma du panneau le plus défavorable.

$$L_x = 4,70 - 0,4 = 4,30\text{m}$$

$$L_y = 4,60 - 0,4 = 4,20\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{4,20} = 1,02 \approx 1 \geq 0,4 \Leftrightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux directions.}$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_y = 1$$

$$M_{0x} = 0,0368 \times 97,79 \times 4,30^2 = 66,54\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 1 \times 66,54 = 66,54\text{KN.m}$$

Les valeurs des moments sont :

▪ En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 66,54 = 56,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{56,56 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (250)^2} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,064)}}{2} = 0,967$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{56,56 \times 10^6}{348 \times 0,967 \times 250} = 672,30 \text{mm}^2 = 6,72 \text{cm}^2$$

On adopte : **5T14/ml = 7,70cm²**.**Sens-y :**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 66,54 = 56,56 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{56,56 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (250)^2} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,064)}}{2} = 0,967$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{56,56 \times 10^6}{348 \times 0,967 \times 250} = 672,30 \text{mm}^2 = 6,72 \text{cm}^2$$

On adopte : **5T14/ml = 7,70cm²**.▪ **En appuis :****Sens x :**

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 66,54 = 33,27 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33,27 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (250)^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,038)}}{2} = 0,981$$

$$A = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{33,27 \times 10^6}{348 \times 0,981 \times 250} = 390,82 \text{mm}^2 = 3,90 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T12/ml = 4,52 cm²**.**Sens-y :**

$$M_{ax} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 66,54 = 33,27 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33,27 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times (250)^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,038)}}{2} = 0,981$$

$$A = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{33,27 \times 10^6}{348 \times 0,981 \times 250} = 390,82 \text{mm}^2 = 3,90 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T12/ml = 4,52 cm²**.

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, avec un espacement de 25cm.

▪ **Vérification de l'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

VI .4.2.Vérification des contraintes à ELS :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{33370,63}{530,24} = 62,93 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 7,5 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 62,93 - 7,5 = 55,43 \text{KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 55,43 \text{KN/m}^2$$

Avec :

$$\alpha = 1,02 \approx 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0441$$

$$\alpha = 1,12 \approx 1 \Rightarrow \mu_y = 1$$

$$M_{0x} = 0,0441 \times 55,43 \times 4,30^2 = 45,20 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 45,20 \text{KN.m}$$

Les valeurs des moments sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 45,20 = 38,42 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 45,20 = 38,42 \text{KN.m}$$

▪ **En travée :**

Sens x :

Tableau VI.3: Vérification des contraintes(ELS).

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	6,54cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	48683,33cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	0,93Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	6,08Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	257,52Mpa
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	$6,08\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	$6,08\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6\bar{\sigma}_b f_{c28}$	$6,08\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	$6,08\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	$6,08\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	$6,08\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$

Sens-Y :

Tableau VI.4: Vérification des contraintes(ELS).

Moment(E.L.S)	M_{st}	45,20KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	$6,54\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	$48683,33\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	$0,93\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	$6,08\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	$257,52\text{Mpa}$

Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 58\text{cm}^2$ $Y = 6,54\text{cm}^2$	6,54cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 6,54^3}{3} + 15 \times 7,70$ $\times (25 - 6,54)^2 = 48683,33\text{cm}^4$	48683,33cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{45,20 \times 10^3}{48683,33} = 0,93\text{Mpa/cm}$	0,93Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 6,08\text{Mpa}$	6,08Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 257,52\text{Mpa}$	257,52Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\overline{\sigma}_b f_{c28}$	6,08MPa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte dans de l'acier	$\sigma_s < \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_s; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	257,52Mpa < 400 Mpa

- En appuis :

Sens x :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 37,72 = 18,86 \text{KN.m}$$

Tableau VI.5: Vérification des contraintes(ELS).

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90 \text{cm}^2$ $Y = 5,18 \text{cm}^2$	5,18cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10 \text{cm}^4$	31267,10 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60 \text{Mpa/cm}$	0,60Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12 \text{Mpa}$	3,12Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38 \text{Mpa}$	178,38Mpa

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	$5,18\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	$31267,10 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	$0,60\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	$3,12\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	$178,38\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	$3,12\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte	$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	$178,38\text{Mpa} < 400 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	$5,18\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	$31267,10 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	$0,60\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	$3,12\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	$178,38\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	$3,12\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte	$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	$178,38\text{Mpa} < 400 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	$5,18\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	$31267,10 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	$0,60\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	$3,12\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	$178,38\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	$3,12\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte	$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	$178,38\text{Mpa} < 400 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	$5,18\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	$31267,10 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	$0,60\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	$3,12\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	$178,38\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	$3,12\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte	$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	$178,38\text{Mpa} < 400 \text{ Mpa}$

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678cm$ $E = 2.D.d = 33,90cm^2$ $Y = 5,18cm^2$	5,18cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10cm^4$	31267,10 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60Mpa/cm$	0,60Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12Mpa$	3,12Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38Mpa$	178,38Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	3,12MPa ≤ 15 Mpa
Vérification de contrainte	$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	178,38Mpa < 400 Mpa

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	$5,18\text{cm}^2$
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	$31267,10 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	$0,60\text{Mpa/cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	$3,12\text{Mpa}$
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	$178,38\text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	$3,12\text{MPa} \leq 15 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte	$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right]$	$178,38\text{Mpa} < 400 \text{ Mpa}$

Sens-y :

$$M_{ty} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 37,72 = 18,86 \text{KN.m}$$

Tableau VI.6: Vérification des contraintes(ELS).

