



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Master 2

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R + 7 +duplex + sous-sol+2
entre sols) avec un contreventement mixte
(voiles-portiques) à usage d'habitation.**

Présenté par :

**M^r AIT ABDELMALEK Eldjoudi
M^r HAMLAT Ferhat**

Encadré par :

M^r BENYESSAD Djamel

Remerciement

Nous tenons à remercier en premier lieu Dieu l'omniscient et l'omnipotent qui nous a donné la force et la volonté pour mener à terme ce travail.

Nous remercions ainsi nos familles qui ne cessent de nous encourager durant ce long parcours.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre encadreur monsieur Benyessad. Djamel, pour sa disponibilité, ses efforts et plus singulièrement pour les conseils éclairés qu'il nous a prodigué tout au long de notre travail, votre amabilité et votre gentillesse méritent toute admiration.

Nous remercions les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons également à exprimer nos gratitude envers tous les enseignants et les employés de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

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

Eldjoudi et Ferhat

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé et

Soutenu tout le long de mon parcours.

À mes frères et mes sœurs et mes beaux frères

À mon Oncle et sa femme

À mes amis et tout le reste.

À mon binôme Ferhat et à toute sa famille.

AIT ABDELMALEK Eldjoudi.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé et

soutenu tout le long de mon parcours.

À mes frères et mes sœurs et mes beaux frères

À mes amis et tout le reste.

À mon binôme Eldjoudi et à toute sa famille.

HAMLAT Ferhat.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I Généralités

I.1	Introduction	2
I.2	Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1	Détail sur l'ouvrage	2
I.2.2	Donnés de site	2
I.2.3	Description architecturale et géométriques	3
I.3	Choix du de contreventement	3
I.4	Situation du projet	4
I.5	Description structurale.....	4
I.6	Réglements et normes utilisées	5
I.7	Les états limites	5
I.8	Hypothèse de calcul.....	5
I.8.1	ELU	5
I.8.2	ELS.....	6
I.9	Les actions	6
I.9.1	Les défférents types d'actions	6
I.10	Valeurs de calcul des actions.....	7
I.11	Les matériaux	8
I.11.1	Le béton.....	8
I.11.2	Les aciers.....	12
I.11.2.1	Résistance caractéristique de l'acier.....	11
I.11.2.2	Principale armatures utilisée.....	12
I.11.2.3	Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	12
I.12.	Conclusion	14

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

II.1	Introduction	15
II.2	Pré-dimensionnement des éléments secondaires	15
II.2.1	Les planchers	15
II.2.2	Les escaliers	18
II.2.	Acrotère.....	20

II.3	Pré-dimensionnement des éléments principaux	21
II.3.1	Les poutres	21
II.3.2	Les voiles.....	22
II.3.3	Les poteaux	22
II.4	Evaluation des charges et surcharges	23
II.5	Pré –dimensionnement des escaliers	29
II.5.1	Vérification.....	32
II.6	Conclusion	35

Chapitre III Etudes des éléments secondaires

III.1	Introduction	36
III.2	Etude des plancher.....	36
III.2.1	Plancher à corps creux.....	36
III.2.1.1	Les poutrelles	36
III.2.1.1.1	Méthode de calcul	37
III.2.1.1.2	Calcul des charges et surcharge revenants aux poutrelles	39
III.2.1.1.3	Calcul des sollicitations	39
III.2.1.1.4	Ferraillage des poutrelles	44
III.2.1.1.4.1	Armatures longitudinales	45
III.2.1.1.4.2	Armatures transversales	48
III.2.1.1.4.3	Schéma de ferraillage des poutrelles	54
III.2.2	Etude de la dalle de compression	55
III.2.2.1	Schéma de ferraillage de la dalle de compression	55
III.3	Plancher à dalle pleine	56
III.3.1	Ferraillage de la dalle pleine	57
III.3.2	Schéma de ferraillage des différentes dalles pleines.....	66
III.4	Etude de la poutre de chainage	67
III.5	Etude de l’escalier	70
III.5.1.1	Schéma de ferraillage	73
III.5.1.2	Etude de la poutre palière.....	73
III.5.1.3	Schéma de ferraillage de la poutre palière	76
III.5.2	Etude d’escaliers type 2.....	76
III.5.2.1	Schéma de ferraillage de l’escalier type 2.....	79

III.5.2.2 Etude de la poutre brisée	79
III.5.3.2 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	82
III.6 Etude de l'acrotère.....	82
III.7 Etude de l'ascenseur	87

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1 Introduction	95
IV.2 Etude de la structure au séisme.....	95
IV.2.1 Modélisation de la structure à l'aide de logiciel SAP 2000	95
IV.2.2 Méthode de calcul	96
IV.2.2.1 Méthode statique équivalente :.....	96
IV.2.2.2 Méthode dynamique modale spectre:.....	99
IV.3 Vérification de l'interaction voiles portiques	103
IV.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/version2003.....	104
IV.4.1 Vérification de la résultantes des forces sismiques	104
IV.5 Vérification de l'effort normal réduit	105
IV.6 Vérification vis-à-vis des déplacements	105
IV.7 Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ	107
IV.8 Conclusion.....	108

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction	109
V.2 Etude des poteaux :.....	109
V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003	109
V.2.2 Sollicitations dans les poteaux	112
V.2.3 Ferrailages des poteaux	112
V.2.4 Vérification	116
V.2.5 Dispositions constructives.....	120
V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux	121
V.3 Etude des poutres.....	122
V.3.1 Recommandation du RPA99/Version 2003	122
V.3.2 Ferrailages des poutres	124
V.3.3 Vérifications à l'ELU	128

V.3.4	Vérfications à l'ELS.....	128
V.3.5	Vérfications des zones nodales	130
V.3.6	Schéma de ferrailage des poutres	133
V.4	Etude des voiles	133
V.4.1	Recommandation du RPA99 version 2003	134
V.4.2	Le ferrailage	135
V.4.3	Schéma de ferrailage	145
V.5	Conclusion	145

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1	Introduction	146
VI.2	Les différents types de fondations	146
VI.3	Choix du type des fondations	146
VI.4	Etude des fondations.....	146
VI.4.1	Combinaisons de calcul.....	146
VI.4.2	Vérfication de la semelle isolée	146
VI.4.3	Vérfication de la semelle filante	147
VI.4.4	Etude du radier	149
VI.4.5	Etude de voile périphérique.....	164
VI.5	Conclusion	168

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Tableau des notations & symboles

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre.
<i>B</i>	Aire d'une section de béton.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>C</i>	Cohésion du sol.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale.
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané.
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression.
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>If</i>	Moment d'inertie fissuré.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>Lmax</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>Lx</i>	Distance entre de deux poutrelles.
<i>Ly</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

<i>M</i>	Moment en générale.
<i>Ma</i>	Moment en appui.
<i>Mt</i>	Moment en travée.
<i>M0</i>	Moment isostatique.
<i>N</i>	Effort normal.
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>Srad</i>	Surface du radier.
<i>St</i>	Espacement des armatures.
<i>T1, T2</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<i>V</i>	Effort tranchant.
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σbc</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σst</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γw</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γb</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γs</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<i>σadm</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement.
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>CT</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<i>β</i>	Coefficient de pondération.
<i>λi</i>	Coefficient instantané.
<i>λv</i>	Coefficient différé.

Liste des Figures

Figure I. 1. <i>Plan de masse.</i>	4
Figure I. 2. <i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.</i>	9
Figure I. 3. <i>Diagrammes déformations-contraintes à l'ELU.</i>	11
Figure I. 4. <i>Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.</i>	13
Figure II. 1. <i>Coupe du plancher à corps creux.</i>	15
Figure II. 2. <i>Disposition des poutrelle.</i>	16
Figure II. 3. <i>Section transversale d'une poutrelle</i>	16
Figure II. 4. <i>Escaliers du RDC.</i>	18
Figure II. 5. <i>Coupe de voile en élévation.</i>	20
Figure II. 6. <i>Coupe transversale d'une poutrelle.</i>	22
Figure III. 1. <i>Schéma d'une poutre continue.</i>	37
Figure III. 2. <i>Evaluation des efforts tranchants.</i>	38
Figure III. 3. <i>Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.</i>	39
Figure III. 4. <i>Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.</i>	40
Figure III. 5. <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression.</i>	55
Figure III. 6. <i>Schéma de ferrailage de la dalle D1,D4.</i>	66
Figure III. 7. <i>Schéma de ferrailage de la dalle D2,D5</i>	66
Figure III. 8. <i>Schéma de ferrailage de la dalle D3,D6.</i>	67
Figure III. 9. <i>Schéma de ferrailage de la dalle D7.</i>	67
Figure III. 10. <i>Shéma statique de la poutre de chaînage</i>	67
Figure III. 11. <i>Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.</i>	70
Figure III. 12. <i>Schéma statique de l'escalier type 1.</i>	70
Figure III. 13. <i>Section a ferrailer.</i>	71
Figure III. 14. <i>Shéma de ferrailage de l'escalier type 1.</i>	73
Figure III. 15. <i>Schéma de ferrailage de la poutre palière.</i>	76
Figure III. 16. <i>Schéma statique de l'escalier type 2.</i>	76
Figure III. 17. <i>Section à ferrailer.</i>	77
Figure III. 18. <i>Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.</i>	79
Figure III. 19. <i>Schéma de ferailage de la poutre brisée.</i>	82
Figure III. 20. <i>..Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	87
Figure III. 21. <i>..Schéma statique et concept d'ascenseur</i>	87
Figure III. 22. <i>Schéma de l'ascenseur.</i>	88
Figure III. 23. <i>Schéma de ferrailage du local machine.</i>	94
Figure IV. 1 . <i>Vu en 3D de la structure</i>	95
Figure IV. 2. <i>Spectre de réponse X-X.</i>	100
Figure IV. 3. <i>Les modes de vibration</i>	102
Figure V.1. <i>Zone nodale.</i>	110
Figure V.2. <i>Section d'un poteau.</i>	118
Figure V.3. <i>Schéma de ferrailage des poteaux sous-sol,entre sol 1&2,RDC, 1^{er} étage.</i>	121
Figure V. 4. <i>Schéma de ferrailage des poteaux 2,3,4,5^{ème} étages</i>	121
Figure V. 5. <i>Schéma de ferrailage des poteaux 6,7^{ème} étages et duplex</i>	122
Figure V. 6. <i>Disposition construtives des portiques</i>	124

Figure V. 7. <i>La zone nodale.</i>	130
Figure V. 8. <i>Formation de rotule plastiques.</i>	130
Figure V. 9. <i>Schéma de ferrailage des poutres secondaires</i>	133
Figure V. 10. <i>Schéma d'un voile pleine.</i>	135
Figure V. 11. <i>Schéma des contraintes.</i>	139
Figure V. 12. <i>Zone tendu et courantes dans les voiles.</i>	140
Figure VI. 1. <i>Semelle isolée.</i>	147
Figure VI. 2. <i>Les différentes files des semelles filantes.</i>	147
Figure VI. 3. <i>Semelle filante.</i>	148
Figure VI. 4. <i>Radier nervurer.</i>	150
Figure VI. 5 <i>Ferrailage du radier.</i>	155
Figure VI. 6. <i>Schéma des lignes de ruptures.</i>	156
Figure VI. 7. <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X...</i>	157
Figure VI. 8. <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y...</i>	157
Figure VI. 9. <i>Schéma statique de la nervure selon X-X.</i>	158
Figure VI. 10. <i>Schéma statique de la nervure selon Y-Y.</i>	159
Figure VI. 11. <i>Schéma des nervures.</i>	161
Figure VI. 12. <i>Ferrailage des nervures sens X-X.</i>	163
Figure VI. 13. <i>Ferrailage des nervures sens y-y.</i>	163
Figure VI. 14. <i>Poussé des terres sur le voiles périphériques.</i>	164
Figure VI. 15. <i>Ferrailage du voile périphérique.</i>	167

Liste des tableaux

Tableau I- 1. <i>fe en fonction du type d'acier.</i>	12
Tableau I- 2. <i>Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.</i>	14
Tableau II- 1. <i>Dimension préliminaire des poteaux et leurs poids propre.</i>	23
Tableau II- 2. <i>Evaluation des charges revenant au plancher étage courant.</i>	23
Tableau II- 3. <i>Evaluation des charges revenant au plancher dalle pleine.</i>	24
Tableau II- 4. <i>Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.</i>	24
Tableau II- 5. <i>Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.</i>	24
Tableau II- 6. <i>Evaluation des charges revenant au balcons en dalle pleine.</i>	25
Tableau II- 7. <i>Evaluation des charges revenant au palier des escaliers.</i>	25
Tableau II- 8. <i>Evaluation des charges revenant au volées.</i>	25
Tableau II- 9. <i>Evaluation des charges revenant au mur extérieur.</i>	26
Tableau II- 10. <i>Descente de charge du poteau (p1)</i>	29
Tableau II- 11. <i>Descente de charge du poteau (p2).</i>	31
Tableau II- 12. <i>Vérification de la compression.</i>	32
Tableau II- 11. <i>Vérification au flambement</i>	34
Tableau II- 11. <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	35
Tableau III- 1. <i>Les différents types de poutrelles.</i>	36
Tableau III- 2. <i>Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles</i>	39
Tableau III- 3. <i>Sollicitations dans les différents type de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher.</i>	43
Tableau III- 4. <i>Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU eet l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible</i>	44
Tableau III- 5. <i>Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux.</i>	44
Tableau III- 6. <i>Ferraillage des poutrelles plancher étage courant.</i>	49
Tableau III- 7. <i>Ferraillage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.</i>	49
Tableau III- 8. <i>Vérification de l'état limite de compression du béton.</i>	51
Tableau III- 9. <i>Schéma de ferraillage des poutrelles</i>	55
Tableau III- 10. <i>Calcul des sollicitations</i>	57
Tableau III- 11. <i>Calcul des sollicitations à l'ELU.</i>	59
Tableau III- 12. <i>Evaluation de la flèche dans le 2éme type de dalle.</i>	62
Tableau III- 13. <i>Sollicitations maximales dans les dalles pleines.</i>	63
Tableau III- 14. <i>Vérification de l'effort tranchant.</i>	63
Tableau III- 15. <i>Calcul de ferraillage à l'ELU.</i>	63
Tableau III- 16. <i>Vérification des contraintes à l'ELS .</i>	64
Tableau III- 17. <i>Vérification de la flèche à l'ELS.</i>	66
Tableau III- 18. <i>Ferraillage de la poutre de chainage.</i>	68
Tableau III- 19. <i>Vérification des contraintes</i>	69
Tableau III- 20. <i>Résumé des résultats de ferraillage.</i>	71
Tableau III- 21. <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	72
Tableau III- 22. <i>Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.</i>	72

Tableau III- 23. <i>Résumé des résultats de ferrailage.</i>	74
Tableau III- 24. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	75
Tableau III- 25. <i>Résumé des résultats de ferrailage.</i>	77
Tableau III- 26. <i>Vérification des contraintes à l'LES</i>	78
Tableau III- 27. <i>Evaluation de la flèche dans la partie 1 l'escalier</i>	78
Tableau III- 28. <i>Résumé des résultats de ferrailage.</i>	80
Tableau III- 29. <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	81
Tableau III- 30. <i>Différentes combinaisons à utiliser.</i>	83
Tableau III- 31. <i>Evaluation des charges et des surcharges.</i>	88
Tableau III- 32. <i>Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.</i>	89
Tableau III- 33. <i>Ferrailage de la dalle d'ascenseur.</i>	89
Tableau III- 34. <i>Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines</i>	92
Tableau IV- 1. <i>Valeur des pénalités.</i>	97
Tableau IV- 2. <i>Période et taux de participation des masses modales.</i>	101
Tableau IV- 3. <i>Vérification des Interactions sous charges verticales</i>	103
Tableau IV- 4. <i>Vérification des Interactions sous charges horizontales.</i>	104
Tableau IV- 5. <i>Vérification de l'effort tranchant à la base.</i>	104
Tableau IV- 6. <i>Vérification de l'effort normal réduit.</i>	105
Tableau IV- 7. <i>Vérification des déplacements pour le sens X-X.</i>	106
Tableau IV- 8. <i>Vérification des déplacements pour le sens Y-Y</i>	106
Tableau IV- 9. <i>Vérification de l'effet P-Δ.</i>	107
Tableau V- 1. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.</i>	110
Tableau V- 2. <i>Sollicitations dans les poteaux.</i>	112
Tableau V- 3. <i>Armatures longitudinales dans les poteaux.</i>	115
Tableau V- 4. <i>Armatures transversales des poteaux.</i>	116
Tableau V- 5. <i>Vérification du flambement des poteaux.</i>	117
Tableau V- 6. <i>Vérification des contraintes dans le béton.</i>	119
Tableau V- 7. <i>Vérification des contraintes de cisaillement.</i>	119
Tableau V- 8. <i>Les zones nodales dans les poteaux</i>	120
Tableau V- 9. <i>Ferrailage des poutres principales</i>	126
Tableau V- 10. <i>Ferrailage des poutres secondaires</i>	126
Tableau V- 11. <i>Vérification des contraintes tangentielles.</i>	128
Tableau V- 12. <i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.</i>	128
Tableau V- 13. <i>Vérification de la contrainte limite de béton</i>	129
Tableau V- 14. <i>Moment résistant dans les poteaux</i>	131
Tableau V- 15. <i>Moment résistant dans les poutres principales.</i>	131
Tableau V- 16. <i>Moment résistant dans les poutres secondaires</i>	132
Tableau V- 17. <i>Vérification des zones nodales dans le sens principale.</i>	132
Tableau V- 18. <i>Vérification des zones nodales dans le sens secondaire.</i>	132
Tableau V- 19. <i>Sollicitations dans le voile du sous-sol</i>	137
Tableau V- 20. <i>Ferrailage du voile Vyl</i>	141

Tableau V- 21. <i>Ferraillage du voile Vy2,3</i>	142
Tableau V- 22. <i>Ferraillage du voile Vy4</i>	143
Tableau V- 23. <i>Ferraillage du voile Vy5</i>	144
Tableau V- 24. <i>Ferraillage du voile Vx2</i>	141
Tableau VI- 1. <i>Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.</i>	148
Tableau VI- 2. <i>Tableau du ferraillage de radier.</i>	154
Tableau VI- 3. <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	155
Tableau VI- 4. <i>Calcul des armatures à l'ELS.</i>	155
Tableau VI- 5. <i>Les chargements sur les travées sens X-X.</i>	158
Tableau VI- 6. <i>Les chargements sur les travées sens Y-Y.</i>	159
Tableau VI- 7. <i>Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.</i>	159
Tableau VI- 8. <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.</i>	160
Tableau VI- 9. <i>Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.</i>	160
Tableau VI- 10. <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.</i>	160
Tableau VI- 11. <i>Calcul des ferrailages.</i>	161
Tableau VI- 12. <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	162
Tableau VI- 13. <i>Calcul des armatures a l'ELS.</i>	162
Tableau VI- 14. <i>Ferraillage des voiles périphériques.</i>	165
Tableau VI- 15. <i>Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	167
Tableau VI- 16. <i>Calcule des armatures à l'ELS.</i>	167

INTRODUCTION GENERALE

Depuis, l'aube de l'humanité l'homme a toujours cherché à exploiter à son avantage les lois de la nature. Il a tout fait, et très bien réussi, pour avoir chaud quand il fait froid, pour s'éclairer la nuit, pour manger et boire, pour se mettre à l'abri des divers débordements de la nature. Mais l'environnement est resté dangereux pour l'homme. Bien que le progrès technique ait certes amélioré les choses dans beaucoup de domaines, il est loin d'avoir fait disparaître toute menace. On n'est plus dévoré par l'ours des cavernes mais on est très exposé aux éléments naturels.

De tous ces derniers, les destructions produites par les séismes et les pertes de vies humaines qui en résultent ont de tout temps frappé les esprits. La soudaineté, l'imprévisibilité et l'ampleur des catastrophes sismiques ont souvent conduit à des attitudes fatalistes des populations concernées.

Face à tous ces risques, la quête scientifique de l'humanité a alors consisté à accumuler une expérience et à construire des modèles prévisionnels donnant aujourd'hui, non pas à un homme, mais collectivement aux ingénieurs, la possibilité d'assumer devant la société les risques des constructions civiles avec des succès réels.

Mais ce n'est cependant pas le seul critère le niveau de sécurité dépend aussi d'une optimisation économique donc l'ingénieur aborde ses tâches de manière structurée et systématique. Il prend la mesure de situations complexes, puis propose une solution appropriée. En prenant directement la responsabilité de la sécurité de ces ouvrages et on minimisant au maximum les coûts de la construction.

Notre travail consiste on l'étude d'un bâtiment composé de d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, deux entre sols, et de sept étages en duplex. L'objectif de cette étude et de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres :

- ✓ Le premier est consacré à définir les caractéristiques géométriques, mécaniques et géotechniques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses du calcul.
- ✓ Le deuxième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre consiste on l'étude des éléments non structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre est réservé à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment en utilisant le logiciel **SAP2000 Version 14**.
- ✓ Le cinquième chapitre traite les éléments structuraux.
- ✓ A la fin, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure qui est appuyée sur des données géotechniques et on termine par une conclusion qui synthétise notre travail.

I.1. Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+07, cette structure est destinée à l'usage d'habitation composé de :

- Sous-sol destiné à être un parking.
- deux Entre sols avec un logement pour chacun.
- Rez-de-chaussée et sept étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau (Étage sept en duplex).

Le Bâtiment est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe **2B**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

I.2.1. Détail sur l'ouvrage

Notre bâtiment est composé de deuze appartements dans sept en F3 avec un en duplex au 7^{ème} niveau, et de cinq en F4 avec un en duplex au 7^{ème} niveau.

I.2.2. Données de Site

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 180 logements promotionnels, projetés au lieu-dit : **Tabouda Village Smina** wilaya de **Bejaia**, qui est situé sur un terrain en forme de pente, sa géologie est constituée essentiellement des argiles marneuses en surface, qui reposent sur des marnes schisteuses moyennement consolidées, en profondeur. D'après le sondage réalisé sur l'assiette du projet, la formation géologique du site confirme cette donnée par la carte géologique.

- La contrainte admissible du sol : **$\sigma=1,8$ bars**
- L'ancrage minimal des fondations : **D=3,50 m**

I.2.3. Description architecturale et géométriques

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en annexe, présente les caractéristiques suivantes :

- Une longueur de : 16,76 m.
- Une largeur de : 16,00 m.
- Une hauteur totale de : 31,68 m.
- La hauteur du RDC et des étages : 2,88 m.
- La hauteur de l'entre sol 1 : 2.88 m.
- La hauteur de l'entre sol 2 : 2.88 m.
- La hauteur du sous-sol : 2,88 m.

I.3. Choix du contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003) Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4. Situation du Projet

Ces limites sont les suivantes :

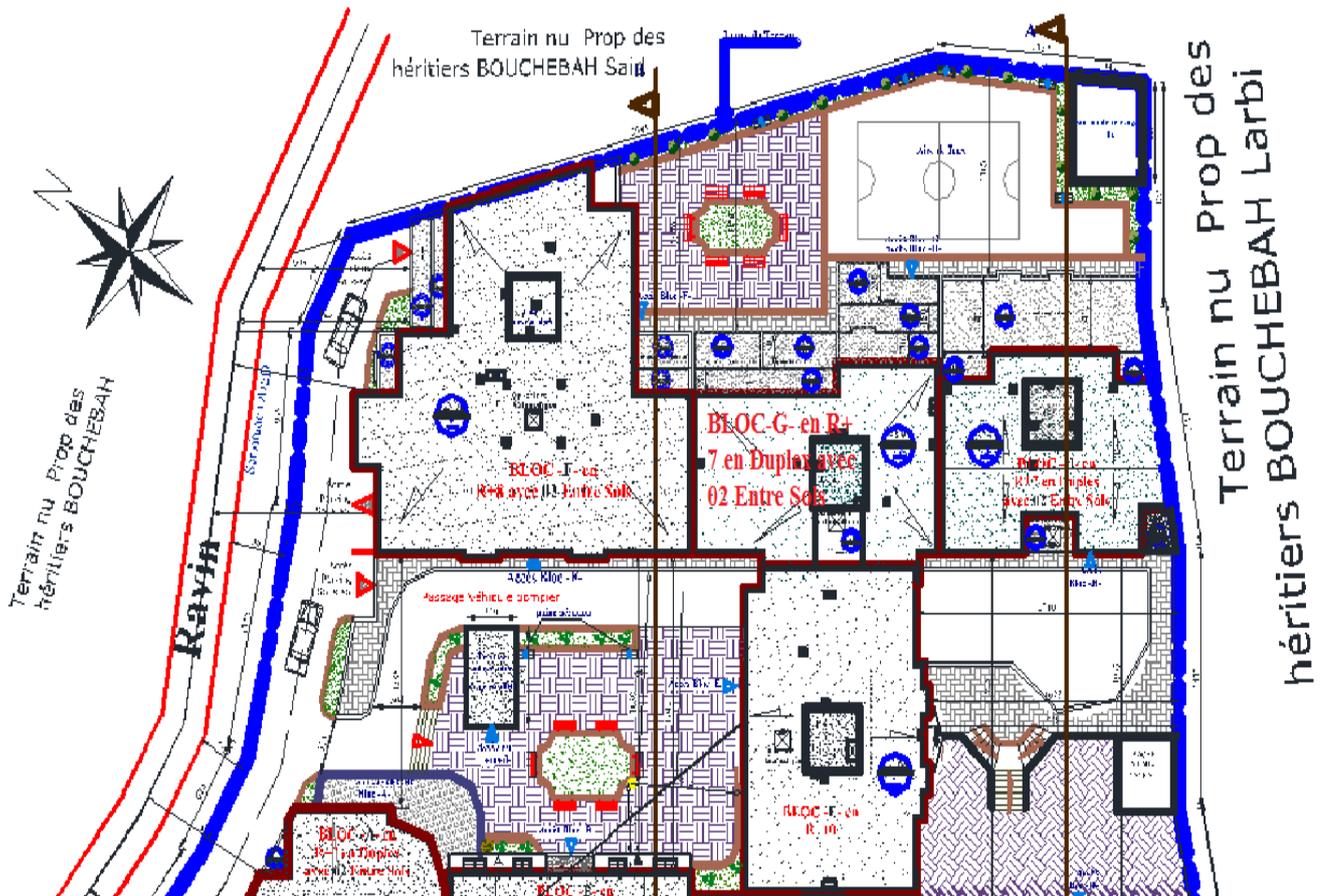


Figure I.1. Plan de Masse.

I.5. Description structurale

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

❖ **L'infrastructure** :

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.6. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

I.7. Les états limites

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,.....

I.8. Hypothèse de calcul

I.8.1. E.L.U : Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.

7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.8.2. E.L.S : Selon le **BAEL91 (article A.4.5)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence

acier-béton.

4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.9. Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.9.1. Les différents types d'actions

➤ **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

I.10. Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'actions à l'ELU CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{max}+G_{min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable de base.

Q i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ G+Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

Avec :- G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

I.11. Les matériaux

I.11.1. Béton : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (**BAEL91 ; art B.1.1**).

Caractéristiques mécaniques du béton

a) Résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1})$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1})$$

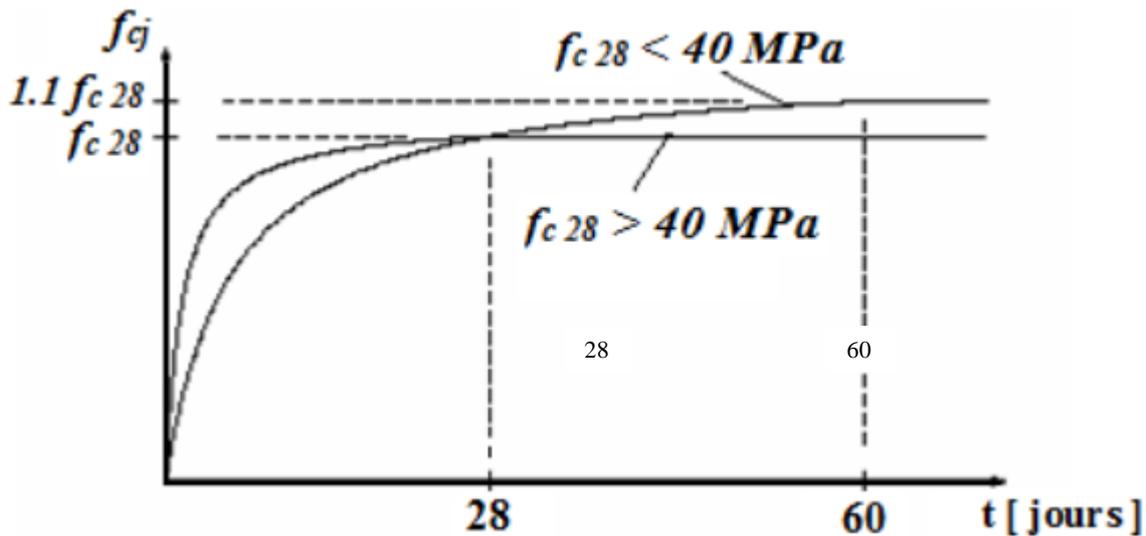


Figure I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2)}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) **BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module de déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad \text{BAEL91}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

e) Module déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3)

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

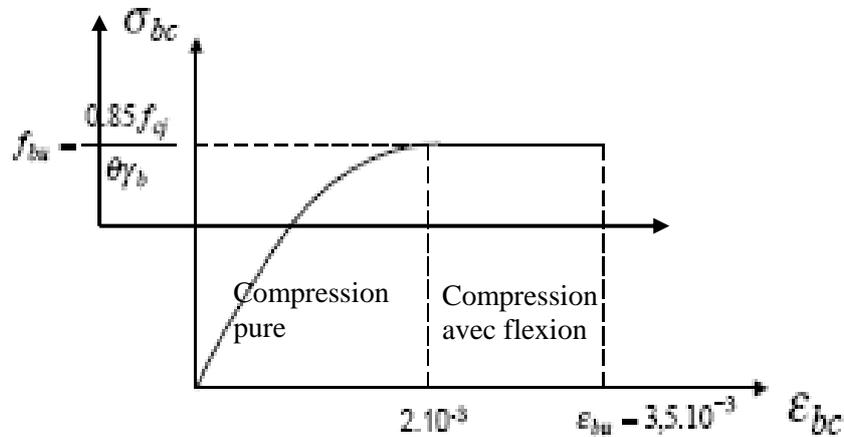
Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc}):



FigureII.3. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5(\text{cas courants}) \\ 1.15(\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.11.2. Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

I.11.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s**

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

✓ **Cas 1** : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

✓ **Cas2** : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

✓ **Cas 3** : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

I.11.2.2. Principales armatures utilisées

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

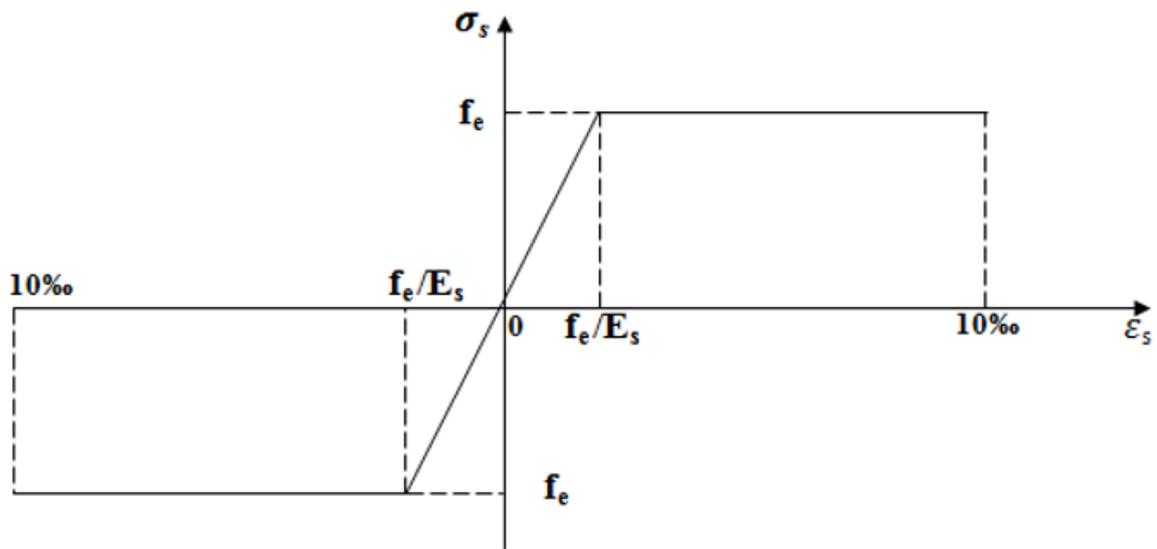
Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.11.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2*10^5 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).



FigureI.4. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.12. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
		400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	348
		/
	Contrainte à l'ELS : *FPN *FN *FTN	240
		176

Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

II.1. Introduction

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble des éléments porteurs nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...)

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

A. Planchers à corps creux

Ils comportent les entrevous, des poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

- **Dimensionnement**

D'après le **BAEL**(*article 6.8.4.2.4*) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

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

h_t : Hauteur du plancher.

Selon la vue en plan (**Figure II.2**)

$$L_{\max} = 435 - 30 = 405 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = 18 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

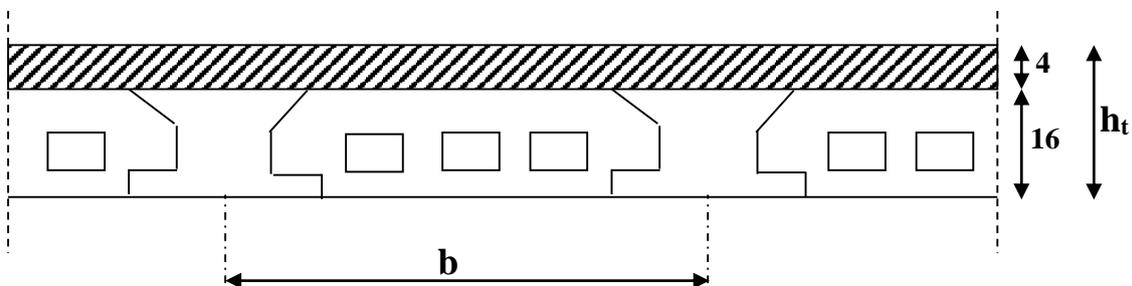


Figure. II.1. Coupe du plancher à corps creux.

✓ **Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

✓ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous :

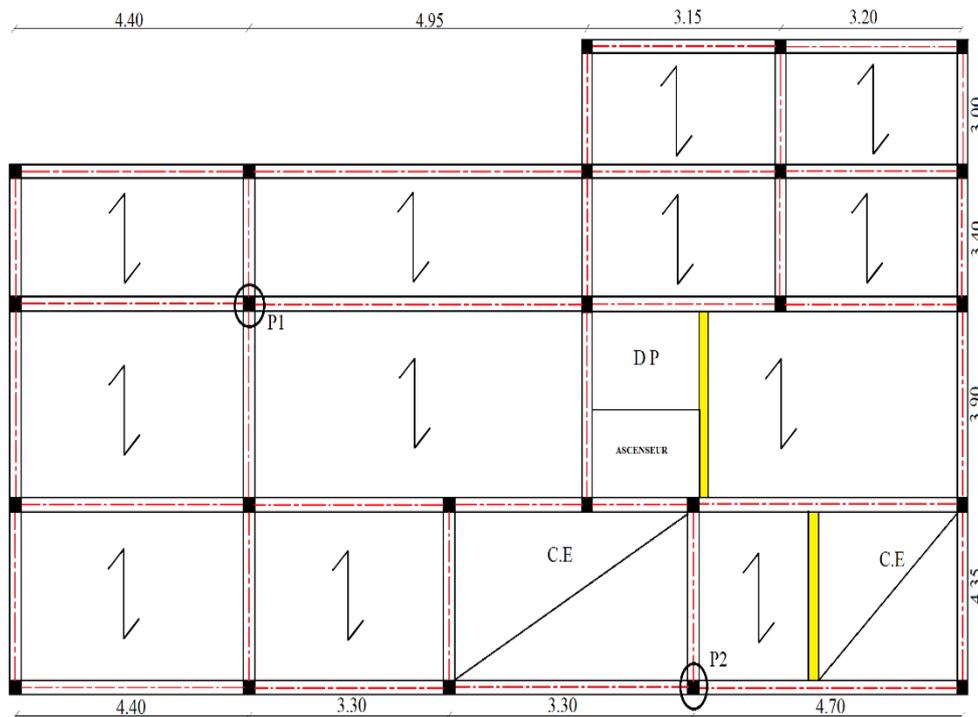


Figure. II.2. Disposition des poutrelles.

✓ **Dimensionnement des poutrelles**

• **Détermination de la largeur de la table de compression**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

h : Hauteur du plancher = 16cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus des deux poutrelles.

l_y : Distance minimale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$$l_x = 55\text{cm} \quad l_y = 270\text{cm}.$$

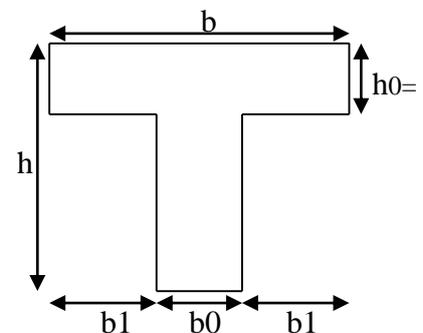


Figure II.3. Section transversale d'une poutrelle.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27,5;27)$$

Soit : $b_1 = 27\text{cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27 + 10 = 64\text{cm}$$

Soit : $b=60\text{cm}$

B. Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

✓ **Critère de résistance**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

✓ **Coupe-feu**

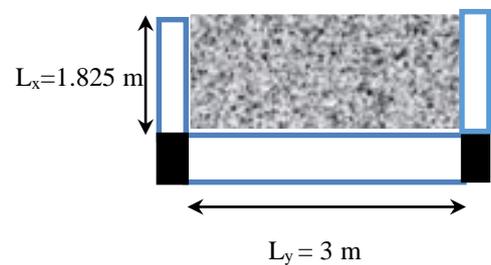
$$e \geq 7\text{cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

Notre projet comporte 3 types de dalle pleine :

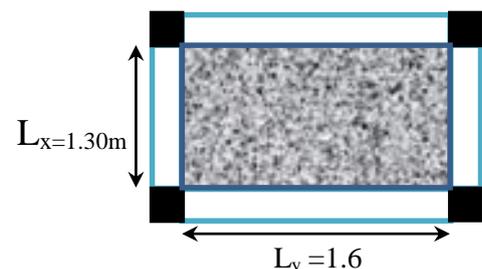
➤ **Dalle sur 3 appuis** (tous les niveaux)

$$\rightarrow \frac{182.5}{45} \leq e \leq \frac{182.5}{40} \Rightarrow 4.05 \leq e \leq 4.56\text{ cm}$$



➤ **Dalle sur 4 appuis** (Dalle local machine)

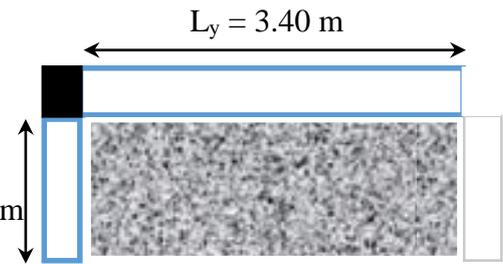
$$\rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2.88 \leq e \leq 3.25\text{ cm}$$



➤ **Dalle sur 2 appuis** (Du 1^{er} étage au duplex)

$$\rightarrow e \geq \frac{172,5}{20} \Rightarrow e \geq 8,62\text{cm}$$

$L_x = 1,725\text{m}$



L'épaisseur est déterminée par la condition de coupe -feu.