Moment(E.L.S)	M_{st}	18,86KN.m
Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90 \text{cm}^2$ $Y = 5,18 \text{cm}^2$	5,18cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10 \text{cm}^4$	31267,10 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60 \text{Mpa/cm}$	0,60Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12 \text{Mpa}$	3,12Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38 \text{Mpa}$	178,38Mpa
Vérification		

<p>Position de l'axe Neutre</p>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	<p>5,18cm²</p>
<p>Moment d'inertie</p>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	<p>31267,10 cm⁴</p>
<p>Coefficient</p>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	<p>0,60Mpa/cm</p>
<p>Contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	<p>3,12Mpa</p>
<p>Contrainte dans de l'acier</p>	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	<p>178,38Mpa</p>
<p>Vérification de contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	<p>3,12MPa ≤ 15 Mpa</p>
<p>Vérification</p>		

<p>Position de l'axe Neutre</p>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	<p>5,18cm²</p>
<p>Moment d'inertie</p>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	<p>31267,10 cm⁴</p>
<p>Coefficient</p>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	<p>0,60Mpa/cm</p>
<p>Contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	<p>3,12Mpa</p>
<p>Contrainte dans de l'acier</p>	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	<p>178,38Mpa</p>
<p>Vérification de contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	<p>3,12MPa ≤ 15 Mpa</p>
<p>Vérification</p>		

<p>Position de l'axe Neutre</p>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	<p>5,18cm²</p>
<p>Moment d'inertie</p>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	<p>31267,10 cm⁴</p>
<p>Coefficient</p>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	<p>0,60Mpa/cm</p>
<p>Contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	<p>3,12Mpa</p>
<p>Contrainte dans de l'acier</p>	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	<p>178,38Mpa</p>
<p>Vérification de contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	<p>3,12MPa ≤ 15 Mpa</p>
<p>Vérification</p>		

Position de l'axe Neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	5,18cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52$ $\times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	31267,10 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	0,60Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	3,12Mpa
Contrainte dans de l'acier	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	178,38Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	3,12MPa ≤ 15 Mpa
Vérification		

<p>Position de l'axe Neutre</p>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	<p>5,18cm²</p>
<p>Moment d'inertie</p>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	<p>31267,10 cm⁴</p>
<p>Coefficient</p>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	<p>0,60Mpa/cm</p>
<p>Contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	<p>3,12Mpa</p>
<p>Contrainte dans de l'acier</p>	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	<p>178,38Mpa</p>
<p>Vérification de contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	<p>3,12MPa ≤ 15 Mpa</p>
<p>Vérification</p>		

<p>Position de l'axe Neutre</p>	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 33,90\text{cm}^2$ $Y = 5,18\text{cm}^2$	<p>5,18cm²</p>
<p>Moment d'inertie</p>	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)$ $I = \frac{100 \times 5,18^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (25 - 5,18)^2 = 31267,10\text{cm}^4$	<p>31267,10 cm⁴</p>
<p>Coefficient</p>	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{18,86 \times 10^3}{31267,10} = 0,60\text{Mpa/cm}$	<p>0,60Mpa/cm</p>
<p>Contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b = K.Y = 3,12\text{Mpa}$	<p>3,12Mpa</p>
<p>Contrainte dans de l'acier</p>	$\sigma_s = 15K.(d - Y) = 178,38\text{Mpa}$	<p>178,38Mpa</p>
<p>Vérification de contrainte dans le béton</p>	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\overline{\sigma_b} f_{c28}$	<p>3,12MPa ≤ 15 Mpa</p>
<p>Vérification</p>		

✚ Vérification du radier :

• Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bati}} + W_{\text{radi}} = 24429,70 + 7533,76 = 31963,46\text{KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$).

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 3\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 530,24\text{m}^2$).

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3 \times 530,24 = 23860,8\text{KN}$$

$$W = 31963,46\text{KN} \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r = 23860,8\text{KN}$$

Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

• Vérification de au poinçonnement :(Aeticle5.2.4.2deC.B.A)

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité, dans notre cas le voile le plus sollicité est le voile V_{y1} ; de longueur 5m.

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h$$

Avec :

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(L + b + 2 \times h_r)$$

L et b: Dimensions de voile.

h: L'épaisseur du radier.

N_u : La charge calcul vis-à-vis à l'ELU.

$$\mu_c = 2(5000 + 200 + 2 \times 300) = 11600\text{mm} = 11,6\text{m}$$

$$0,045 \times 11600 \times 25 \times 300 = 3915000\text{N} = 3915\text{KN/ml}$$

$$\frac{N_u}{L} = \frac{974,39}{5} = 194,88\text{KN/ml}$$

$$194,88\text{KN/ml} \leq 3915\text{KN/ml}$$

Condition vérifiée.

Donc le radier résiste au poinçonnement.

✚ Schéma de ferrailage du radier :

- En travée :

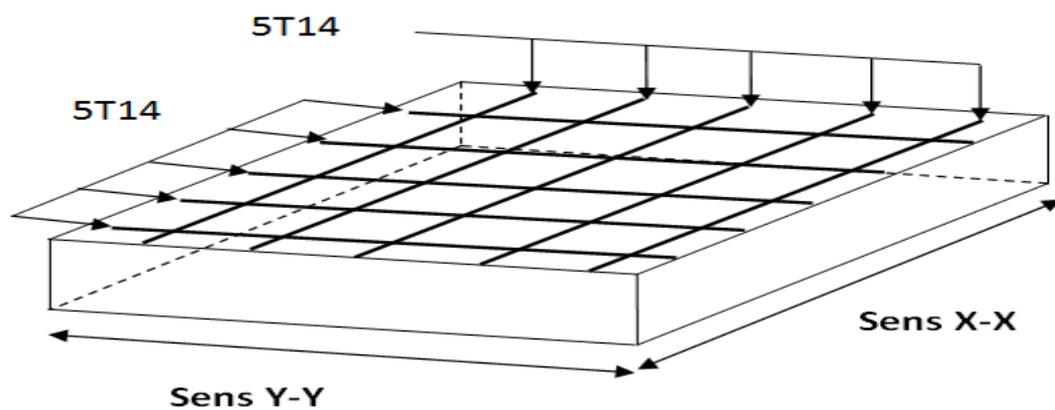


Figure VI.4:Schéma de ferrailage du radier.