On opte pour $e = 14\text{cm}$.

II.2.2. les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

H : hauteur de volées.

L_0 : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche.

Dans notre projet on a plusieurs types d'escalier :

- **Type I** : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos (démarrant de l'entre sol 1 au RDC) :

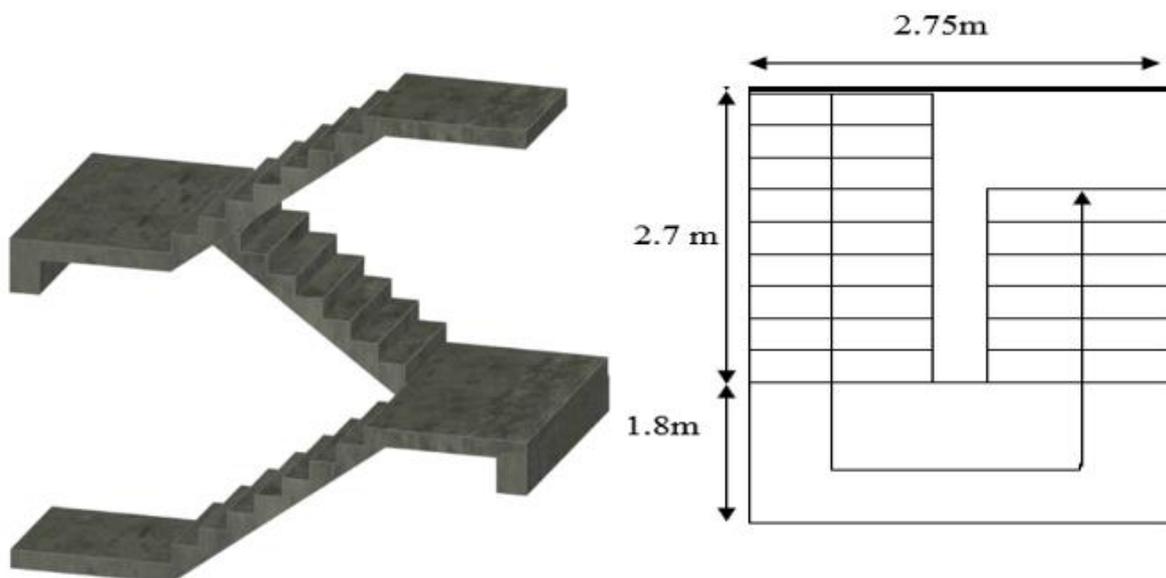


Figure II.4. Escalier du RDC.

Pour la volée 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11\text{cm pour deux heures de coupe de feu} \end{array} \right.$$

$$H=1.7\text{m} \quad L_0=2.7\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.19\text{m}.$$

$$L=L_p+L_v= 3.19+1.80=4.99 \text{ m}$$

$$\frac{499}{30} \leq e \leq \frac{499}{20}$$

$$\Rightarrow 16.33 \leq e \leq 24.95\text{cm} \text{ Soit } e = 17\text{cm}.$$

L'angle α :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{170}{270} = \frac{34}{60} = 0.629$$

$$\alpha = 32.16^\circ$$

Pour la volée 2 :

L'angle α :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{272}{450} = \frac{34}{60} = 0.6$$

$$\alpha = 30.96^\circ$$

- **Type II** : escaliers à trois volées droites à double quartier tournant (démarrant de sous-sol au 7^{ème} étage) :

$$g = 30\text{cm}, \text{ et } h = 17\text{cm}.$$

✓ Pour volées 1 et 3 on a :

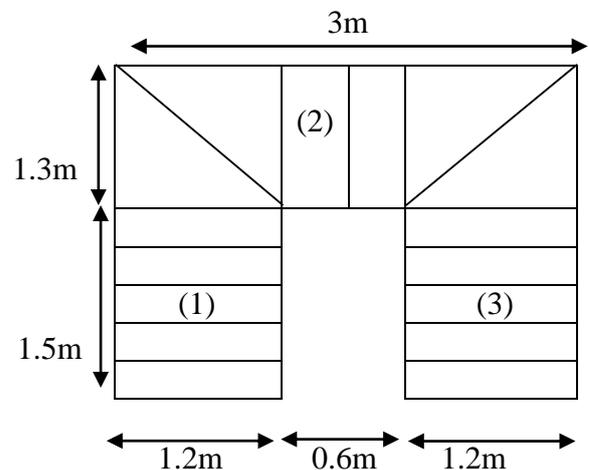
$$L_0=1.5\text{m}$$

$$H=1.02\text{m}$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 1.81\text{m}.$$

$$L_p=1.20\text{m}$$

$$L=L_v+L_p=1.81+1.20+1.30=4.31\text{m}$$



L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11\text{cm pour deux heures de coup de feu} \end{cases}$$

$$\Rightarrow 14.37\text{cm} \leq e \leq 21.55\text{cm} \text{ Soit } e = 17\text{cm.}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68$$

$$\alpha = 34.21^\circ$$

✓ Pour la volée 2 on a :

$$H=0.34\text{m} \quad L_0=0.6\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{34}{60} = 0.566$$

$$\alpha = 29.5^\circ$$

II.2.3. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

On prend $H=60\text{cm}$.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2$$

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

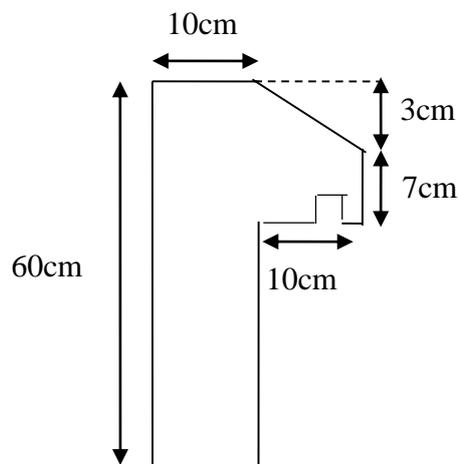


Figure II.6. Dimension de l'acrotère.

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Les poutres

A. Les poutres principales

Sur lesquelles les poutrelles sont disposées perpendiculairement, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Est la longueur maximale entre nus d'appuis où :

$$L_{\max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h \leq 46.5 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

✓ Vérifications

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.5.1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 35 = 1.142 < 4 \end{array} \right.$$

la condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :
 $b \times h = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

B. Les poutres secondaires

Sur lesquelles les poutrelles sont disposées perpendiculairement, leur hauteur est donnée par :

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

L_{\max} : Est la longueur maximale entre nus d'appuis où :

$$L_{\max} = 435 - 30 = 405 \text{ cm.} \quad \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm.}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre , h : hauteur de la poutre.

✓ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots(2).$ *RPA (article 7.7.1)*
- $L \geq 4 e \dots\dots\dots(3).$

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

On a la même hauteur pour tous les niveaux donc :

$$e \geq \max \left[\frac{268}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$$\Rightarrow e \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$e = 15\text{cm pour tous les niveaux.}$$

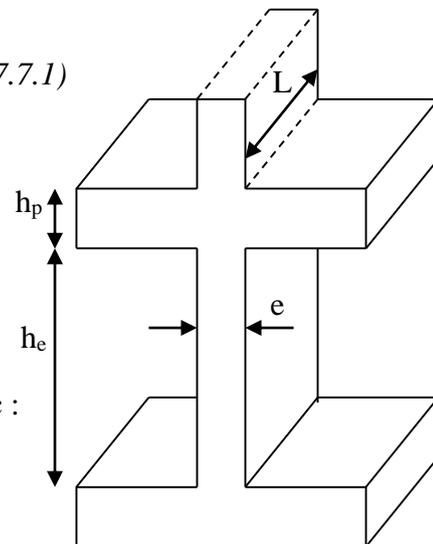


Figure.II.7. Coupe de voile en élévation.

II.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

Les exigences de RPA { $\min(b,h) \geq 25\text{cm}$
 $\min(b,h) \geq h_e/20 \text{ cm.}$ **RPA (Article 7.4.1)**
 En zone II. a $0.25 < b/h < 4$

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

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Pour des poteaux carrés:

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre g(KN) $g = h b H_e \gamma_c$
sous-sol et Entre sol2	60*60	19.8
entre sol 1 et RDC	55*55	16.2
Etages 1,2 et 3	50*50	12.96
Etages 4,5 et 6	45*45	10.08
Etages 7 et duplex	40*40	7.56

Tableau II.1. Dimensions préliminaire des poteaux et leurs poids propre.

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

$H_e = 2.88\text{m}$: hauteur du poteau.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

- Plancher à corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de Sable	0.02	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.85
Enduit de ciment	0.015	0.27
Total charges permanentes	G = 5.28 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 KN/m²	

Tableau II.2. Evaluation des charges revenant au plancher Etage courant (16+4).

- Plancher en dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de ciment	0.015	0.27
Revêtement en carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
cloison	/	1
Total charges permanentes	G = 5.93 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 2.5 KN/m²	

Tableau II.3. Evaluation des charges et revenant au plancher en dalle pleine.

- Terrasse inaccessible à corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	0.8
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.01
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à corps creux(16+4)	0.20	2.85
Enduit de ciment	0.015	0.27
Total charges permanentes	G = 6.25 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 KN/m²	

Tableau II.4. Evaluation des charges revenant au plancher Terrasse inaccessible à corps creux (16+4).

- Terrasse inaccessible en dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	0.8
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.01
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de ciment	0.015	0.27
Total charges permanentes	G = 6.9 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 KN/m²	

Tableau II.5. Evaluation des charges et revenant au plancher Terrasse inaccessible en dalle pleine.

• Balcons

Désignation des éléments	Epaisseur ‘e’ (m)	Poids ‘G’ (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.12	3.00
Enduit de ciment	0.015	0.27
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Total charges permanentes	G = 4.43 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 KN/m²	

Tableau II.6. Evaluation des charges revenant aux balcons en D.P.

• Palier

Désignation des éléments	Type 1	
	Epaisseur (m)	Poids ‘G’ (KN/m ²)
Poids de la dalle	0.17	4.25
Mortier de pose	0.02	0.4
Carrelage	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27
Total charges permanentes	G = 5.68 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 2.5 KN/m²	

Tableau II.7. Evaluation des charges revenant au palier des escaliers.

• Volées

	couches	epaisseur	Type 1		type 2	
			‘G’Volée1	‘G’Volée2	‘G’Volée1	‘G’Volée2
1	Volées	$e/\cos\alpha$	5.02	4.95	5.14	4.88
2	carrelage	H	0.4	0.4	0.4	0.4
		V	0.02h/g	0.23	0.23	0.23
3	Mortier de pose	H	0.4	0.4	0.4	0.4
		V	0.02h/g	0.23	0.23	0.23
4	Enduit de ciment	$0.015/\cos\alpha$	0.31	0.31	0.32	0.32
5	Poids des marches	h/2	1.87	1.87	1.87	1.87
6	Garde de corps	/	0.6	0.6	0.6	0.6
			9.06	8.39	9.19	8.93

Tableau II.8. Evaluation des charges revenant aux volées.

- Mur extérieur

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.015	0.27
Briquescreuses	0.15	1.30
Briquescreuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27
Total charges permanentes	G = 2.74 KN/m²	

Tableau II.9. Evaluation des charges revenant au mur extérieur.

➤ La descente de charge

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression

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

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

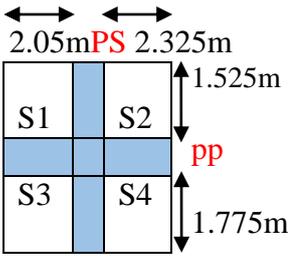
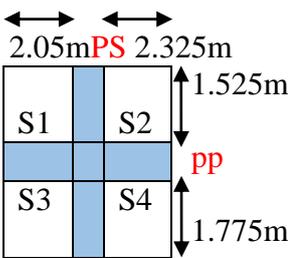
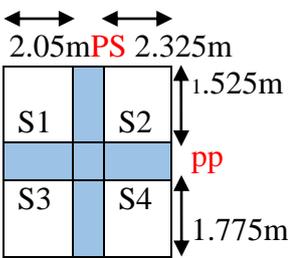
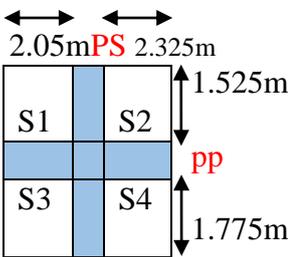
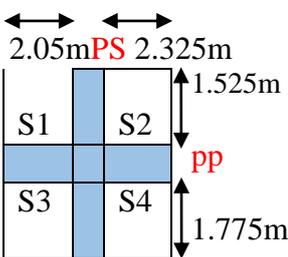
Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

La descente de charge va se faire pour les poteaux (P1) et (P2) car ce sont ceux qui présentent les configurations les plus défavorables (voir Figure II.2) en se référant à la surface afférente.

Calcul des charges revenantes au poteau (P1)

Niv	Surface afférente	S	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0		$S_1=3.64 \text{ m}^2$ $S_2=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=7.77 \text{ m}^2$	Plancher corps creux Acrotère Poutres Poteaux Total	48.5625 10.238 19.97 8.82 87.5905	7.77 0 0 0 7.77
N1		$S_1=3.64 \text{ m}^2$ $S_2=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=7.77 \text{ m}^2$	Venant de N0 Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	87.5905 41.02 19.97 8.82 157.4005	11.65 0 0 19.42
N2		$S_1=2.87 \text{ m}^2$ $S_2=3.25 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=13.89 \text{ m}^2$	Venant de N0 Plancher corps creux Acrotère Poutres Poteaux Total	157.4005 73.34 10.238 23.64 11.52 276.1385	20.83 0 0 0 38.626
N3		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N0 Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	276.1385 76.24 23.97 11.52 387.8685	21.66 0 0 56.496
N4		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N0 Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	387.8685 76.24 23.97 14.58 502.6585	21.66 0 0 72.2
N5		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N0 Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	502.6585 76.24 23.97 14.58 617.4485	21.66 0 0 85.738

N6		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N ₀ Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	617.4485 76.24 23.97 14.58 732.2385	21.66 0 0 97.11
N7		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N ₀ Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	732.2385 76.24 23.97 18 850.4485	21.66 0 0 108.28
N8		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N ₀ Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	850.4485 76.24 23.97 18 968.6585	21.66 0 0 119.37
N9		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N ₀ Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	968.6585 76.24 23.97 18 1086.8685	21.66 0 0 130.56
N10		$S_1=3.13 \text{ m}^2$ $S_2=3.54 \text{ m}^2$ $S_3=3.64 \text{ m}^2$ $S_4=4.13 \text{ m}^2$ $S_T=14.44 \text{ m}^2$	Venant de N ₀ Plancher corps creux Poutres Poteaux Total	1086.8685 76.24 23.97 21.78 1208.8585	21.66 0 0 141.51

N11		$S_1=3.13 \text{ m}^2$	Venant de N_0	1208.8585	
		$S_2=3.54 \text{ m}^2$	Plancher corps creux	76.24	21.66
		$S_3=3.64 \text{ m}^2$	Poutres	23.97	0
		$S_4=4.13 \text{ m}^2$	Poteaux	21.78	0
		$S_T=14.44 \text{ m}^2$	Total	1330.8485	152.41

Tableau II.10. Descente de charge du poteau (P1).

Calcul des charges revenantes au poteau (P2)

Niv	Surface afférente		Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0		$S=S1_{CC}+S2_{DP}=4.2+3.6225$ $=7.8225\text{m}$ $G_{acr}=5.852*2=11.704$ $G_{pp}=2.1*0.35*0.4*25$ $=7.35\text{KN}$ $G_{ps}=3.725*0.3*0.35*25$ $=9.778\text{KN}$	Plancher corps creux Plancher DP Acrotère Poutres Poteaux Total	26.25 24.9952 11.704 17.128 8.82 88.8972	3.6225 0 0 0 0 7.8225
N1		$S=S1+S2+S3+S4=3+4.2$ $+2.5875+3.6225=$ $G_1=3.6,25=18,75\text{KN}$ $G_2=5,28.4,2=6,3\text{KN}$ $G_3=2,5875.6,9=17,8538$ $G_4=3,6225.5,93=21,4814$ $G_{acr}=1,5.2=3\text{KN}$ $G_{pp}=3,6.0,35.0,4.25=12,6$ $G_{ps}=3,725.0,3.0,35.25=9,7$	Venant de N_0 Plancher corps creux Plancher DP Acrotère Poutres Poteaux Total	88.8972 40.926 39.3352 3 22.378 8.82 203.3564	12.55 11.64 0 0 0 32.012
N2		$S_1=4,2\text{m}$ $S_2=3,6225\text{m}$ $S_{volée1}=2,25\text{m}^2$ $S_{volée2}=1,95\text{m}^2$ $S_{palier}=1,5375\text{m}^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176\text{KN}$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562\text{KN}$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$	Venant de N_1 Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total	203.3564 22.176 21.4814 46.824 22.378 11.52 327.7358	6.3 9.0562 14.343 0 0 59.017
N3		$S_1=4,2\text{m}$ $S_2=3,6225\text{m}$ $S_{volée1}=2,25\text{m}^2$ $S_{volée2}=1,95\text{m}^2$ $S_{palier}=1,5375\text{m}^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176\text{KN}$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562\text{KN}$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$	Venant de N_2 Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total	327.7358 22.176 21.4814 46.824 22.378 11.52 452.1152	6.3 9.0562 14.343 0 0 83.053

N4		$S_1=4,2m$ $S_2=3,6225m$ $S_{volée1}=2,25m^2$ $S_{volée2}=1,95m^2$ $S_{palier}=1,5375m^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176KN$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562KN$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$	Venant de N ₃ Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total	452.1152 22.176 21.4814 46.824 22.378 14.58 579.5546	6.3 9.0562 14.343 0 0 104.11
N5		$S_1=4,2m$ $S_2=3,6225m$ $S_{volée1}=2,25m^2$ $S_{volée2}=1,95m^2$ $S_{palier}=1,5375m^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176KN$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562KN$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$	Venant de N ₄ Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total	579.5546 22.176 21.4814 46.824 22.378 14.58 706.994	6.3 9.0562 14.343 0 0 122.21
N6		$S_1=4,2m$ $S_2=3,6225m$ $S_{volée1}=2,25m^2$ $S_{volée2}=1,95m^2$ $S_{palier}=1,5375m^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176KN$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562KN$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$	Venant de N ₅ Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total	706.994 22.176 21.4814 46.824 22.378 14.58 834.4334	6.3 9.0562 14.343 0 0 137.33
N7		$S_1=4,2m$ $S_2=3,6225m$ $S_{volée1}=2,25m^2$ $S_{volée2}=1,95m^2$ $S_{palier}=1,5375m^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176KN$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562KN$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$	Venant de N ₆ Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total	834.4334 22.176 21.4814 46.824 22.378 18 965.2928	6.3 9.0562 14.343 0 0 152.32

<p>N8</p>		<p>$S_1=4,2m$ $S_2=3,6225m$ $S_{volée1}=2,25m^2$ $S_{volée2}=1,95m^2$ $S_{palier}=1,5375m^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176KN$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562KN$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$</p>	<p>Venant de N7 Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total</p>	<p>965.2928 22.176 21.4814 46.824 22.378 18 1096.152</p>	<p>6.3 9.0562 14.343 0 0 167.26</p>
<p>N9</p>		<p>$S_{1cc}=3,1m$ $S_{DP}=2,6737m$ $S_{volée1}=2,25m^2$ $S_{volée2}=1,95m^2$ $S_{volée3}=1,365 m^2$ $S_{palier}=1,5375m^2$ $G_1=5,28.4,2=22,176KN$ $G_2=3,6225.2,5=9,0562KN$ $G_{volée1}=2,25.9,19=20,6775$ $G_{volée2}=1,95.8,93=17,4135$ $G_{palier}=1,5375.5,68=8,733$</p>	<p>Venant de N8 Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total</p>	<p>1096.152 16.368 15.8553 62.4123 24.878 18 1233.665</p>	<p>4.65 6.6844 17.756 0 0 182.02</p>
<p>N10</p>		<p>$S_{cc}=3,1m^2$; $S_{DP}=2,6737m^2$ $S_{v1}=2,25m^2$; $S_{v2}=1,95m^2$ $S_{v3}=2.0,35=0,7m^2$ $S_{p2}=1,8.0,35=0,63m^2$ $G_{pp}=12,6KN$ $G_{ps}=9,778KN$ $G_{chai}=0,25.2.25.2=2,5KN$</p>	<p>Venant de N9 Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total</p>	<p>1233.665 16.368 15.8553 59.6564 24.878 21.78 1372.203</p>	<p>4.65 6.6844 15.918 0 0 195.30</p>
<p>N11</p>		<p>$S_{cc}=3,1m^2$; $S_{DP}=2,6737m^2$ $S_{v1}=2,25m^2$; $S_{v2}=1,95m^2$ $S_{v3}=2.0,35=0,7m^2$ $S_{p2}=1,8.0,35=0,63m^2$ $G_{pp}=12,6KN$ $G_{ps}=9,778KN$ $G_{chai}=0,25.2.25.2=2,5KN$</p>	<p>Venant de N10 Plancher corps creux Plancher DP Escalier Poutres Poteaux Total</p>	<p>1372.203 16.368 15.8553 59.6564 24.878 21.78 1510.741</p>	<p>4.65 6.6844 15.918 0 0 200.77</p>
<p style="text-align: center;">ELU</p> <p>Effort normal à la base du Poteau 1.35G=2039.5KN Nu= 2340.6648KN 1.5Q =301.16KN</p>					

Tableau II.11. Descente de charge du poteau (P2).

Les calculs montrent que le poteau P2 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1510.7412KN, Q_{totale} = 200.7761KN$$

II.5.1. vérification

➤ **L'effort normal ultime**

$$Nu=2340.6648$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$.

L'effort normal maximum N=2340.6648KN.

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 2340.6648 = 2574.7313KN$$

➤ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2574.7313 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.181m^2$$

On a pour le poteau à la base : $B=0.55 \times 0.55=0.302 m^2$

$\Rightarrow B=0.302m^2 > 0.181m^2$condition vérifiée

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

Niveau	N _U (KN)	B(m ²)	B _{cal} (m ²)	B ≥ B _{cal}
Sous-sols	2574.7313	0.302	0.181	Vérifiée
entre sol2	2359.9733	0.302	0.166	Vérifiée
entre sol1	2132.3419	0.25	0.150	Vérifiée
RDC	1903.7779	0.25	0.134	Vérifiée
1 ^{er} niveau	1684.8018	0.202	0.119	Vérifiée
2 ^{ème} niveau	1465.7439	0.202	0.103	Vérifiée
3 ^{ème} niveau	1251.5395	0.202	0.088	Vérifiée
4 ^{ème} niveau	1032.4344	0.16	0.073	Vérifiée
5 ^{ème} niveau	808.4290	0.16	0.057	Vérifiée
6 ^{ème} niveau	584.0672	0.16	0.041	Vérifiée
7 ^{ème} niveau	354.8049	0.122	0.025	Vérifiée
duplex	144.9195	0.122	0.010	Vérifiée

Tableau II.13.vérification de la compression.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots(1) \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{1}{4} \leq b_1 \leq 4 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

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

➤ **Vérification au flambement**

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante : **CBA 93(Article B.8.2.1)**

On doit vérifier que l’effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 * l_0$: la longueur de flambement.

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

$As \geq 0.8\% * Br$ on prend $As = 1\% * Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

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

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Pour le poteau de sous-sols :

On a :

$$L_0 = 2.88 - 0.4 = 2.48 \text{ m.}$$

$$L_f = 0.7 * 2.48 = 1.737 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{55^2}{12}} = 15.8771 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{173.7}{15.8771} = 10.93 \rightarrow \alpha = 0.83373$$

$$B_{r_{cal}} = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} = \frac{2574.7313 \times 10^{-3}}{0.83373 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1403 m^2$$

$$B_{r_{cal}} = 1403.93 \text{ cm}^2$$



$B_r > B_{r_{cal}}$ Condition est vérifiée

$$B_r = (55 - 2) * (55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Type de Poteau	i(cm ²)	λ	α	N _u (KN)	B _r (cm ²)	B _{r_{cal}} (cm ²)	B _r ≥ B _{r_{cal}}
Sous-sols	15.8771	10.93	0.83373	2574.7313	2809	1403.93	Vérifiée
entre sol2	15.8771	10.93	0.83373	2359.9733	2809	1286.83	Vérifiée
entre sol1	14.4338	12.03	0.83037	2132.3419	2304	1167.42	Vérifiée
RDC	14.4338	12.03	0.83037	1903.7779	2304	1042.28	Vérifiée
1 ^{er} niveau	12.9904	13.36	0.82593	1684.8018	1849	927.35	Vérifiée
2 ^{ème} niveau	12.9904	13.36	0.82593	1465.7439	1849	806.78	Vérifiée
3 ^{ème} niveau	12.9904	13.36	0.82593	1251.5395	1849	688.88	Vérifiée
4 ^{ème} niveau	11.547	15.03	0.81976	1032.4344	1444	572.55	Vérifiée
5 ^{ème} niveau	11.547	15.03	0.81976	808.4290	1444	448.33	Vérifiée
6 ^{ème} niveau	11.547	15.03	0.81976	584.0672	1444	323.90	Vérifiée
7 ^{ème} niveau	10.1036	17.18	0.81092	354.8049	1089	198.91	Vérifiée
duplex	10.1036	17.18	0.81092	144.9195	1089	81.24	Vérifiée

Tableau II.14.vérification au flambement.

D'après le tableau précédent on voit bien que le poteau vérifié aux états limites de déformation.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B : section du poteau.

$$N_d = \text{KN} ; B = \text{m}^2$$

$$v = \frac{2340.6648 * 10^{-3}}{0.302 * 25} = 0.310 > 0.3 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Niveau	N_d (KN)	B (m ²)	V	$v \leq 0.3$
Sous-sols	$2340.6648 * 10^{-3}$	0.302	0.310	Non vérifiée
entre sol2	$2145.4303 * 10^{-3}$	0.302	0.284	Vérifiée
entre sol1	$1938.4926 * 10^{-3}$	0.25	0.310	Non Vérifiée
RDC	$1730.7012 * 10^{-3}$	0.25	0.277	Vérifiée
1 ^{er} niveau	$1531.6380 * 10^{-3}$	0.202	0.303	Non Vérifiée
2 ^{ème} niveau	$1332.4945 * 10^{-3}$	0.202	0.264	Vérifiée
3 ^{ème} niveau	$1137.7632 * 10^{-3}$	0.202	0.225	Vérifiée
4 ^{ème} niveau	$938.5767 * 10^{-3}$	0.16	0.235	Vérifiée
5 ^{ème} niveau	$734.9355 * 10^{-3}$	0.16	0.184	Vérifiée
6 ^{ème} niveau	$530.9702 * 10^{-3}$	0.16	0.133	Vérifiée
7 ^{ème} niveau	$322.5499 * 10^{-3}$	0.122	0.105	Vérifiée
Duplex	$131.7450 * 10^{-3}$	0.122	0.043	Vérifiée

Tableau II.15. vérification de l'effort normal réduit.

- La condition n'est pas vérifiée, donc on redimensionne la section des poteaux.

II.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales \Rightarrow **35*40 cm²**
- Poutres secondaires \Rightarrow **30*35 cm²**
- Poteaux du sous-sol entre sol2 \Rightarrow **60*60 cm²**
- Poteaux de l'entre sol 1 et RDC \Rightarrow **55*55 cm²**
- Poteaux des étages : 1,2, et 3 \Rightarrow **50*50 cm²**
- Poteaux des étages : 4,5 et 6 \Rightarrow **45*45 cm²**
- Poteaux de l'étage 7 et duplexe \Rightarrow **40*40 cm².**

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la règlementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003...).

III.2. Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- A) plancher à corps creux
- B) Plancher à dalle pleine

III.2.1. Plancher à corps creux

III.2.1.1. Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.1 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Type	Schéma statique	Niveau
01		Entre sol 1 & 2, RDC, étages 1à4.
02		Entre sol 1 & 2, RDC, étages 1à6.
03		étages 5, 6, 7, et duplex.
04		Entre sol 1 & 2, RDC, étages 1à4.
05		Entre sol 1 & 2, RDC, étages 1 à 6.
06		Sous-sol, entre sol 1 & 2, RDC, étages 1à4.
07		Terrasse inaccessible
08		Terrasse inaccessible

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.

II.2.1.1.1. Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- B) Méthode forfaitaire.
- C) Méthode de Caquot.

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

Domaine d'application (BAEL91 art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

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

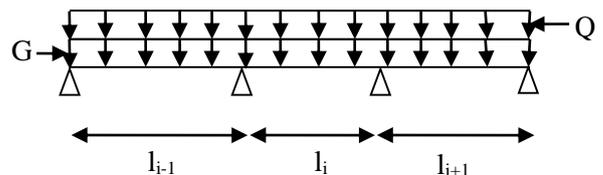


Figure. III.1. Schéma d'une Poutre continue.

Exposée de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure. III.1),

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

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

➤ **Evaluation des moments**

✓ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$.

Tel que $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n = nombre de travées d'une poutre.

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

✓ **Moment en appuis intermédiaires**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées} \end{array} \right.$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

✓ **Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

$$\begin{cases} 15 \% \text{ s'il s'agit d'une poutre à deux travées} \\ 10 \% \text{ s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

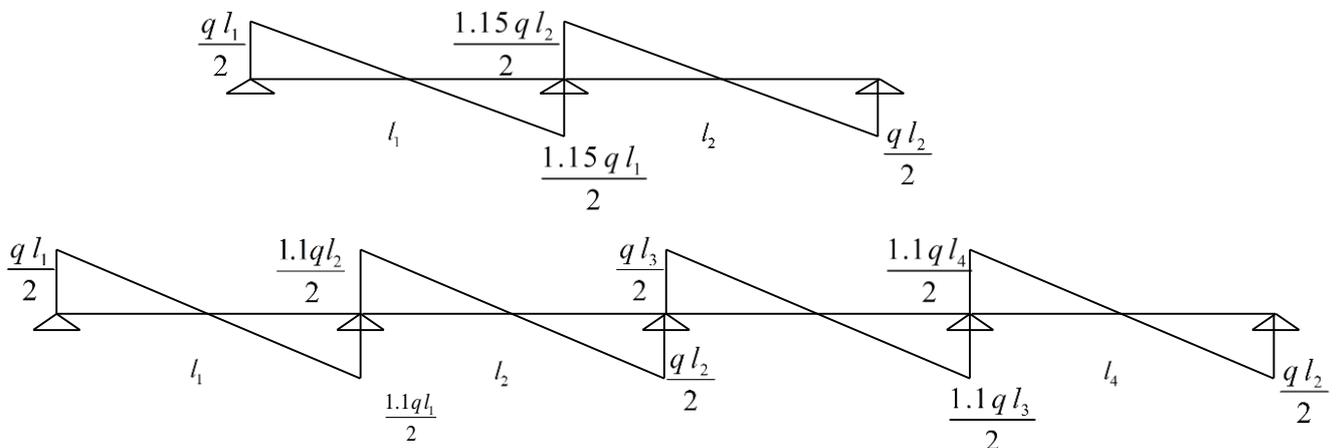


Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants.

III.2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65m$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.28	1.5	6.09	4.41
Terrasse inaccessible	6.25	1	6.46	4.71

Tableau III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III .2.1.1.3. Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 et 4 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Calcul de la poutrelle type 1 du plancher étage courant

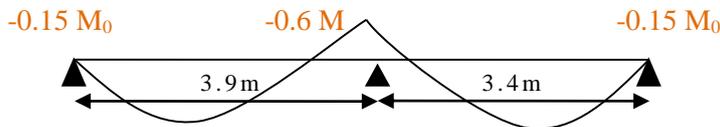


Figure III.3. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites

➤ Moments isostatiques

On a $M_0 = q l^2 / 8$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_0 = 11.58 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 8.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

✓ appuis intermédiaire

$M_a^{int} = -0.6 M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_u^{int} = -6.95 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s^{int} = -5.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

✓ appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0.15 M_0$

Avec : $M_0 = \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

ELU : $M_u^{rive} = -1.74 \text{ KN.m}$ ELS : $M_s^{rive} = -1.26 \text{ KN.m}$

✓ Moments en travées

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.28} = 0.221$$

$$\begin{cases} (1 + 0.3\alpha) = 1.066 & \begin{cases} M_t \geq 0.663M_0 \dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.663M_0 \dots\dots (2) \end{cases} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633 & \end{cases} \quad \begin{cases} \text{ELU : } M_t^u = 7.33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 5.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants

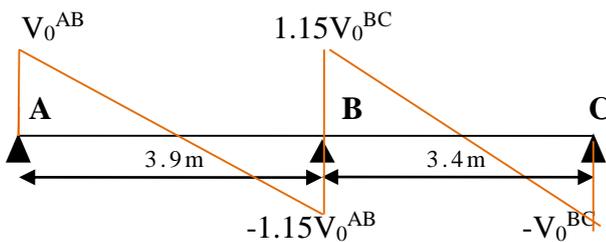
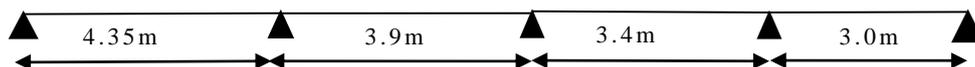


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.

On a $V_0 = ql/2$: effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = 11.87 \text{ KN} \\ V_B = -13.66 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC} \begin{cases} V_B = 11.9 \text{ KN} \\ V_C = -10.35 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul de la poutrelle type 6 du plancher étage courant



Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

➤ **Calcul des moments isostatiques**

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 14.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 11.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 8.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0^{DE} = \frac{q_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = 6.58 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 8.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 6.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0^{DE} = \frac{q_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = 4.96 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments aux appuis**

✓ **Appuis de rive**

A l'ELU $M_A = M_E = -0.15 \times M_0^{AB} = -0.15 \times 14.4 \Rightarrow M_A = M_E = -2.16 \text{ KN.m}$

A l'ELS $M_A = M_E = -0.15 \times M_0^{AB} = -0.15 \times 10.43 \Rightarrow M_A = M_E = -1.56 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires**

A l'ELU $M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -7.2 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \Rightarrow M_D = -4.4 \text{ KN.m}$$

A l'ELS $M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -5.21 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \Rightarrow M_D = -3.18 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.221$$

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

A l'ELU

Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 11.75 \\ M_t^{AB} \geq 9.12 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 11.75 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 6.43 \\ M_t^{BC} \geq 6.17 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 6.43 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 4.86 \\ M_t^{CD} \geq 4.69 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 4.86 \text{ KN.m}$$

Travée DE

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq 5.10 \\ M_t^{DE} \geq 4.34 \end{cases} \Rightarrow M_t^{DE} = 5.10 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 8.51 \\ M_t^{AB} \geq 6.6 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 8.51 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 4.65 \\ M_t^{BC} \geq 4.47 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 4.65 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 3.52 \\ M_t^{CD} \geq 3.4 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 3.52 \text{ KN.m}$$

Travée DE

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq 3.7 \\ M_t^{DE} \geq 3.14 \end{cases} \Rightarrow M_t^{DE} = 3.7 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants

A l'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{6.09 \times 4.35}{2} = 13.24 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 14.57 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.09 \times 3.9}{2} = 13.06 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{6.09 \times 3.9}{2} = 11.87 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{6.09 \times 3.4}{2} = 10.35 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{1.1 \times 6.09 \times 3.4}{2} = 11.39 \text{ KN}$$

Travée DE

$$V_D = \frac{1.1 \times 6.09 \times 3}{2} = 10.05 \text{ KN}$$

$$V_E = \frac{6.09 \times 3}{2} = 09.13 \text{ KN}$$

Pour les poutrelles et les autres types de poutrelles les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, les sollicitations de ces dernières sont représentées dans les tableaux suivant :

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort (KN)		
					Mg	Md		Vg	Vd	
A l'ELU	01	A-B	3.4	08.80	-1.32	-5.28	06.74	10.35	-11.90	
		B-C	3.0	06.85	-5.28	-1.32	04.00	10.50	-09.13	
	02	A-B	3.9	11.58	-1.74	-6.95	08.74	11.87	-13.66	
		B-C	3.4	08.80	-6.95	-1.74	05.78	11.9	-10.35	
	03	A-B	4.35	14.40	-2.16	-8.64	11.03	13.24	-15.23	
		B-C	3.9	11.58	-8.64	-2.16	08.02	13.66	-11.87	
	04	A-B	3.9	11.58	-1.74	-5.79	09.45	11.87	13.06	
		B-C	3.4	08.80	-5.79	-4.40	04.28	11.39	11.39	
		C-D	3.0	06.85	-4.40	-1.74	05.10	10.05	09.13	
	05	A-B	4.35	14.40	-2.16	-7.20	11.75	13.24	14.57	
		B-C	3.9	11.58	-7.20	-7.20	5.14	13.06	13.06	
		C-D	3.4	08.80	-7.20	-2.16	5.79	11.39	10.35	
	06	A-B	4.35	14.40	-2.16	-7.20	11.75	13.24	14.57	
		B-C	3.9	11.58	-7.20	-4.63	06.43	13.06	11.87	
		C-D	3.4	08.80	-4.63	-4.40	04.86	10.35	11.39	
		D-E	3.0	06.85	-4.40	-2.16	05.10	10.05	9.13	
	A l'ELS	01	A-B	3.4	06.37	-0.95	-3.82	04.88	/	/
B-C			3.0	04.96	-3.82	-0.95	03.38	/	/	
02		A-B	3.9	08.38	-1.26	-5.03	06.42	/	/	
		B-C	3.4	06.37	-5.03	-1.26	04.27	/	/	
03		A-B	4.35	10.43	-1.56	-6.26	07.99	/	/	
		B-C	3.9	08.38	-6.26	-1.56	05.80	/	/	
04		A-B	3.9	08.38	-1.74	-4.19	06.84	/	/	
		B-C	3.4	06.37	-4.19	-3.18	03.40	/	/	
		C-D	3.0	04.96	-3.18	-1.74	03.70	/	/	
05		A-B	4.35	10.43	-1.56	-5.21	08.51	/	/	
		B-C	3.9	08.38	-5.21	-5.21	3.72	/	/	
		C-D	3.4	06.37	-5.21	-1.56	4.18	/	/	
06		A-B	4.35	10.43	-1.56	-5.21	08.51	/	/	
		B-C	3.9	08.38	-5.21	-3.35	04.65	/	/	
		C-D	3.4	06.37	-3.35	-3.18	03.52	/	/	
		D-E	3.0	04.96	-3.18	-1.56	03.70	/	/	

Tableau III.3. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher.