- En appuis :

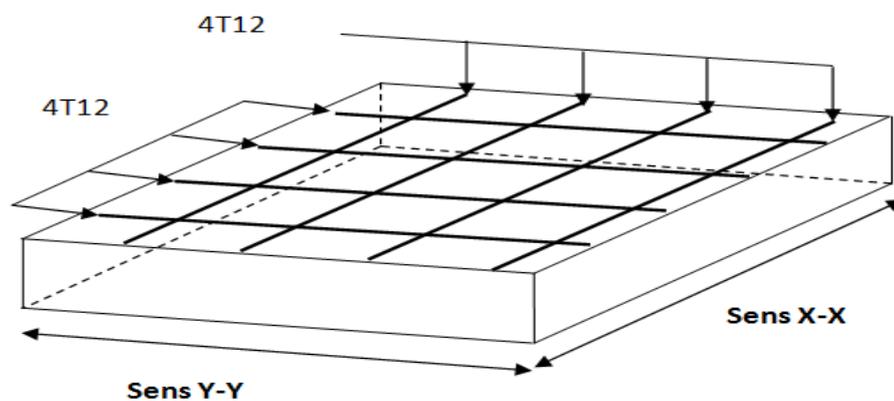


Figure VI.5:Schéma de ferrailage du radier.

VI.7. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques ; selon BAEL91.

a. Sens longitudinal:

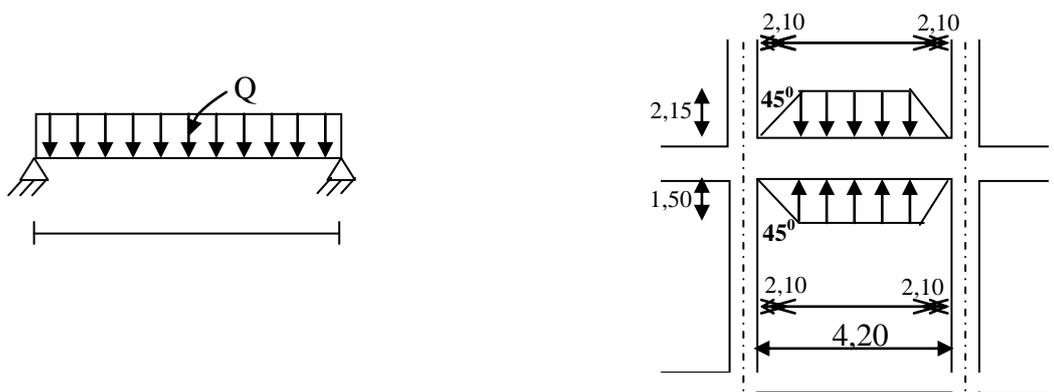


Figure VI.6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 3m ; L_{y1} = 4,20m ; L_{x2} = 4,30m ; Q = 97,79KN/m^2$$

$$Q' = \frac{97,79}{2} \left[\left(1 - \frac{3^2}{3 \times 4,20^2} \right) \times 3 + \left(1 - \frac{4,30^2}{3 \times 4,20^2} \right) \times 4,30 \right] = 258,53KN$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{258,53 \times 4,20^2}{8} = 570,06KN.m$$

a.1 Calcul du ferrailage :**En travées :**

$$M_t = 0,85M_0 = 484,55 \text{KN.m} ; b = 65 \text{cm} ; h = 70 \text{cm} ; d = 63 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{484,55 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times (630)^2} = 0,133$$

$$\mu = 0,133 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,133)}}{2} = 0,928$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{484,55 \times 10^6}{348 \times 0,928 \times 630} = 2381,61 \text{mm}^2 = 23,82 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T16 + 4T25 = 27,68 \text{cm}^2}$$

En appuis :**Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 484,55 = 242,28 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{242,28 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times (630)^2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,066)}}{2} = 0,966$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{242,28 \times 10^6}{348 \times 0,966 \times 630} = 1143,99 \text{mm}^2 = 11,44 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T14 + 4T14 = 12,32 \text{cm}^2}$$

Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2 \times 570,06 = 114,01 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{114,01 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times (630)^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,031)}}{2} = 0,984$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{114,01 \times 10^6}{348 \times 0,984 \times 630} = 528,48 \text{mm}^2 = 5,28 \text{cm}^2$$

On adopte : $4T14 = 6,16\text{cm}^2$

b. Sens transversal:

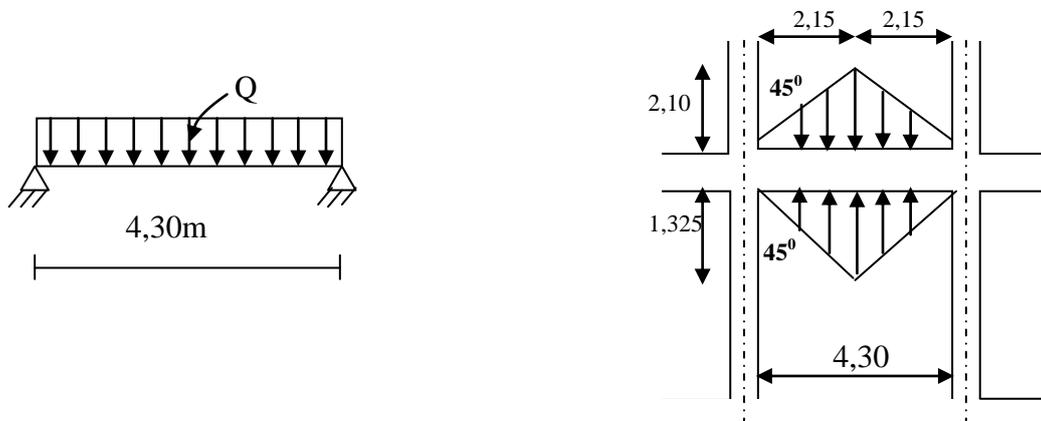


Figure VI.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$L_{\max} = 4,30\text{m}$$

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Tel que :

$$Q = 97,79\text{KN/m}^2; \quad L_{x1} = 2,65\text{m}; \quad L_{y1} = 4,20\text{m}; \quad L_{x2} = 4,20\text{m}$$

$$Q' = \frac{97,79}{2} \left[\left(1 - \frac{2,65^2}{3 \times 4,20^2} \right) \times 2,65 + \left(1 - \frac{4,20^2}{3 \times 4,20^2} \right) \times 4,20 \right] = 249,28\text{KN}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{249,28 \times 4,20^2}{8} = 549,66\text{KN.m}$$

b.1 Calcul du ferrailage :

En travées :

$$M_t = 0,85M_0 = 467,21\text{KN.m}; \quad b = 65\text{cm}; \quad h = 70\text{cm}; \quad d = 63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{467,21 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times (630)^2} = 0,128$$

$$\mu = 0,129 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,128)}}{2} = 0,931$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{467,21 \times 10^6}{348 \times 0,931 \times 630} = 2288,98 \text{mm}^2 = 22,89 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T16 + 4T25 = 27,68cm²**

En appuis :

Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 549,66 = 274,83 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{274,83 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times (630)^2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,075)}}{2} = 0,961$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{274,83 \times 10^6}{348 \times 0,961 \times 630} = 1304,43 \text{mm}^2 = 13,04 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T 16 + 4T16 = 16,08cm²**

Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2 \times 549,66 = 109,93 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{109,93 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times (630)^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Condition vérifiée.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,030)}}{2} = 0,985$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{109,93 \times 10^6}{348 \times 0,985 \times 630} = 509,05 \text{mm}^2 = 5,09 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T16 = 8,04cm²**

VI .7.1.Armature de peau :

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (0,65 + 0,70) = 8,1 \text{cm}^2$$

On adopte : **2T12 + 4T14 = 8,42cm²**

VI .7.2. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{d \times b} = \frac{35,22 \times 10^4}{360 \times 650} = 1,50 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,50 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

Condition

vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

• **Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} (20 \text{mm}; 12 \text{mm}; 65 \text{mm}) = 12 \text{mm}$$

On prend: $\varphi_t = 10 \text{mm}$

• **Espacement :**

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) = \min(17,5; 12) = 12 \text{cm}$$

On prend: $S_t = 12 \text{cm}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj}}{0,8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})b \times S_t}{0,8f_e} = \frac{(1,50 - 0,3 \times 2,1) \times 650 \times 12}{0,8 \times 400} = 2,12 \text{cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) \Leftrightarrow \max \left(\frac{1,50}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) = 0,75 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t} = \frac{3,14 \times 400}{650 \times 12} = 0,16 \text{MPa} \geq 0,75 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Schéma de ferrailage :**

Tableau VI.7: Ferrailage de la poutre libages suivant le Sens longitudinale et Transversal.

Chapitre VII
MODELISATION DES
VOILES PAR LA
METHODE DES
ELEMENTS FINIS

MODELISATION DES VOILES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

VII.1 Introduction :

La méthode des éléments finis est une manière numérique de résoudre certains des problèmes de physique. C'est une méthode qui permet de déterminer une solution approchée sur un domaine spatial, c'est-à-dire qui permet de calculer un champ (de scalaires, de vecteurs, de tenseurs) qui correspond à certaines équations et à certaines conditions imposées. La méthode consiste à découper le domaine spatial en petits éléments, également appelés mailles. Le développement de cette méthode est motivé par les besoins des industries et les progrès effectués dans le domaine des ordinateurs.

Une description non-sophistiquée de la MEF pourrait être définie sous la forme suivante : la structure à analyser est divisée en plusieurs éléments qui sont ensuite reconnectés par l'intermédiaire des nœuds.

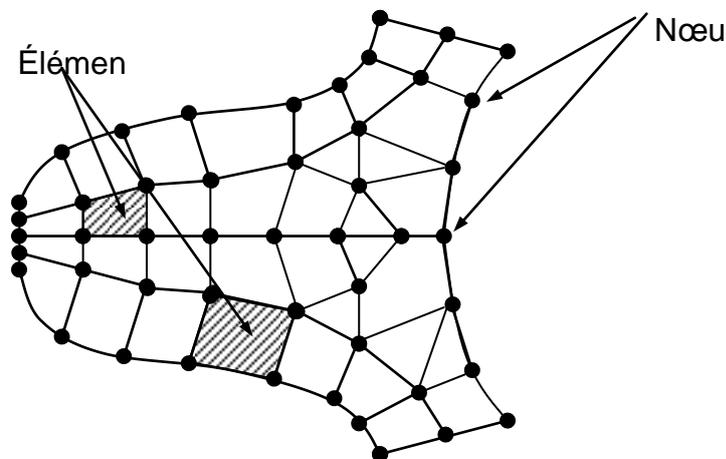


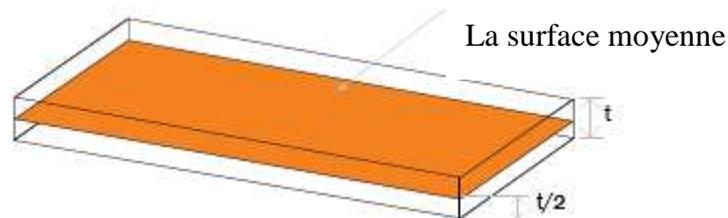
Figure VII.1 : Discrétisation d'une structure.

Les logiciels de simulation par éléments finis permettent à l'utilisateur de choisir entre plusieurs types d'éléments, qui possèdent des propriétés géométriques et cinématiques bien distinctes et dont le choix influe donc sur les résultats.

Dans ce contexte, notre travail est consacré à la modélisation des voiles pleines sous charge latérale due au séisme par la méthode des éléments finis en comparant entre les résultats obtenus par deux types de maillage (rectangulaire et triangulaire).

VII.2 Les éléments finis bidimensionnels :

Les éléments bidimensionnels sont utilisés lorsque deux dimensions sont très grandes par rapport à la troisième dimension.



Il existe deux types d'éléments finis bidimensionnels couramment utilisés. Ce sont les éléments de forme triangulaire et rectangulaire (quadrilatère).