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort (KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
A l'ELU	01	A-B	4.35	15.28	-2.29	-2.29	15.28	14.05	-14.05
	02	A-B	4.35	15.28	-2.29	-9.17	11.46	14.05	-16.16
		B-C	3.90	12.28	-9.17	-2.29	08.31	14.49	-12.60
A l'ELS	01	A-B	4.35	11.14	-1.67	-1.67	11.14	/	/
	02	B-C	4.35	11.14	-1.67	-6.68	08.36	/	/
		A-B	3.90	08.95	-6.68	-1.67	06.60	/	/

Tableau III.4. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M _{MAX} ^{Appui} (KN.m)		M _{MAX} ^{Travée} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{MAX} ^{Appui} (KN.m)		M _{MAX} ^{Travée} (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Courants	01	-1.32	-5.28	6.74	11.90	-0.95	-3.82	4.88
	02	-1.74	-6.95	8.74	13.66	-1.26	-5.03	6.42
	03	-2.16	-8.64	11.03	15.23	-1.56	-6.26	7.99
	04	-1.74	-5.79	9.45	13.06	-1.74	-4.19	6.84
	05	-2.16	-7.20	11.75	14.57	-1.56	-5.21	8.51
	06	-2.16	-7.20	11.75	14.57	-1.56	-5.21	8.51
	//////////	//////////	//////////	//////////	//////////	//////////	//////////	//////////
Terrasse inaccessible	01	-2.29	-2.29	15.28	14.05	-1.67	-1.67	11.14
	02	-2.29	-9.17	11.46	16.16	-1.67	-6.68	8.36

Tableau III.5. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

III .2.1.1.4. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 6 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 11.75 KN.m$$

$$A \text{ l'ELU} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.16 KN.m (rive) \\ -8.64 KN.m (int\erne) \end{cases}$$

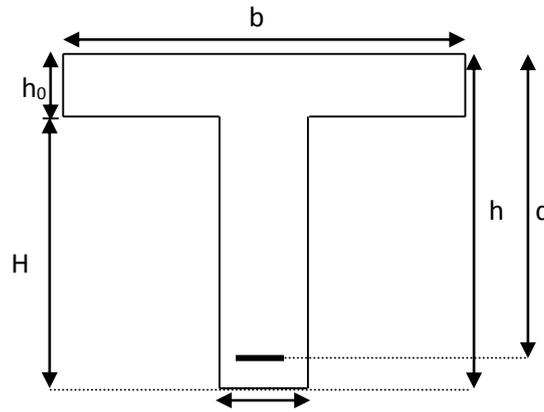
$$V^{Max} = 14.57 KN$$

$$M_{Travée}^{Max} = 8.51 KN.m$$

$$A \text{ l'ELS} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.56 KN.m (Rive) \\ -5.21 KN.m (int\erne) \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned} b &= 65\text{cm} \\ h_0 &= 04\text{cm} \\ h &= 20\text{cm} \\ H &= 16\text{cm} \\ b_0 &= 10\text{cm} \\ d &= 18\text{cm} \end{aligned}$$



a) calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

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

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

III.2.1.1.4.1. Armatures longitudinales

✓ Ferrailage en travée

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 11.75 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.75 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0392$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0392$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.05$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2\phi 10 \oplus 1\phi 8 = 2.07 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.07 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Ferraillage en appuis**

✓ **Appuis intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = -7.2 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.1564$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.213$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.164 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

✓ **Appuis de rive**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$M_{Rive}^a = -2.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.046$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.059$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.35 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1\phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{14.57 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.81 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

✓ **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} = 2.07 + 0.5 = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 14.57 \times 10^{-3}}{400} = 0.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_U}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[14.57 - \frac{7.2}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification à}$$

faire.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.57 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

III.2.1.1.4.2. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \infty \end{array} \right.$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage longitudinal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min}	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.0225	0.027	0.178	1.09	3HA8=1.51	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0286	0.036	0.177	0.21	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.1147	0.153	0.169	0.80	1HA8+HA10=1.29	0.22		
02	Travée	0.0292	0.037	0.177	1.42	3HA8=1.51	1.41		
	App rive	0.0378	0.048	0.176	0.28	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.1510	0.206	0.165	1.20	1HA8+HA10=1.29	0.22		
03	Travée	0.0368	0.047	0.177	1.79	2HA10+1HA8=2.07	1.41		
	App rive	0.0460	0.059	0.176	0.35	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.1877	0.262	0.161	1.54	1HA8+HA12=1.63	0.22		
04	Travée	0.0316	0.040	0.177	1.53	2HA10+1HA8=2.07	1.41		
	App rive	0.0378	0.048	0.176	0.28	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.1258	0.169	0.167	0.99	1HA8+HA10=1.29	0.22		
05	Travée	0.0392	0.050	0.176	1.92	2HA10+1HA8=2.07	1.41		
	App rive	0.0460	0.059	0.176	0.35	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.1564	0.213	0.164	1.26	1HA8+1HA10=1.29	0.22		
06	Travée	0.0392	0.050	0.176	1.92	2HA10+1HA8=2.07	1.41		
	App rive	0.0460	0.059	0.176	0.35	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.1564	0.213	0.164	1.26	1HA8+HA10=1.29	0.22		

Tableau III.6. Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage longitudinal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min}	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.0510	0.065	0.175	2.50	1HA8+2HA12=2.76	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0362	0.046	0.176	0.37	1HA8=0.5	0.22		
02	Travée	0.0383	0.049	0.176	1.87	1HA8+2HA10=2.07	1.41		
	App rive	0.1993	0.280	0.159	0.41	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.0497	0.063	0.175	1.50	1HA8+HA12=1.63	0.22		

Tableau III.7. Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.

b) Vérification à l'ELS**a) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.} \times y}{I}$$

❖ En travée

$$M_{ser} = 8.51 \text{ KN.m ; } A = 2.07 \text{ cm}^2$$

✓ Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 0.85 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{axe neutre passe la table} \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire.}$$

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

✓ Calcul de Y

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 31.05y - 559 = 3.69 \text{ cm}$$

✓ Calcul de moment d'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 = \frac{65 \times 3.69^3}{3} + 15 \times 2.07 \times (14.31)^2 \Rightarrow I = 6653.31 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.51 \times 3.69 \times 10^3}{6653.31} = 4.72 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ En appuis**✓ Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 5.21 \text{ KN.m ; } A = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.21 \times 7.15 \times 10^3}{3990.78} = 9.3 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Appuis de rive

$M_{ser} = 1.56 \text{ KN.m}; A = 0.5 \text{ cm}^2$

$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$

Le moment d'inertie I :

$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.56 \times 4.5 \times 10^3}{1670.62} = 4.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

étages	type	position	M _{ser} Kn.m	As Cm ²	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Vérification
étage courants	01	travée	4.88	1.51	3.21	5671.2	2.76	15	Vérifiée
		App inter	-3.82	0.50	1.92	2092.6	0.087	15	Vérifiée
		App rive	-0.95	1.29	2.98	4938.7	2.31	15	Vérifiée
	02	travée	6.42	1.51	3.21	5671.2	3.63	15	Vérifiée
		App inter	-5.03	0.50	1.92	2092.6	1.15	15	Vérifiée
		App rive	-1.26	1.29	2.98	4938.7	3.04	15	Vérifiée
	03	travée	7.99	2.07	3.69	7446.9	3.96	15	Vérifiée
		App inter	-6.26	0.50	1.92	2092.6	1.43	15	Vérifiée
		App rive	-1.56	1.63	3.32	6061.9	3.43	15	Vérifiée
	04	travée	6.84	2.07	3.69	7446.9	3.39	15	Vérifiée
		App inter	-4.19	0.50	1.92	2092.6	1.60	15	Vérifiée
		App rive	-1.74	1.29	2.98	4938.7	2.53	15	Vérifiée
05	travée	8.51	2.07	3.69	7446.9	4.22	15	Vérifiée	
	App inter	-5.21	0.50	1.92	2092.6	1.43	15	Vérifiée	
	App rive	-1.56	1.29	2.98	4938.7	3.15	15	Vérifiée	
06	travée	8.51	2.07	3.69	7446.9	4.22	15	Vérifiée	
	App inter	-5.21	0.50	1.92	2092.6	1.43	15	Vérifiée	
	App rive	-1.56	1.29	2.98	4938.7	3.15	15	Vérifiée	
étage terrasse	01	travée	11.14	2.76	4.19	9489.4	4.92	15	Vérifiée
		App rive	-1.67	0.50	1.92	2092.6	1.53	15	Vérifiée
	02	travée	8.36	1.51	3.21	5671.2	4.73	15	Vérifiée
		App inter	-6.68	0.50	1.92	2092.6	1.53	15	Vérifiée
		App rive	-1.67	1.63	3.32	1601.9	3.66	15	Vérifiée

Tableau III.8. vérifications de l'état limite de compression du béton.

c) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '1' de la terrasse car c'est elle qui a la travée la plus grande ($L=4.35m$).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0.046$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.046 \Rightarrow \text{La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{435}{500} = 0.87cm$$

Les propriétés de la section :

$$y = 4.19cm ; I = 9489.4cm^4 ; A_s = 2.76cm^2$$

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2MPa. ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4MPa$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.76 = 1341.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1341.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.76 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.25cm$$

$$V_2 = 20 - 10.25 \Rightarrow V_2 = 9.75 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.25^3 + 9.75^3) + 15 \times 2.76 \times (9.75 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 49130.37 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.76}{10 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.015 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.14$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.25 = 4.06 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.25 + 1) = 4.71 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.06 \times 4.35^2}{8} = 7.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.35^2}{8} = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.71 \times 4.35^2}{8} = 08.35 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.28 \times (0.18 - 0.0419) \times 10^5}{9489.4} \Rightarrow \sigma_{js} = 71.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{7.2 \times (0.18 - 0.0419) \times 10^5}{9489.4} \Rightarrow \sigma_{gs} = 157.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{8.35 \times (0.18 - 0.0419) \times 10^5}{9489.4} \Rightarrow \sigma_{ps} = 182.27 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de μ :** $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 157.17 + 2.1} = 0.68$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 71.6 + 2.1} = 0.42$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 182.27 + 2.1} = 0.71$$

➤ Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 49130.37}{1 + 2.84 \times 0.42} = 24645.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = \frac{1.1 \times 49130.37}{1 + 2.84 \times 0.68} = 18437.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = \frac{1.1 \times 49130.37}{1 + 2.84 \times 0.71} = 17916.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 49130.37}{1 + 1.14 \times 0.68} = 30443.56 \text{ cm}^4$$

➤ **Evaluation des flèches**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.28 \times 4.35^2}{10 \times 32164.2 \times 24645.84} \times 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.2 \times 4.35^2}{10 \times 32164.2 \times 18437.3} \times 10^7 = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.2 \times 4.35^2}{10 \times 10721.4 \times 30443.56} \times 10^7 = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{8.35 \times 4.35^2}{10 \times 32164.2 \times 17916.52} \times 10^7 = 0.27 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale Δf**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.42 + 0.27 - 0.23 - 0.078 = 0.38 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.2.1.1.4.3. Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Sous-Sol			
Plancher étage courant			

Terrasse inaccessible			

Tableau III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.2.2. Etude de la dalle de compression

✓ Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé TSφ5(150×150)

III.2.2.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

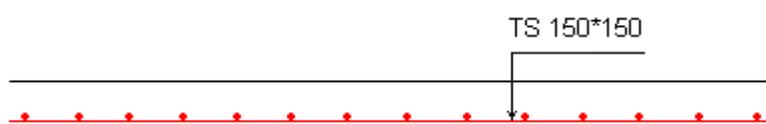


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Plancher à dalle pleine

Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet sont définis en trois types :

- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur quatre appuis (dalle d'ascenseur).

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1^{er} type : dalle sur deux appuis:

- $L_x = 1.725$ m. - $L_y = 3.4$ m.

➤ Evaluation des charges

$G = 5.93$ KN/m² $Q = 2.5$ KN/m²

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.93 + 1.5 \times 2.5 = 11.76$ KN.m

➤ Méthode de calcul

Le calcul se fera avec la théorie des lignes de rupture.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.725}{3.4} = 0.51 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0.0951 \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\mu_y = 0.25$$

$$M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

➤ **Les sollicitations**

$$G = 5.93 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2; \quad e = 14 \text{ cm.}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\text{- Sur la travée: } \begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{0x} \\ M_y^t = 0.85 M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{- Sur l'appui: } M_a = -0.4 M_{0x}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0951 \times 11.76 \times 1.725^2 = 3.327 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.25 \times 3.327 = 0.832 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels**

✓ **En travées**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 2.828 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.707 \text{ KN.m}$$

✓ **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 M_{0x} = -1.331 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sollicitations	p _u (KN)	Les moments (KN.m)				
		M _{0x}	M _{0y}	M _x ^t	M _y ^t	M _a
ELU	11.75	3.327	0.832	2.828	0.707	-1.331
ELS	8.43	2.47	0.93	2.1	0.79	-0.99

Tableau III.10. Calcul des sollicitations.

III.3.1. Ferrailage de la dalle pleine

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ Le ferrailage est calculé dans les deux sens L_x, L_y.

Données : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$; $d = h - e = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$; $M_x^t = 2.828 \text{ KN.m}$; $M_y^t = 0.707$; $M_a^x = -1.331 \text{ KN.m}$.

✓ **En travée**

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.828 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12^2 \cdot 14.2} = 0.0138$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0138}}{0.8} = 0.01744$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12(1 - 0.4 \cdot 0.01744) = 0.1191 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{2.828 \cdot 10^{-3}}{0.11191 \cdot 10^{-4} \cdot 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.51 > 0.4 \quad ; \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.51) \times 100 \times 14 = 1.39 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{min} = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml.$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.707 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12^2 \cdot 14.2} = 0.00346$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.00346}}{0.8} = 0.00433$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.00433) = 0.1197 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0.707 \cdot 10^{-3}}{0.1197 \cdot 348} = 0.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.51 > 0.4 \quad ; \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_s = A_y^{min} = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml.$$

✓ **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.331 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12^2 \cdot 14.2} = 0.00652$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.00652}}{0.8} = 0.00818$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12(1 - 0.4 \cdot 0.00818) = 0.1196 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_x^a}{Z \cdot f_{st}} = \frac{1.331}{0.1196 \cdot 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.51 > 0.4 \quad ; \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.51) \times 100 \times 14 = 1.39 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{min} = 3\text{HA10/ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Espacement des armatures**

La fissuration est peut nuisible.

Sens x-x:

$$- St \leq \min (3 \cdot e, 25\text{cm}) \Rightarrow St = 33\text{cm}.$$

Sens y-y:

$$- St \leq \min (4 \cdot e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 33\text{cm}.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.83	0.014	0.017	0.1191	0.68	1.39	2.36=3HA10	33
Y	0.70	0.003	0.004	0.1197	0.17	1.12	2.36=3HA10	
En appui								
X et Y	1.33	0.006	0.008	0.1176	0.32	1.39	2.36=3HA10	33

Tableau III.11. Calcul des sollicitations à l'ELU.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

D'après le **CBA 93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

A l'ELU :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.775 \cdot 1.725}{2} * \frac{3.4^4}{1.725^4 + 3.4^4} = 9.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{9.52 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.079 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.079 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS

$$P_s = G + Q = 5.93 + 2.5 = 8.43 \text{ KN}$$

$$A_x = 2.36 \text{ cm}^4 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0987 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0987 \times 8.43 \times 1.725^2 \Rightarrow M_0^x = 2.47 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3758 \times 2.47 \Rightarrow M_0^y = 0.93 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 2.1 \text{ KN m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 0.79 \text{ KN m}$$

$$\text{Moments en appuis} \quad \begin{cases} M_{xs}^a = -0.4 \times M_{0x} = -0.99 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0.4 \times M_{0y} = -0.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ La vérification de la contrainte dans le béton

Travée // L_x

• Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15 * 2.36 y - 15 * 2.36 * 12 = 0 \rightarrow y = 2.58 \text{ cm}$$

• Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.58^3 + 15 \times 2.36 \times (12 - 2.58)^2 \rightarrow I = 3713.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.1 \times 10^{-3} \times 0.025}{3713.7 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de fissuration de béton.

Travée // L_y

$$y = 2.58 \text{ cm} ; \quad I = 3713.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.79 \times 10^{-3} \times 0.025}{3713.7 \times 10^{-8}} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ -----v\u00e9rifi\u00e9.}$$

Pas de risque de fissuration de b\u00e9ton

✓ **En appuis**

$$M_x^a = -0.99 \text{ KNm}$$

$$Y = 2.58 \text{ cm} ; I = 3713.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.99 \times 10^{-3} \times 0.025}{3713.7 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

BAEL91(Art.B.7.5)

{ $\eta = 1$ pour les armatures rond lisses.

{ $\eta = 1.6$ pour les armatures hautes adh\u00e9rences.

➤ **V\u00e9rification de σ_{st}**

Trav\u00e9e // L_x

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.1 \times 10^{-3}}{3713.7 * 10^{-8}} \times (0.12 - 0.025)$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 80.5 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{condition V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

Trav\u00e9e // L_y

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.79 \times 10^{-3}}{3713.7 * 10^{-8}} \times (0.12 - 0.025)$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 30.08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \text{condition V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

✓ **En appuis**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.99 \times 10^{-3}}{3713.7 * 10^{-8}} \times (0.12 - 0.025)$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 37.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \text{condition V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

D'après le **BAEL 91** et le **CBA 93**, la vérification de la flèche est inutile si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

✓ **Sens x-x**

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{172.5} = 0,081 > 0,0425$
2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{100 \times 12} = 0,00196 < 0,005$

⇒ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Sens y-y**

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{340} = 0,0412 < 0,0424 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.
2. $\frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{100 \times 12} = 0,00196 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Sens Y-Y :

L (m)	B (m)	H (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{js_{er}} (KN.m)	M _{gs_{er}} (KN.m)	M _{ps_{er}} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.4	1	0.14	2.36	0	25	0.41	0.493	0.70	0.14	7.4

Tableau III.12. Evaluation de la flèche dans le 2^{ème} type de dalle.

		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Plancher	D1	2.83	0.70	1.33	9.52	1.24	2.10	0.79	0.99
	D2	11.24	9.27	3.97	7.15	4.71	8.06	6.65	2.85
Balcon	D3	3.93	0.41	1.40	3.67	/	2.28	0.29	0.99
T.I	D4	2.68	0.67	0.94	8.75	1.14	2.03	0.76	0.72

D5	10.34	8.53	3.65	6.58	4.34	7.55	6.23	2.67
D6	3.62	0.38	1.28	3.38	/	2.64	0.27	0.93
D7	27.97	5.43	9.87	8.25	/	20.43	3.97	7.21

Tableau III.13. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	9.52	0.079 < 1.25	Vérifiée
D2	7.15	0.059 < 1.25	Vérifiée
D3	3.67	0.041 < 1.25	Vérifiée
D4	8.75	0.079 < 1.25	Vérifiée
D5	6.58	0.059 < 1.25	Vérifiée
D6	3.38	0,037 < 1,25	Vérifiée
D7	8.25	0,075 < 1,25	Vérifiée

Tableau III.14. Vérification de l'effort tranchant.