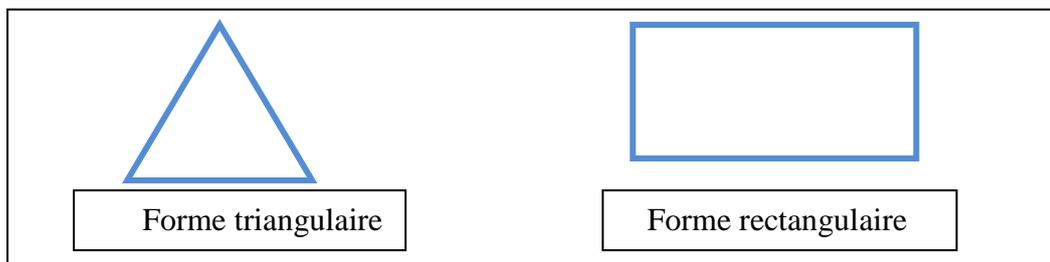


Figure VII.2 : Les éléments finis bidimensionnels.

VII.2.1 Les éléments finis triangulaires :

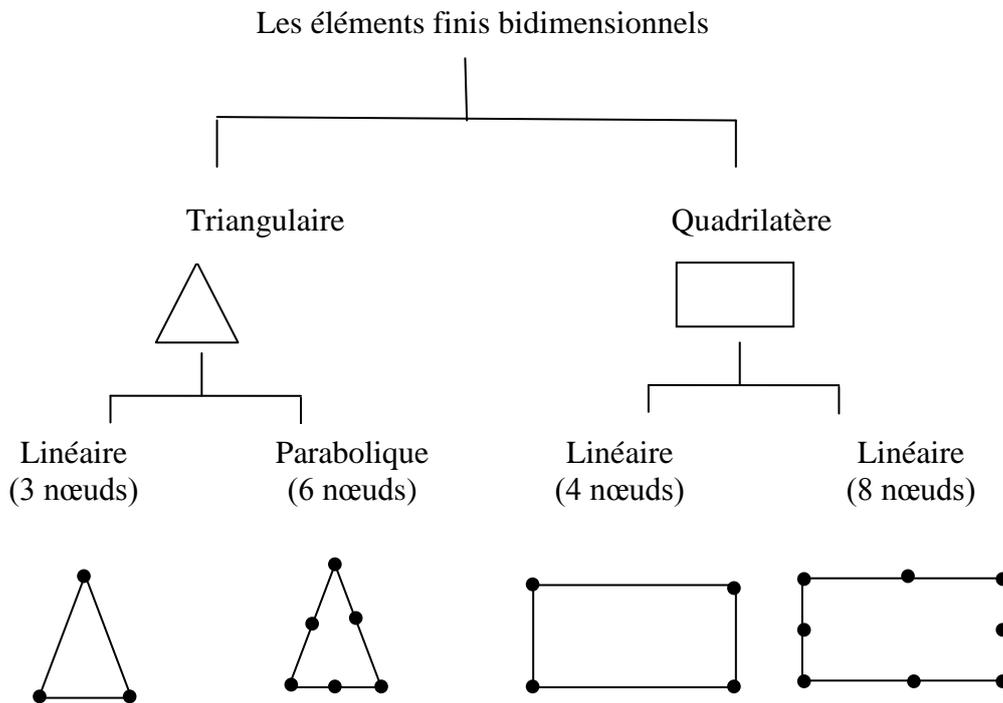
La forme de ces éléments se compose de 3 côtés et ce type de maillage est considéré plus simple, rapide et facile à créer.

VII.2.2 Les éléments finis rectangulaires :

La forme de ces éléments est une forme de base à 4 côtés et qui est le plus courant dans les grilles structurées.

VII.2.3 Classification :

Les éléments finis bidimensionnels peuvent être classés comme éléments linéaires ou paraboliques (quadratiques) :



VII.3 Modélisation des voiles :

Les refends sans ouverture peuvent être assimilés à des consoles verticales à inertie constante comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont soumis à des charge horizontales provient de séisme ou l'effet du vent.

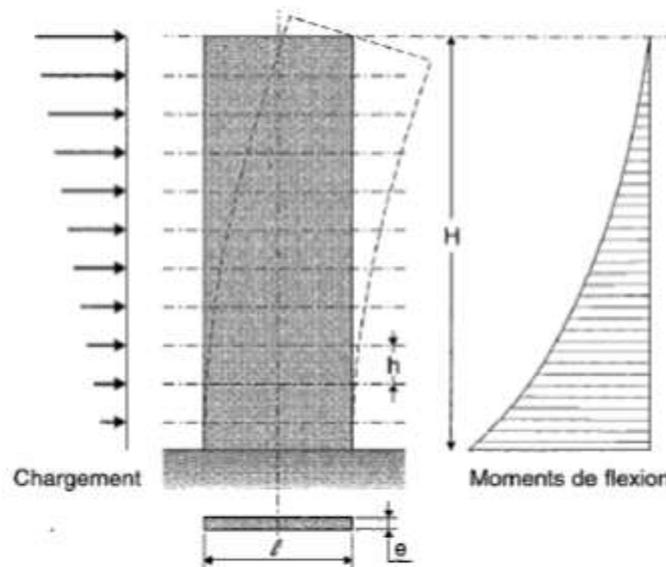


Figure VII. 3: Refend à inertie constante.

Chapitre VII : MODELISATION DES VOILES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Dans ce contexte, on prend un refend sans ouvertures de notre structure ou les caractéristiques géométriques et mécaniques sont représenté sur la figure VII.4, et on compare les résultats de la flèche à chaque étage obtenus par les deux types de maillages discutés antérieurement (rectangulaire et triangulaire) avec la solution théorique obtenu par le modèle console. Dans le but principale et de comparer entre ces deux types de maillage.