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	2.83	0.013	0.017	11.91	0.68	1.38	3HA10=2.36
	Y-Y	0.70	0.003	0.004	11.97	0.17	1.12	3HA10=2.36
	Appui	1.33	0.006	0.008	11.97	0.32	1.38	3HA10=2.36
D2	X-X	11.24	0.055	0.071	11.66	2.77	1.34	4HA10=3.14
	Y-Y	9.27	0.045	0.058	11.72	2.27	1.12	4HA10=3.14
	Appui	3.96	0.019	0.025	11.88	0.95	1.34	3HA8=1.51
D3	X-X	3.93	0.034	0.044	8.84	1.28	0.96	3HA10=2.36
	Y-Y	0.41	0.004	0.004	8.98	0.13	/	3HA10=2.36
	Appui	1.40	0.012	0.015	8.95	0.44	/	3HA10=2.36
D4	X-X	2.68	0.016	0.019	10.91	0.71	1.39	3HA10=2.36
	Y-Y	0.67	0.004	0.005	10.98	0.18	1.12	3HA10=2.36
	Appui	0.94	0.005	0.007	10.97	0.25	1.38	3HA10=2.36
D5	X-X	10.34	0.060	0.077	10.66	2.79	1.34	4HA10=3.14
	Y-Y	8.53	0.049	0.064	10.72	2.29	1.12	4HA10=3.14
	Appui	3.65	0.021	0.027	10.88	0.96	1.34	3HA10=2.36
D6	X-X	3.62	0.032	0.040	8.85	1.18	1.12	3HA10=2.36
	Y-Y	0.37	0.003	0.004	8.98	0.12	/	3HA10=2.36
	Appui	1.13	0.011	0.014	8.95	0.41	/	3HA10=2.36
D7	X-X	27.97	0.163	0.224	10.01	8.03	1.12	6HA14=9.24
	Y-Y	5.43	0.032	0.041	10.82	1.44	/	3HA10=2.36
	Appui	9.87	0.056	0.074	10.67	2.66	/	4HA10=3.14

Tableau III.15. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1	x-x	2.1	2.58	3713.7	1.46 < 15	Vérifiée	80.05 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.79	2.58	3713.7	0.55 < 15	Vérifiée	30.08 < 201.63	Vérifiée
	Appui	0.99	2.58	3713.7	0.69 < 15	Vérifiée	37.67 < 201.63	Vérifiée
D2	x-x	8.06	2.92	4713.1	5.01 < 15	Vérifiée	232.85 > 201.63	Non vérifiée
	y-y	6.65	2.92	4713.1	4.13 < 15	Vérifiée	192.10 < 201.63	Vérifiée
	Appui	2.84	2.58	3713.7	1.98 < 15	Vérifiée	108.23 < 201.63	Vérifiée
D3	x-x	2.28	2.19	1991.8	3.11 < 15	Vérifiée	144.63 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.29	2.19	1991.8	0.32 < 15	Vérifiée	14.94 < 201.63	Vérifiée
	Appui	0.99	2.19	1991.8	1.09 < 15	Vérifiée	51.05 < 201.63	Vérifiée
D4	x-x	2.03	2.58	3713.7	1.41 < 15	Vérifiée	72.21 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.76	2.58	3713.7	0.53 < 15	Vérifiée	29.01 < 201.63	Vérifiée
	Appui	0.72	2.58	3713.7	0.49 < 15	Vérifiée	27.25 < 201.63	Vérifiée
D5	x-x	7.55	2.78	3898.6	5.39 < 15	Vérifiée	238.85 > 201.63	Non vérifiée
	y-y	6.23	2.78	3898.6	4.44 < 15	Vérifiée	197.05 < 201.63	Vérifiée
	Appui	2.67	2.58	3713.7	1.85 < 15	Vérifiée	101.42 < 201.63	Vérifiée
D6	x-x	2.64	2.19	1991.8	2.91 < 15	Vérifiée	135.54 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0.27	2.19	1991.8	0.30 < 15	Vérifiée	14.01 < 201,63	Vérifiée
	Appui	0.93	2.19	1991.8	1.02 < 15	Vérifiée	47.84 < 201,63	Vérifiée
D7	x-x	20.43	4.30	8872	9.92 < 15	Vérifiée	231.2 > 201,63	Non Vérifiée
	y-y	3.97	2.46	3078	3.17 < 15	Vérifiée	165.20 > 201,63	Vérifiée
	Appui	7.21	2.78	3898.6	5.14 < 15	Vérifiée	228.00 > 201,63	Non Vérifiée

Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS.

On remarque que la deuxième condition de la dalle D2, D5, et D7 ne sont pas vérifiées, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

Après le recalcul à l'ELS, on a adopté la section suivante :

Types de La Dalle		$\beta^* 10^{-3}$	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs.
D2	x-x	2.77	0.26	3.65	5HA10=3.93	187.71 < 201.63	Vérifiée
D5	x-x	3.09	0,27	3,78	5HA10=3.93	192.60 < 201.63	Vérifiée
D7	x-x	8.37	0.42	10.71	7HA14=10.78	199.95 < 201.63	Vérifiée
	y-y	1.63	0.3	1.99	3HA10= 2.36	165.20 < 201.63	Vérifiée
	Appui	2.96	0.39	3.74	4HA10=3.93	183.85 < 201,63	Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

14 cm < 14.45 cm non vérifiée

2.36 cm² < 6 cm² vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

14 cm > 7.75cm vérifiée

3.93 cm² < 6 cm² vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

12 cm > 2.65 cm vérifiée

2.36 cm² < 4.5 vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

14 cm < 14.45 cm non vérifiée

2.36 cm² < 5.5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D5**

14 cm > 7.75 cm vérifiée

3.93 cm² < 5.5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D6

12 cm > 2.65 cm vérifiée

2.36 cm² < 4.5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D7

14 cm > 6.48 cm vérifiée

10.78 cm² > 5.5 cm² non vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{Pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	Y-Y	0.159	0.044	0.075	0.53	$0.137 \leq 6$	Vérifiée
D4	Y-Y	0.187	0.053	0.071	0.062	$0.153 \leq 6$	Vérifiée
D7	X-X	2.061	0.841	1.229	1.033	$1.417 \leq 305$	Vérifiée
	Y-Y	2.688	0.766	1.026	0.896	$2.052 \leq 9.3$	Vérifiée

Tableau III.17. Vérifications de la flèche à l'ELS.

III.3.2. Schémas de ferrailage des différentes dalles pleines

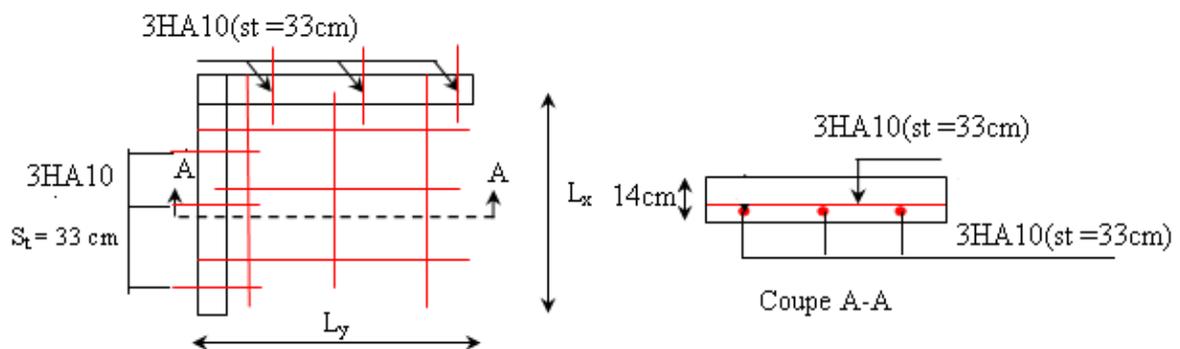


Figure III.6 . Schéma de ferrailage de la dalle D1, D4.

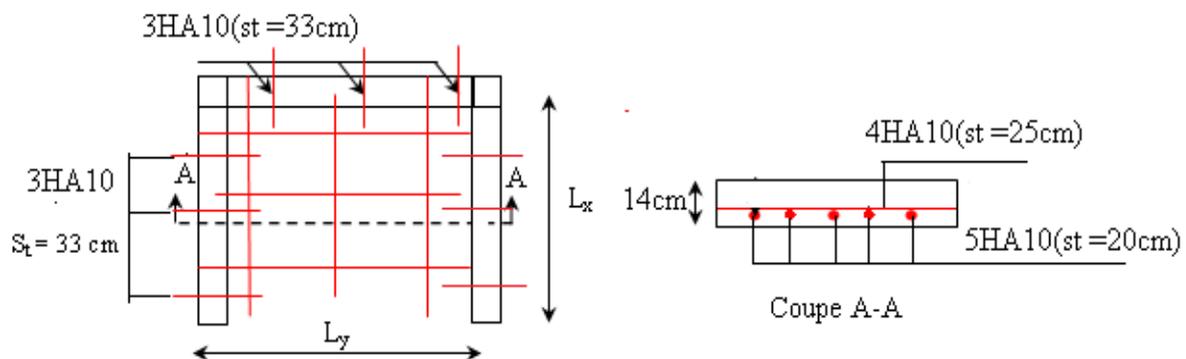


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D2, D5.

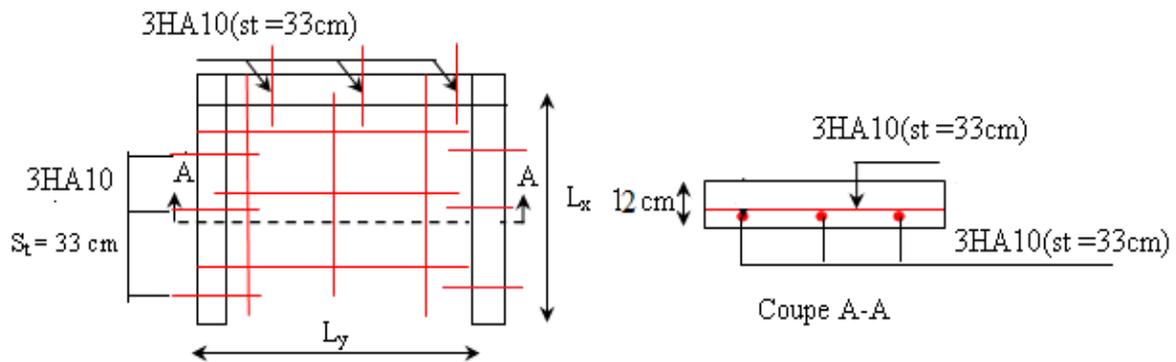


Figure III.8 . Schéma de ferrailage de la dalle D3, D6.

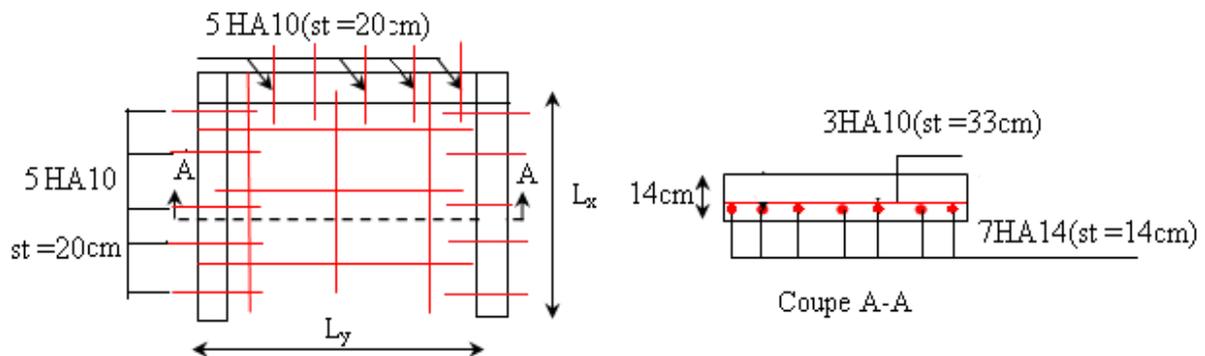


Figure III.9 . Schéma de ferrailage de la dalle D7.

III.4. Etude de la poutre de chaînage

➤ Dimensionnement

D’après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l’épaisseur de l’élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (35 \times 35)\text{cm}^2$.

G : poids de la poutre de chaînage

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{ KN/ml}$$

A l’ELU : $q_u = 1.35 G \Rightarrow q_u = 4.13 \text{ KN/ml}$

A l’ELS : $q_{ser} = G \Rightarrow q_{ser} = 3.06 \text{ KN/ml}$

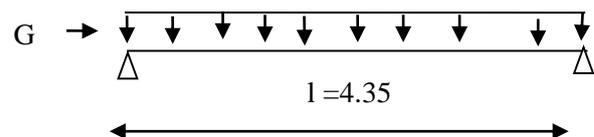


Figure. III.10. Schéma statique de la Poutre de chaînage.

➤ Calcul des sollicitations

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

$$\text{En travée} \quad M_u^t = 0.85M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 8.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0.85M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} \quad M_u^a = -0.5M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -3.62 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 8.9 \text{ KN}$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

	M _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
En travée	8.3	2.3	3HA12=3.39	0.98	Vérifié
En appuis	-4.88	0.96	3HA12=3.39	0.98	Vérifié

Tableau III.18. Ferrailage de poutre de chaînage.

➤ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} \quad \text{on adopte } \phi = 8 \text{ mm.}$$

On adopte un cadre et un épingle ;

$$\text{Donc } A_t = 3 \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.35} = 24.28 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = -24.5\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

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

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
6.15	6.9	17587	4.4	15	vérifiée	192.3	240	vérifiée

Tableau III.19. Vérification des contraintes.

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{435} = 0.08 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.06 < \frac{h}{L} = 0.08 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ Schémas de ferrailage

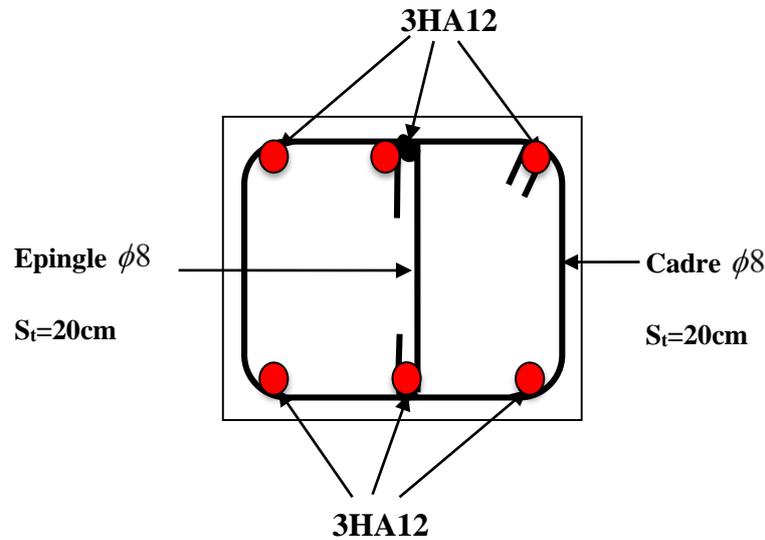


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5. Etude de l'escalier

III.5.1. Etude de l'escalier à deux volées

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

➤ Charges et surcharges

Palier : $G_p = 5.68 \text{KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_v = 9.06 \text{KN} / \text{m}^2$

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

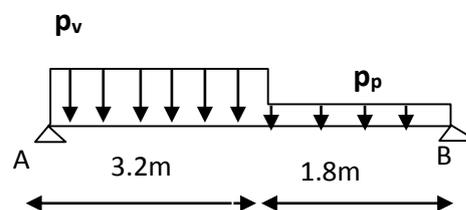


Figure III.12. Schéma statique de l'escalier type I

➤ Moments et efforts tranchants

✓ L'ELU :

$P_v = 1.35 \times 9.06 + 1.5 \times 2.5 = 15.98 \text{KN} / \text{ml}$

$P_p = 1.35 \times 5.68 + 1.5 \times 2.5 = 11.41 \text{KN} / \text{ml}$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 38.47 \text{ KN}$$

$$R_B = 33.2 \text{ KN} \quad M_0 = 46.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75M_0 = 34.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -23.16 \text{ KN.m}$$

$$V = 38.47 \text{ KN}$$

✓ L'ELS :

$$P_v = 9.06 + 2.5 = 11.56 \text{ KN / m}$$

$$P_p = 5.68 + 2.50 = 8.18 \text{ KN / m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 27.8 \text{ KN}$$

$$R_B = 23.8 \text{ KN}$$

$$M_0 = 33.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 25.07 \text{ KN.m}$$

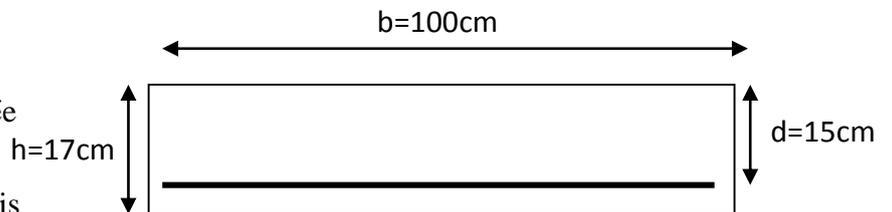
$$M_a = -16.72 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 34.73 \text{ KN.m}$: Moment en travée
 $M_a = 23.16 \text{ KN.m}$: Moment en appuis



➤ Caractéristique de la section

Figure III.13. Section à ferrailer.

b=100cm h=17cm d=15cm

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

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	34.73	0.109	0.144	0.141	7.08	2.77	7HA12 = 7.92	14
Appui	23.16	0.072	0.094	0.144	4.61	2.77	5HA12 = 5.65	20

Tableaux III.20. Résumé des résultats de ferrailage.

➤ Armature de répartition

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{principales}}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 38.47 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.256 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Vérification à l'ELS**

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

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	25.07	4.89	16040	7.64	15	Vérifiée
En appui	16.72	4.27	12353	5.78	15	Vérifiée

Tableau III.21. Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 17 \text{ cm} < 31.25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **non vérifiée**

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **BAEL91** comme suit : $f_{adm} = 3/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	7.92	10.34	17.27	25.07	16040.4	245852.6
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.89	184336	115488	95146	175989	2.6	6.0

Tableau III.22. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.