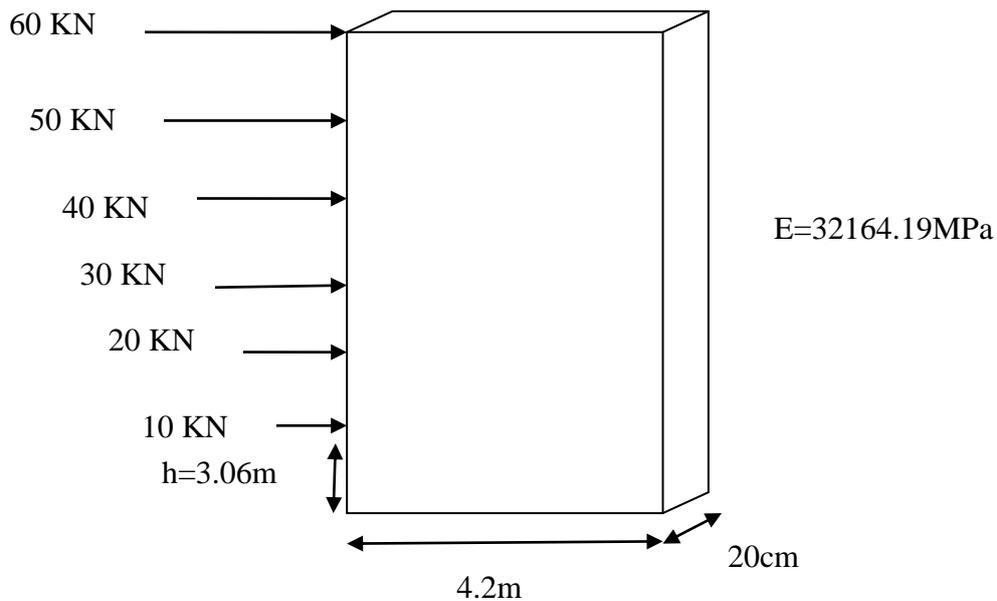


Figure VII.4: Le voile modélisé.

VII.4 Résultats de calcul :

VII.4.1 Model de calcul (console) :

Les solutions théoriques de la flèche sont obtenues par le logiciel ETABS/V9.6.0.

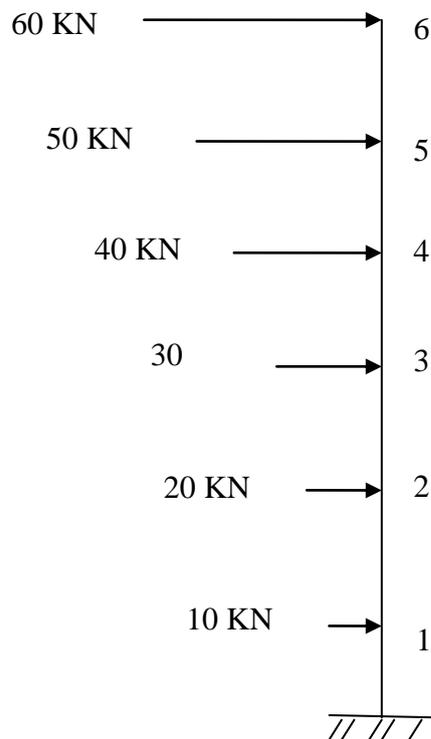


Figure VII.5 : modèle console.

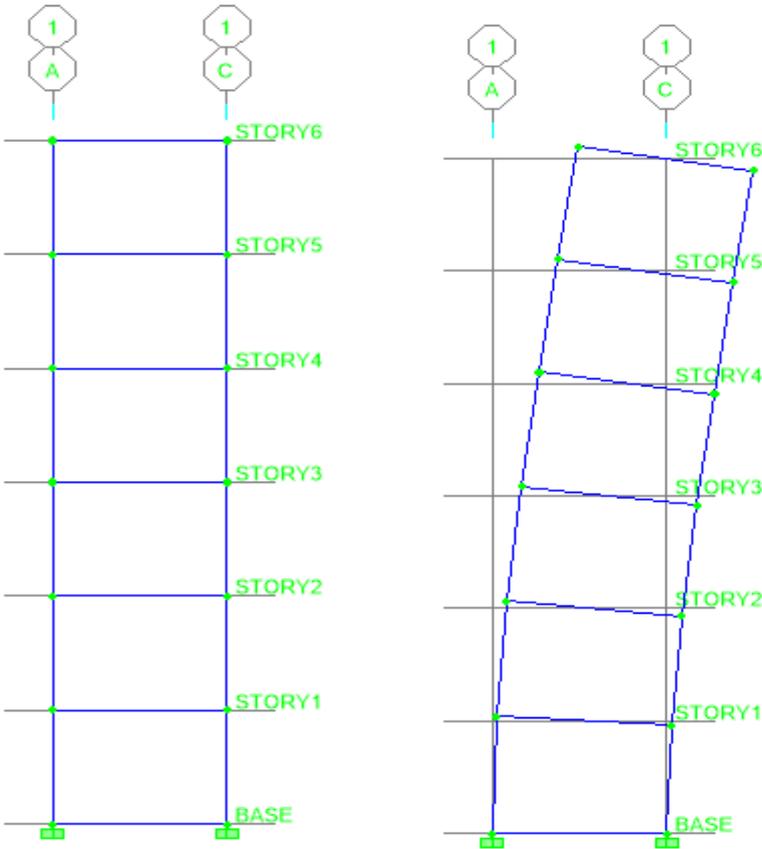
Le tableau suivant donne les résultats de la flèche à chaque nœud :

Tableau VII.1 : les résultats de la flèche à chaque nœud.

VII.4.2 Maillage rectangulaire :

La modélisation de voile se fait par le logiciel ETABS en utilisant l'élément plane Quadrilatère à 4 nœud discuté précédemment.

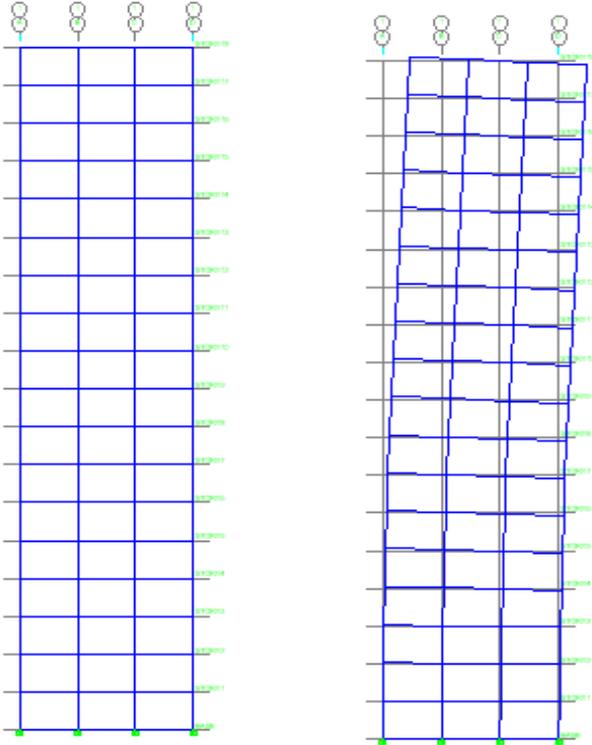
1. Maillage 1x6 :



Le tableau ci-dessous fournit les résultats de déplacement à chaque nœud :
Tableau VII.2 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 1x6).