III.5.1.1. Schéma de ferrailage

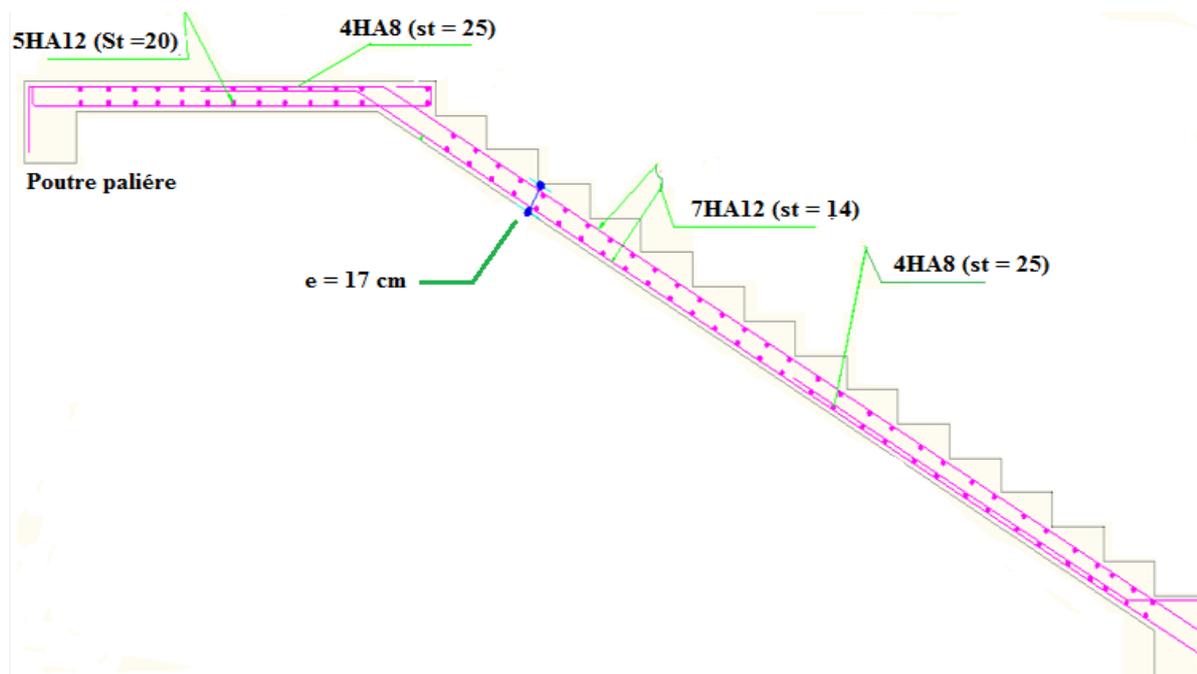


Figure III.14. Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

III.5.1.2. Etude de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le (BAEL91)

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 18.33 \text{ cm} \leq h \leq 27.5 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

➤ Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

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

$$\text{ELU : } R_B = 33.2 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 23.8 \text{ KN}$$

➤ Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 36.24 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 34.26 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.4 M_0 = -13.70 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 49.83 \text{ KN}$$

➤ Calcul d'armature à la flexion simple

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{calculé} > A _{min}
Travée	29.12	0.087	0.114	0.267	3.13	1.01	Vérifiée
Appui	-13.70	0.041	0.053	0.274	1.44	1.01	Vérifiée

Tableau III.23. Résumé des résultats de ferrailage.

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{49.83 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.593 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

On fixe St = 15 cm et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.046 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(-0.046 \text{ cm}^2; 0.45 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.5 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = 13.70 \times \frac{2.75}{2} = 18.84 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures longitudinales

$$A_{tor}^l = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625 \text{ m}^2 \\ e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{tor}^l = \frac{18.84 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 4.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{trs}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.65$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{18.84 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.01 \text{ MPa}$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.593^2 + 3.01^2} = 3.07 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.13 + \frac{4.33}{2} = 5.39 \text{ cm}^2$

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

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.44 + \frac{4.33}{2} = 3.61 \text{ cm}^2$

Soit $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,5 + 0.65 = 1.15 \text{ cm}^2$

Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 20.13 \text{ KN/m}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	20.93	10.14	37938	5.59	15	Vérifiée
En appui	-9.84	9.29	32277	2.83	15	Vérifiée

Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 23.37 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \Leftrightarrow 5.75 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 2.75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

III.5.1.3. Schéma de ferrailage de la poutre palière

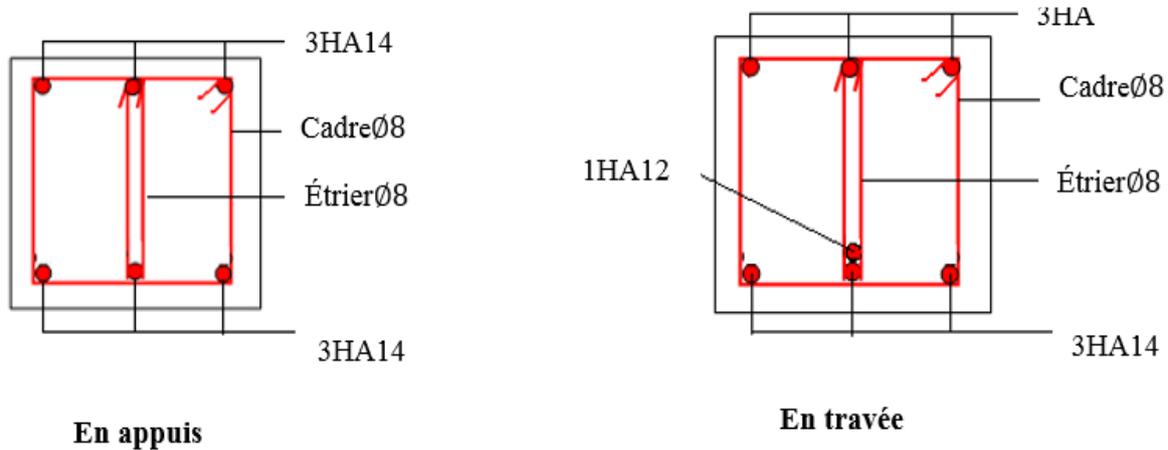


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.2. Étude d'Escalier type 2

➤ **Charges et surcharges**

Palier : $G_V = 9.19 / \text{m}^2$

Volée : $G_V = 8.93 \text{ KN} / \text{m}^2$

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

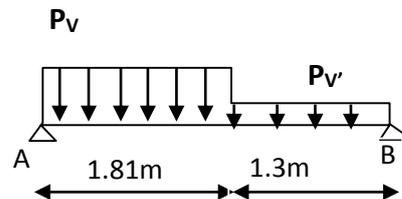


Figure III.16. Schéma statique de l'escalier type 2.

➤ **Moments et efforts tranchants**

L'ELU

$$\left\{ \begin{aligned} P_V &= (1.35 \times 9.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.16 \text{ KN} / \text{ml} \\ P_{V'} &= (1.35 \times 8.93 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.81 \text{ KN} / \text{ml} \end{aligned} \right.$$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 25.08 \text{ KN}$

$R_B = 24.72 \text{ KN}$

$V = 25.08 \text{ KN}$

$M_0 = 19.46 \text{ KN.m}$

$M_t^{\text{max}} = 0.75 M_0 = 14.59 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_0 = -9.73 \text{ KN.m}$

L'ELS

$P_{V'} = 9.19 + 2.5 = 11.69 \text{ KN} / \text{m}$

$P_V = 8.93 + 2.50 = 11.43 \text{ KN} / \text{m}$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 18.14KN$$

$$R_B = 17.88KN$$

$$M_0 = 14.07KN.m$$

$$M_t^{max} = 10.56KN.m$$

$$M_a = -7.04KN.m$$

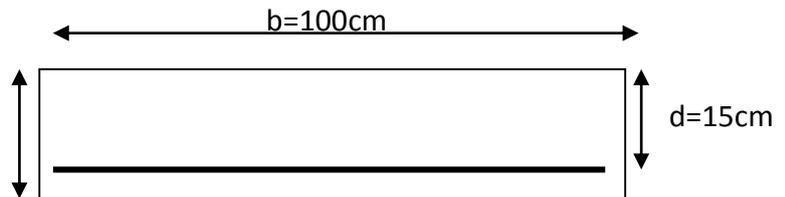
➤ **Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$M_t = 14.59KN.m : \text{Moment en travée}$$

$$M_a = 9.73KN.m : \text{Moment en appuis} \quad h=17cm$$



➤ **Caractéristique de la section**

$$b=100cm \quad h=17cm \quad d=15cm$$

Figure III.17. Section à ferrailler

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

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	14.59	0.046	0.058	0.147	2.85	1.81	4HA10 = 3.14	25
Appui	-9.73	0.031	0.039	0.148	1.88	1.81	4HA10 = 3.14	25

Tableaux III.25. Résumé des résultats de ferrailage.

➤ **Armature de répartition**

$$\text{On a des charges réparties} \Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$$

$$\text{En travée : } A_{rep} = 0.785cm^2/ml \text{ Soit : } A_{rep} = 4HA8 = 2.01cm^2/ml ; St = 25 cm$$

$$\text{En appui : } A_{rep} = 0.785 cm^2/ml \text{ Soit : } A_{rep} = 4HA8 = 2.01cm^2/ml ; St = 25 cm$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 25.08KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,167MPa < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17MPa$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Vérification à l'ELS**

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

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	10.56	3.32	7645.3	4.59	15	Vérifiée
En appui	-7.04	3.32	7645.3	3.06	15	Vérifiée

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

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e = 15\text{cm} < 19.43\text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **BAEL91** comme suit : $f_{adm} = 3/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.11	3.14	5.19	9.26	10.56	242823.3	7645.3
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.31	267106	175130	102831	220735	0.5	6.0

Tableau III.27. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.

III.5.2.1. Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

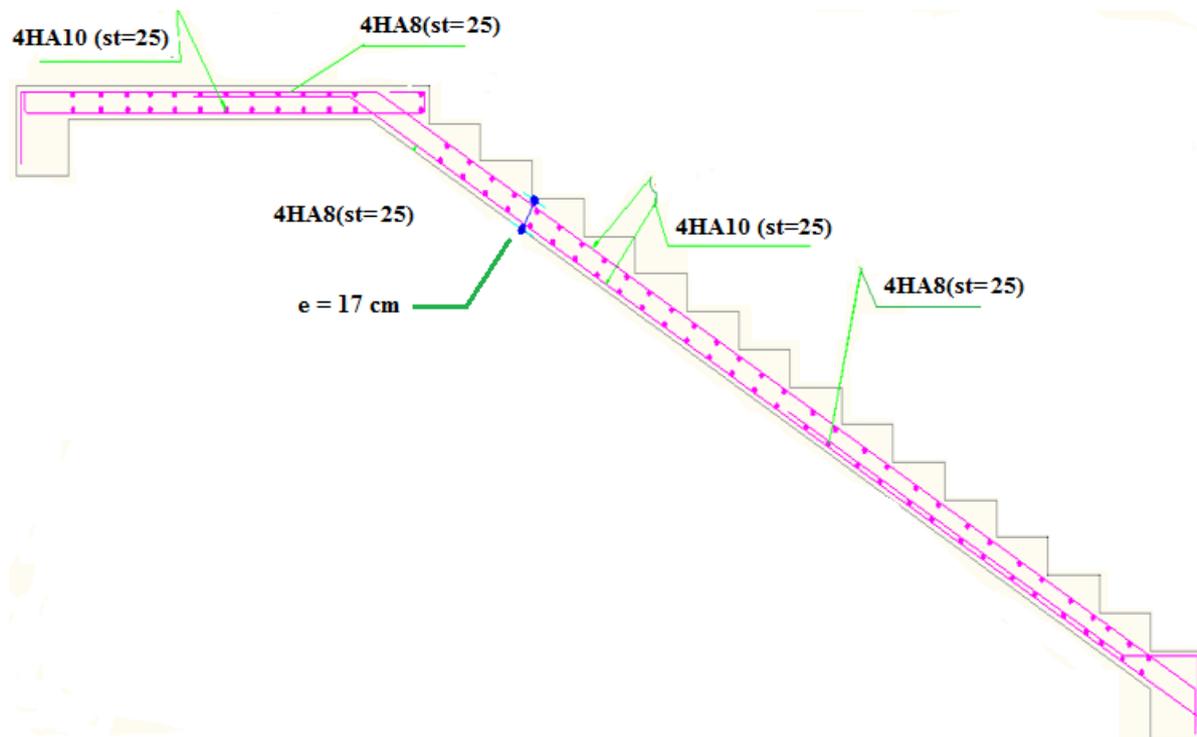


Figure III.18. Schéma de ferrailage d'escalier type 2.

III.5.2.2. Etude de la poutre brisée

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le (BAEL91) :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

➤ Les charges sur la poutre

$$g_0 : \text{Poids propre de la poutre} \quad g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B.

$$\text{ELU} : R_B = 24.72 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 17.88 \text{ KN}$$

➤ Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 27.75 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 31.22 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 26.53 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.4 M_0 = -12.44 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 41.63 \text{ KN}$$

Calcul d'armature à la flexion simple

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A _{calculé} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A _{calculé} > A ^{min}
Travée	26.53	0.079	0,103	0,268	2.84	1.01	Vérifiée
Appui	-12.44	0.037	0,047	0,275	1.30	1.01	Vérifiée

Tableaux III.28. Résumé des résultats de ferrailage.

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{41.63 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.496 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(-0.16 \text{ cm}^2; 0.45 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,5 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

➤ Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = 9.73 \times \frac{3}{2} = 14.60 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures longitudinales

$$A_{tor}^l = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625 \text{ m}^2 \\ e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{tor}^l = \frac{14.60 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 3.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{trs}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.51$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{14.60 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.34 \text{ MPa}$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.496^2 + 2.34^2} = 2.39 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.84 + \frac{3.35}{2} = 4.51 \text{ cm}^2$

Soit 3A12+1HA14 = 4.93 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.3 + \frac{3.34}{2} = 2.98 \text{ cm}^2$

Soit 3HA12 = 3.39cm²

Armature transversales

$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,5 + 0.51 = 1.01 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 20.13 \text{ KN/m}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	19.25	9.53	33883	5.41	15	Vérifiée
En appui	-9.06	8.19	25449	2.92	15	Vérifiée

Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'ELS.

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 25.49 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \Leftrightarrow 4.93 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

III.5.2.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

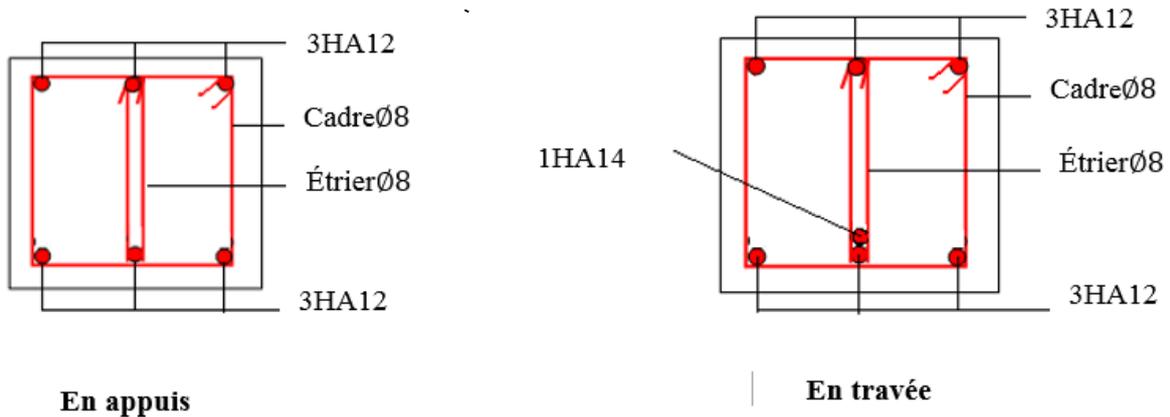


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. Etude de l'acrotère

➤ **Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

évaluation des charges sur l'acrotère.					
Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit de ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
60	10	0.27+0.21	2.84	1.0	2.19

On a les données suivantes :

Q = 1.0 KN/ml

G = 2.19KN/ml

A = 0.15

C_P = 0.8

W_P = 2.84KN/ml

F_P = 1.36 KN

- Calcul des sollicitations
- ✓ Calcul du centre de pression

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel $\sum A_i = S$: (surface de l'acrotère) que :

$$x_C = \frac{1 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_C = 0,091 \text{ m}$$

$$y_C = 0,54 \text{ m}$$

- ✓ Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2,84 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 1,5 \times 0,54 \Rightarrow M_{F_p} = 0,81 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2,84+0+0=2,84	3,83	2,84
M (KN)	1,81	1,5	1

Tableau III.30. Différentes combinaisons à utiliser.

- ✓ Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,5}{3,83} = 0,39 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = 0,16 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon **(B.A.E.L 91 Art 4.4.1)**.

Pour l'excentricité selon **(C.B.A Art 4.3.5)**.

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{100}{250}\right) = 2cm$$

$$d'ou\grave{a} : e_2 = 0.36 + 0.02 = 0.38m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \quad \text{RPA(Art A.4.3.5)}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 2.4cm.$$

$$d'ou\grave{a} : e_t = e_2 + e_3 = 38 + 2.4 = 40.4cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.83 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 3.83 \times 0.404 = 1,70 \text{ KN.m}$$

III.6.2. Ferrailage

À l'ELU

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.7 + 3.83 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

$$d' \text{ où } : A_s' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.025$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.655 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} (1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

➤ **Espacement**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2,5 ; 3 \text{ Mpa})$$

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

$$V_u = 1.5 \times G = 1,5 \times 2.84 = 4.26 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,053 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.04 \times 10^{-2}} = 0.589 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.84} = 0.35 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.35 = -0.3 \text{ m} = -30 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p^* y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$P = -3 \times 0.3^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.3) = -0.274 \text{ m}^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.3^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.3)^2 = -0.055$$

$$m^3 y_c^3 - 0.222 y_c - 0.055 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.3 \leq y_c \leq -0.2 \Rightarrow y_c = -0.25 \text{ m}$$

$$y = -0.25 + 0.3 = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) =$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.05) = 1.16 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.01}{1.16 \times 10^{-3}} = 0.086 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.84 \times 10^{-3}}{1.16 \times 10^{-3}} (0.08 - 0.01) = 2.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

III.6.3. Schémas de ferrailage

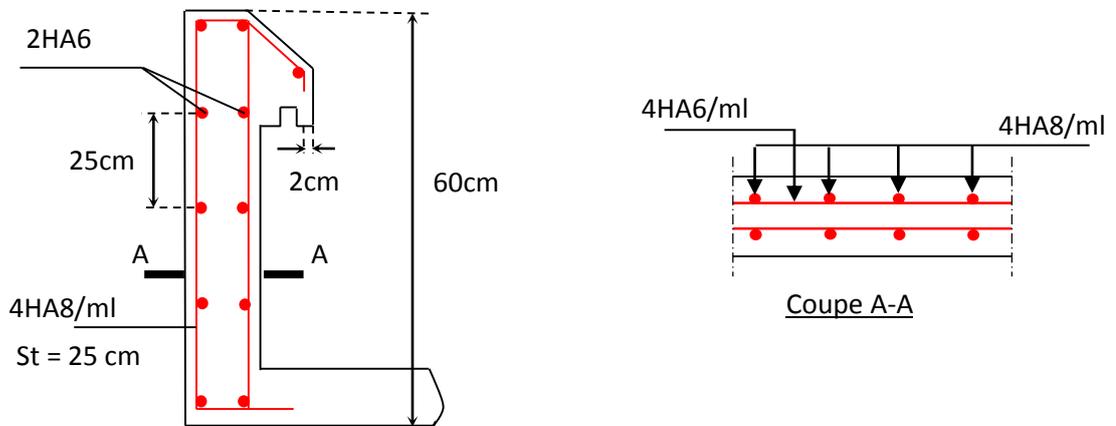


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Etude de l'ascenseur

Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes :

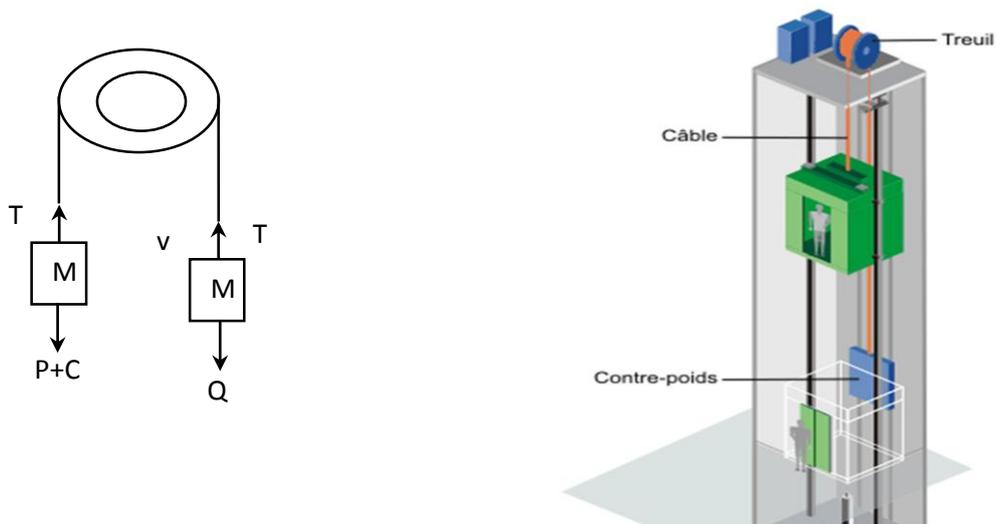


Figure III.21. Schéma statique et concept d'ascenseur.