2. Maillage 3x18 :

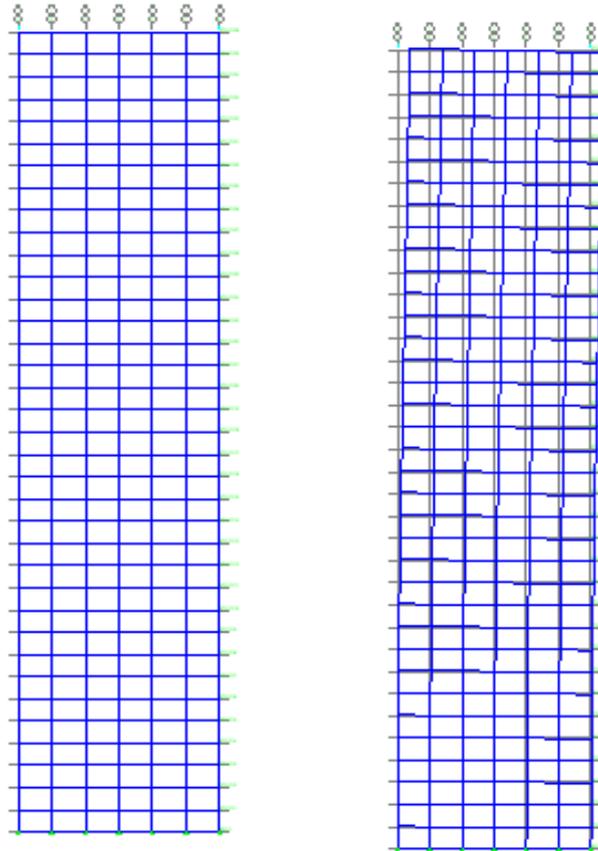
Chapitre VII : MODELISATION DES VOILES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS



Le tableau ci-dessous fournit les résultats de déplacement à chaque nœud :

Tableau VII.3: les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 3x18).

3. Maillage 6x36 :



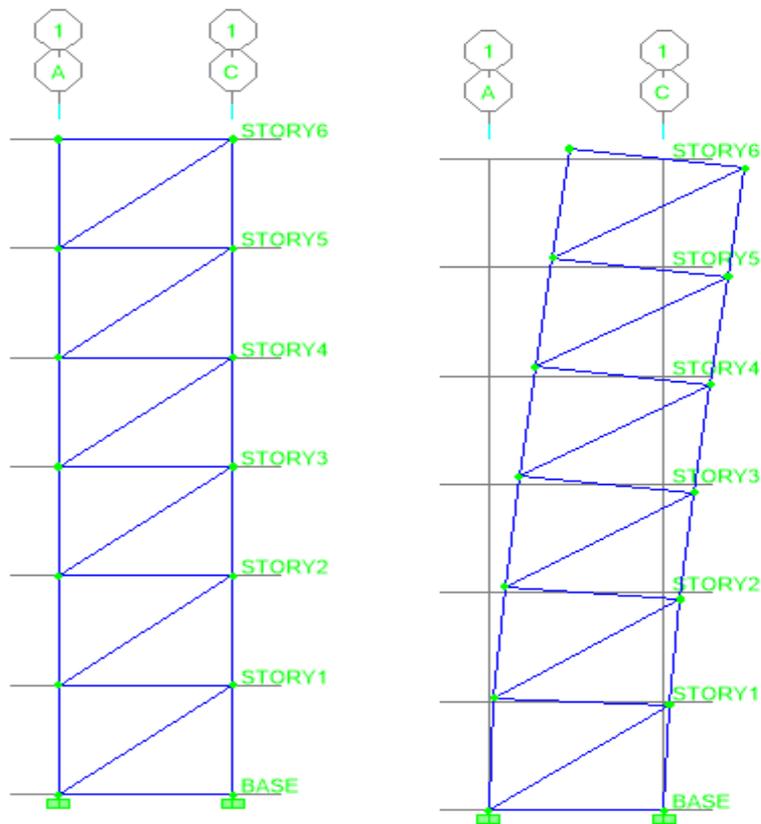
Le tableau ci-dessous fournit les résultats de déplacement à chaque nœud :

Tableau VII.4 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 6x36).

VII.4.3. Maillage triangulaire :

La modélisation de voile se fait par le logiciel ETABS en utilisant l'élément plane triangulaire à 3 nœuds discuté précédemment.

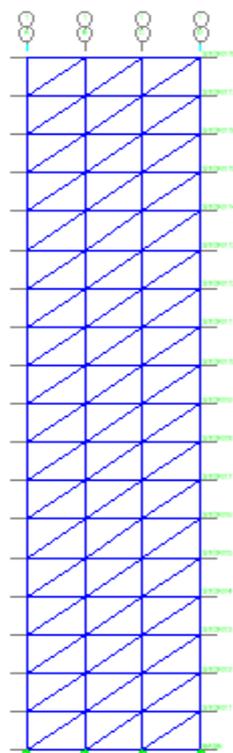
1. Maillage 1x6 :



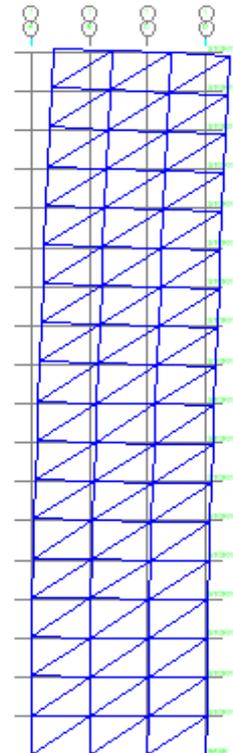
Le tableau ci-dessous fournit les résultats de déplacement à chaque nœud :

Tableau VII.5: les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 1x10).

3x18 :



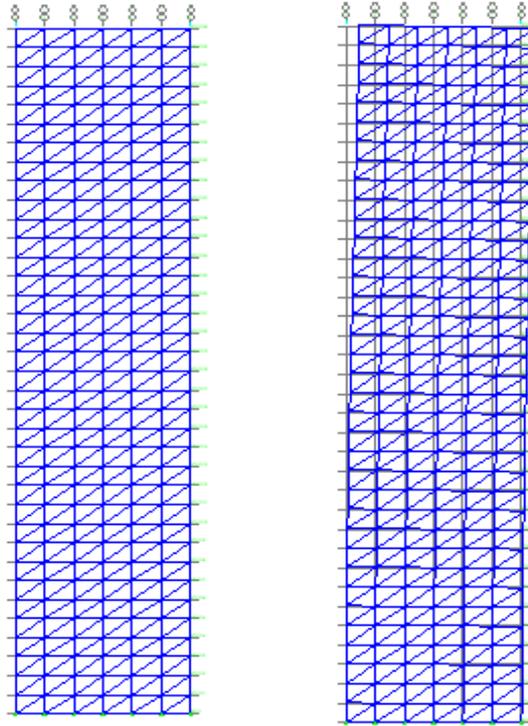
1. Maillage



Le tableau ci-dessous fournit les résultats de déplacement à chaque nœud :

Tableau VII.6 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 3x18).

2. Maillage 6x36 :



Le tableau ci-dessous fournit les résultats de déplacement à chaque nœud :

Tableau VII.7 : les résultats de la flèche à chaque nœud (maillage 6x36).

VII.5 Interprétation des résultats :

La courbe de la figure VII.6 présente les résultats de la flèche au nœud 6 en utilisant un maillage rectangulaire (élément quadrilatère à 4 nœuds) et un maillage triangulaire (élément bidimensionnel à 3 nœuds).

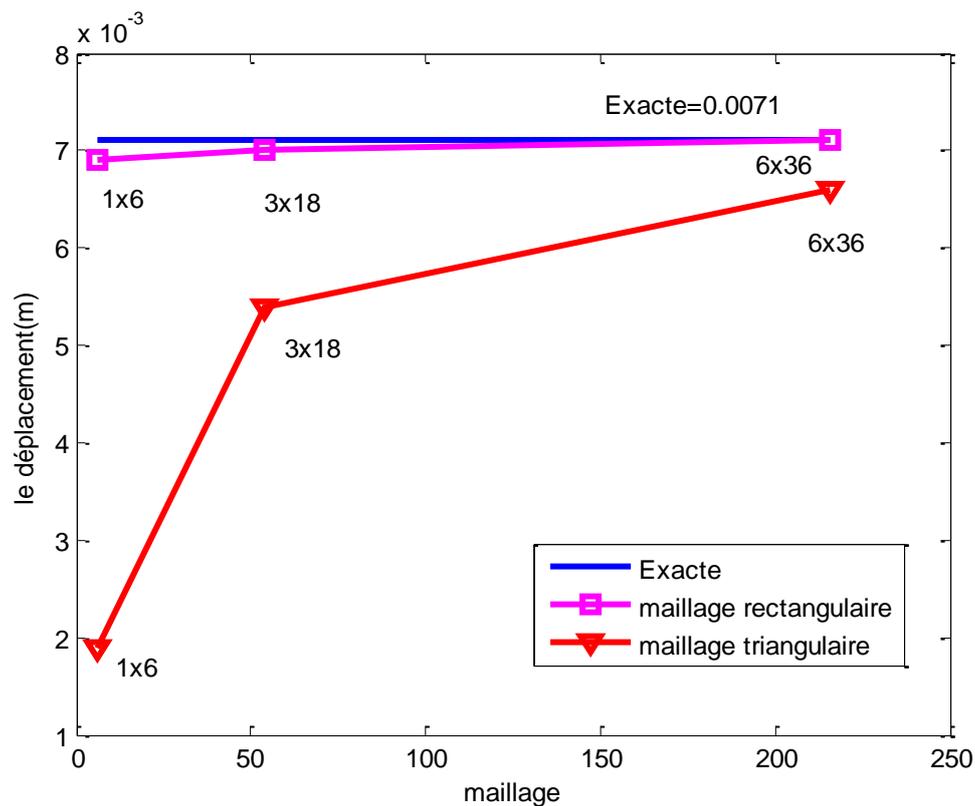


Figure VII.6 : l'influence de maillage sur la flèche au nœud 6.

D'après cette figure, on peut tirer :

1. Les résultats de la flèche convergent vers la solution exacte une fois le nombre de maillage augmente.
2. on remarque que l'erreur est inférieure à 2% de la solution exacte pour un maillage rectangulaire 1x6, ce qui montre la grande exactitude des résultats obtenus par ce type de maillage.
3. la précision des solutions obtenue par un maillage rectangulaire est supérieure à celle obtenue par un maillage triangulaire.

VII.6 conclusion :

Cette étude nous a permis de constater que :

1. Un maillage rectangulaire est utilisable pour des structures qui présentent une géométrie uniforme.
2. Un maillage triangulaire s'impose à la présence d'une géométrie non uniforme avec un maillage adéquat.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de la construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité suffisante.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature,

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfaisait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

La modélisation des voiles pleines sous charge latérale due au séisme par la méthode des éléments finis en utilisant deux types de maillage (rectangulaire et triangulaire) nous a permis de constater que le maillage rectangulaire donne de bons résultats en comparant avec le maillage triangulaire.

Références bibliographie

▲ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **BAEL91**: Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, révisées 99.

▲ Cours :

- Béton armé 3^{ème} et 4^{ème} année (BA I & BA II).
- Parasismique 4^{ème} année.

▲ Logiciels :

- **ETABS 9.6**.....modélisation.
- **AUTOCAD 2007**.....Dessin.
- **EXCEL 2007**.....Calcul.
- **WORD 2007**.....Traitement du texte.