Les caractéristiques

- V= 1 m/s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 82 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 102 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 32.14 m.
- B_s× T_s = 160 ×135m² dimensions de la gaine.
- le poids de 08 personnes= 630 Kg

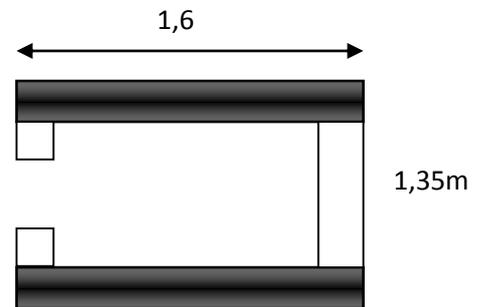


Figure III.22. Schéma de l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

La dalle de cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machine + ascenseur).

Soit l'épaisseur de la dalle **e= 20 cm**

➤ **Evaluation des charges et des surcharges**

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total KN/m ²
G1=25*0,2+22*0,04	S=Lx*Ly=1,6*1,35	G2=Fc/S	G=G1+G2
G1=5.88Kn/m ²	S=2,16	G2=47,2	G=53,08

Tableau III.31. Evaluation des charges et des surcharges.

La charge d'exploitation est : Q= 1KN/m²

➤ **Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations

A L'ELU

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 53,08 + 1,5 \times 1 = 73,16 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho=0,84 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x=0,0517 \\ \mu_y=0,6678 \end{array} \right. \quad \text{Annexes 1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0,0517 * 73,16 * 1,35^2 = 6,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y * M_0^x = 4,6 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels

En travée : $M_t^x = 0,85 * M_0^x = 5,86 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0,85 * M_0^y = 3,91 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0,3 * M_0^x = 2,07 \text{ KN.m}$

III.7.1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple avec.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Amin
travée	x-x	5,86	0,0127	0,0159	0,178	0,95	1,74
	y-y	3,31	0,0072	0,0090	0,179	0,53	1,6
appui	x-x	2,07	0,0045	0,0056	0,1796	0,30	1,74
	y-y						

Tableau.III.32. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

➤ **Vérification à L'ELU**

Condition de non fragilité

on calcul Amin : On a des HA FeE400 avec $\rho_0 = 0,0008$;

E= 20 cm ; b= 100cm ; $\rho = 0,84$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 * 3 - \rho/2 * b * e = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = \rho_0 * b * e = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$A_t^y > A_t^x$ Vérifiée.

Calcul des espacements

Sens x-x' : $St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ on adopte $St = 33 \text{ cm}$

Sens y-y' : $St \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ on adopte $St = 33 \text{ cm}$

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _a ^{cal} (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _t ^{adp} (cm ² /ml)	A _a ^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	5,86	2,07	0,95	1,64	0,3	1,64	4T10=3,14	4T10=3,14
Sens y-y'	3,31	2,07	0,53	1,6	0,3	1,64	4T10=3,14	4T10=3,14

Tableau III.33. ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = 0,05 * f_c 28 = 1,25 \text{ Mpa}$$

$\rho = 0,84 > 0,4$ Flexion simple dans les deux sens.

$$\text{Sens x-x}' : V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 39,01 \text{ KN.}$$

$$\text{Sens y-y}' : V_y = 32,96 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 39,01 * 10^{-3} / 0,18 * 0,1 = 0,216 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{ Mpa}$$

Vérification à L'ELS

$$q_{ser} = G + Q = 53,08 + 1 = 54,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,84 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 7,55 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x = 4,42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Sens x-x}' : M_{tser}^x = 0,85 * M_0^x = 6,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_{tser}^y = 0,85 * M_0^y = 3,76 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes**Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \bar{\sigma}$$

$$\text{Sens x-x} : A_x = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, y = 3,43 \text{ cm}, I = 8787,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y} : A_y = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, y = 3,43 \text{ cm}, I = 8787,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

➤ Cas d'une charge concentrée

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$).

On calcule le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

$$\nu : \text{coefficient de poisson avec } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.35}{1.6} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.061 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{108}{135} = 0.8$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{108}{160} = 0.67$$

$$G = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 103.3 \text{ KN} \quad \text{donc : } q_u = 1.35G = 139.45 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.061 \times 139.45 = 8.51 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.067 \times 139.45 = 9.3 \text{ KNm}$$

✓ **Moment dû aux poids propre de la dalle**

$$q_u = 1.35 * 5.88 + 1.5 * 1 = 9.438 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 1.008 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_2^x = 0.77 \text{ KN.m}$$

✓ **La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.51 + 1.008 = 9.51 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.3 + 0.77 = 10.07 \text{ KNm.}$$

✓ **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times 9.51 = 8.08 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 10.07 = 8.56 \text{ KNm.}$$

✓ **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.51 = 2.85 \text{ KNm.}$$

-Ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur et d= 17 cm

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At ^{cal} (cm ² /ml)	Aa ^{min} (cm ² /ml)	Aa ^{cal} (cm ² /ml)	Aa ^{min} (cm ² /ml)	At ^{adp} (cm ² /ml)	Aa ^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	8,08	2,85	1,3	1,64	0,45	1,64	4T10=3,14	5T10=3,92
Sens y-y'	8,56	2,85	1,37	1,6	0,45	1,74	4T10=3,14	5T10=3,92

Tableau III.34. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

➤ **Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 432 \text{ cm}$$

$$q_u = 139.45 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.32 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 648 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3 \times 1.8} = 25.82 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{139.45}{3 \times 1.8} = 25.82 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures**

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

l'ELS : ($\nu = 0.2$)

➤ **Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{ser} = G = 103.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.061 + 0.2 \times 0.067) \times 103.3 = 7.68 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 8.18 \text{ KNm}$$

➤ **Les moments dus aux poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0586 \times 6.88 \times 1.35^2 = 0.73 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7655 \times 0.73 = 0.55 \text{ KN.m}$$

➤ **La superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.68 + 0.73 = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.18 + 0.55 = 8.73 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérifications des contraintes**

✓ **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times 8.41 = 7.15 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.73 = 7.42 \text{ KNm}$$

✓ **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 9.51 = 2.85 \text{ KNm}$$

➤ **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Sens x-x : } y = 3.67 \text{ cm , } I = 113200 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } y = 3.67 \text{ cm , } I = 113200 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifier.}$$

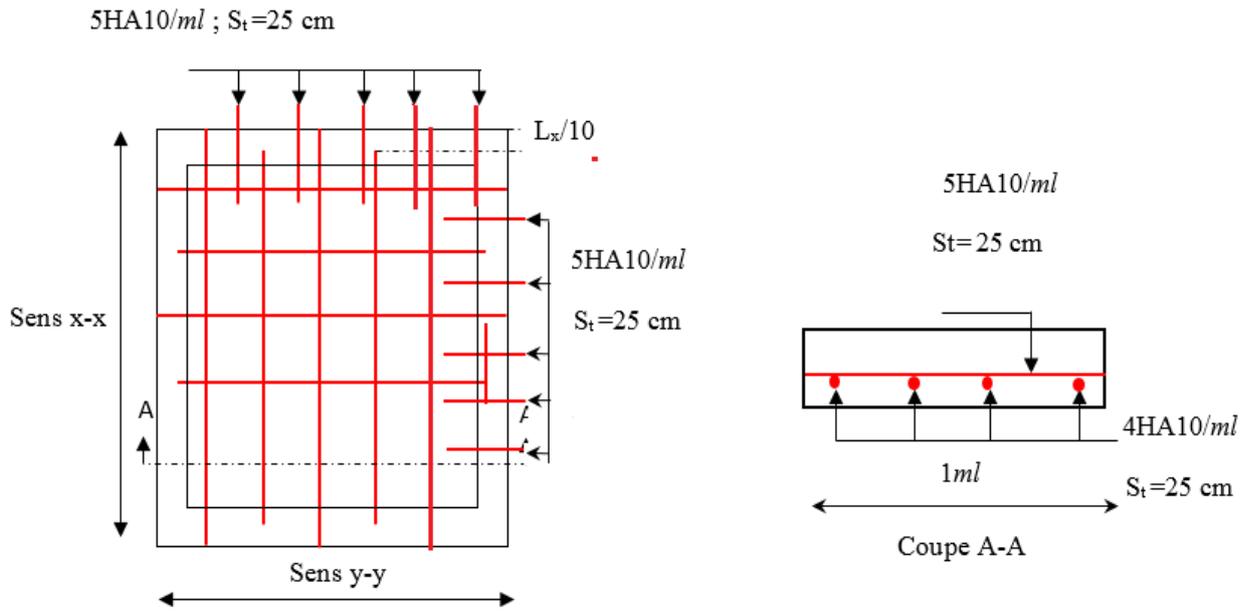


Figure III.23. Schéma de ferrailage du local machine.

IV.1. Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2. Etude de la structure au séisme

IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000

Le SAP est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

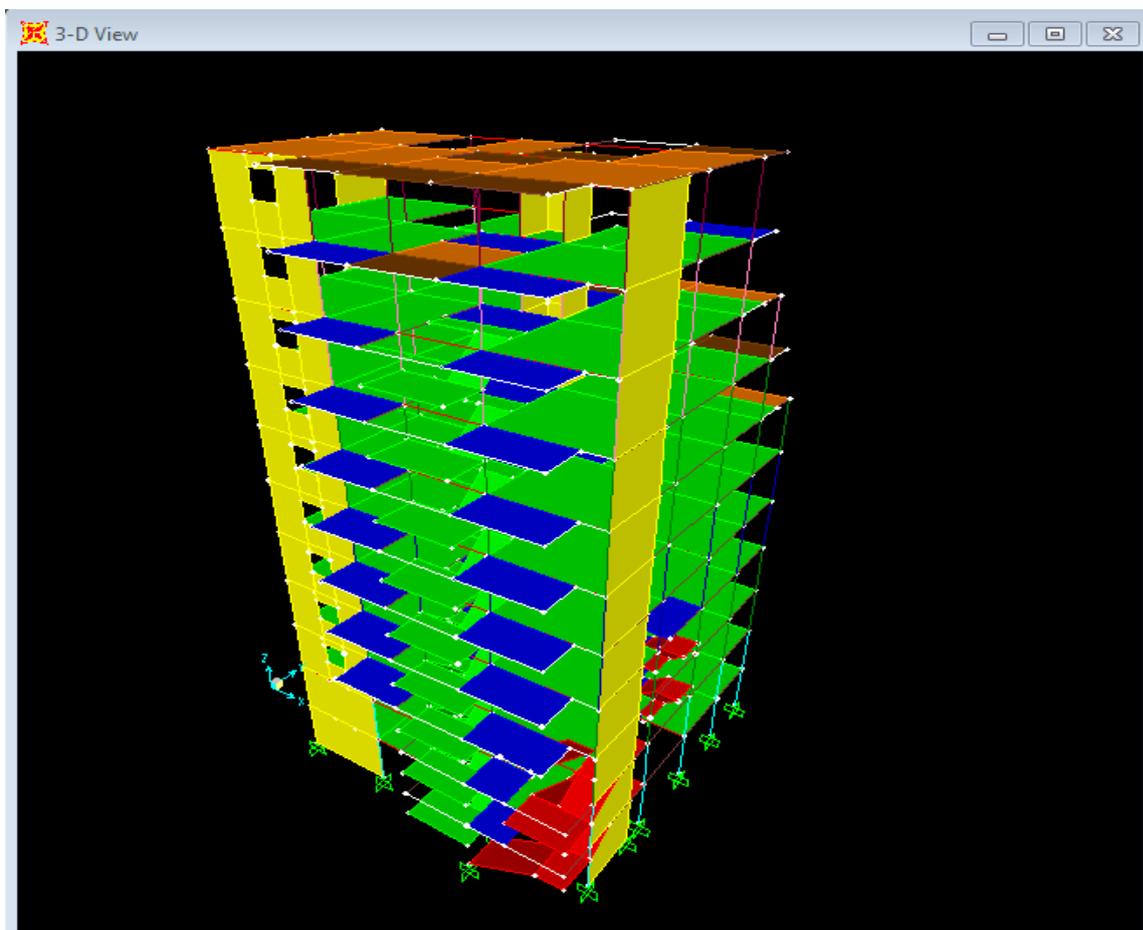


Figure IV.1. Vue 3D de la structure.

IV.2.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélerogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

➤ **Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone.** C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ **tableau (4.1) RPA99/2003**

- **R : Coefficient de comportement global de la structure,** il est fonction du système de contreventement, dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$. **tableau (4. 3) RPA99/2003**

- **Q : Facteur de qualité.**

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

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

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

“ Critère q ”	Observé	Pq/x	Observé	Pq/y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles d'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq.

$$Q_x = 1.25 \quad Q_y = 1.3$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{(Formule 4.5) RPA99/2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est :

$$W = 30322.422\text{KN}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique.** Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ **tableau 4.7 (RPA99).**

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 31.68m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 31.68^{\frac{3}{4}} = 0.67s$$

$L_x = 16.00$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 16,76$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.68}{\sqrt{16}} = 0.71s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.68}{\sqrt{17,56}} = 0.68s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.67s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.67s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.666$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.666$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (**art 4.2.4**)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.666 \times 1.25}{5} \times 30322.422 = 1894.393 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.666 \times 1.30}{5} \times 30322.422 = 1970.169 \text{ KN}$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectre

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-3-3)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

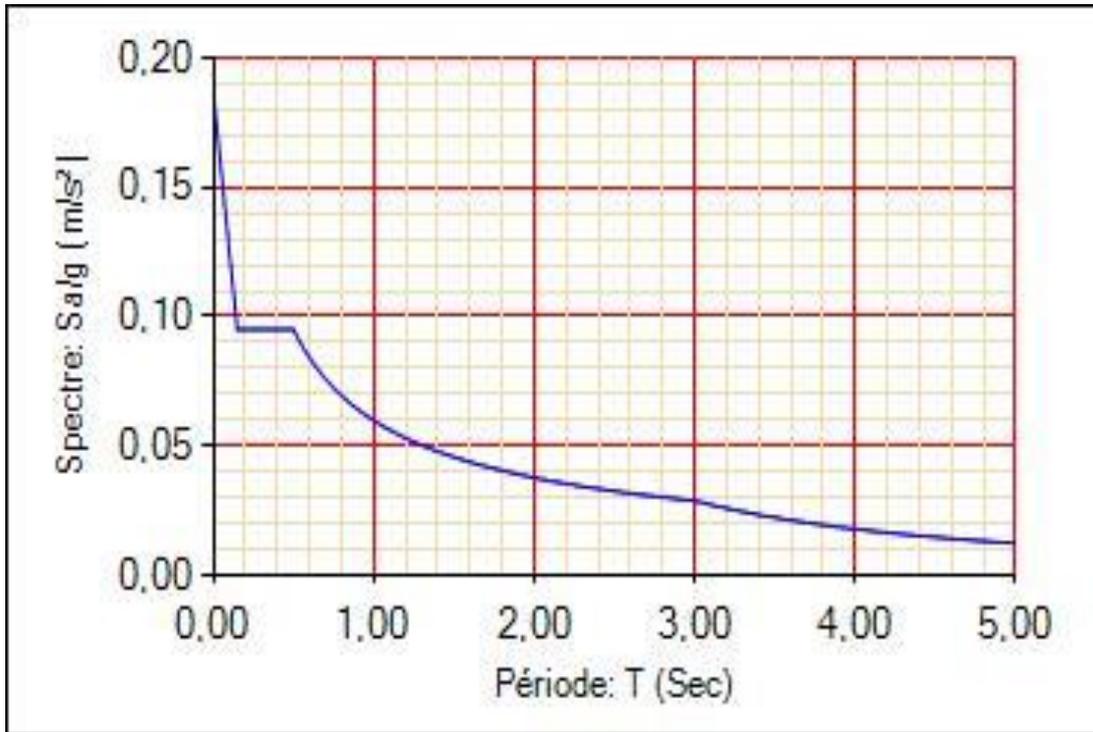
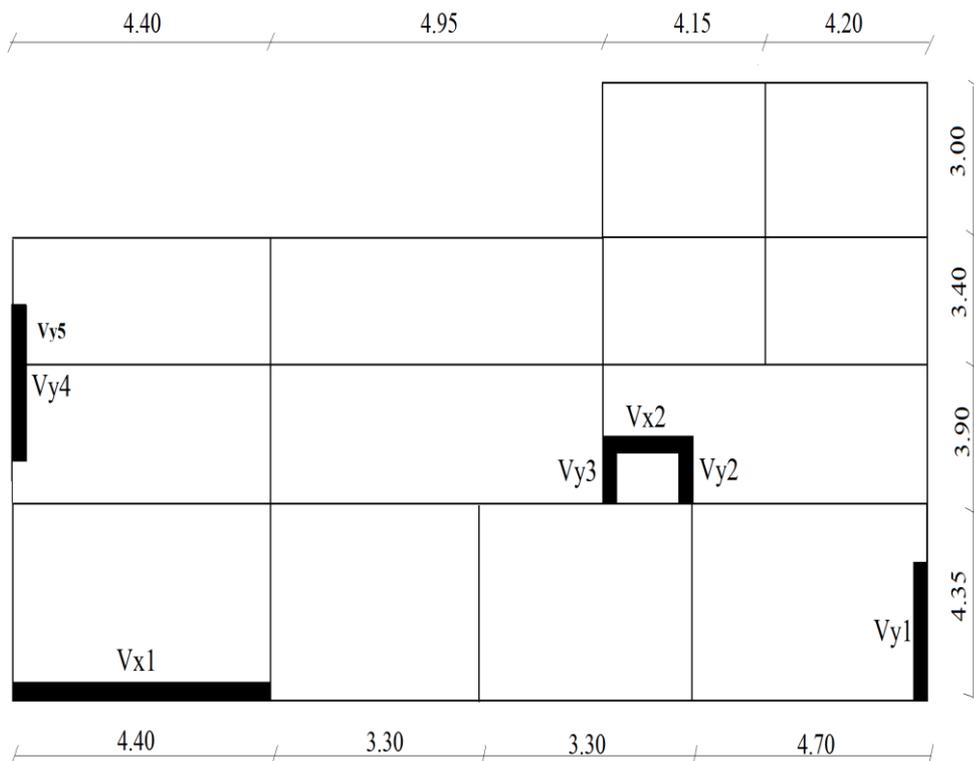


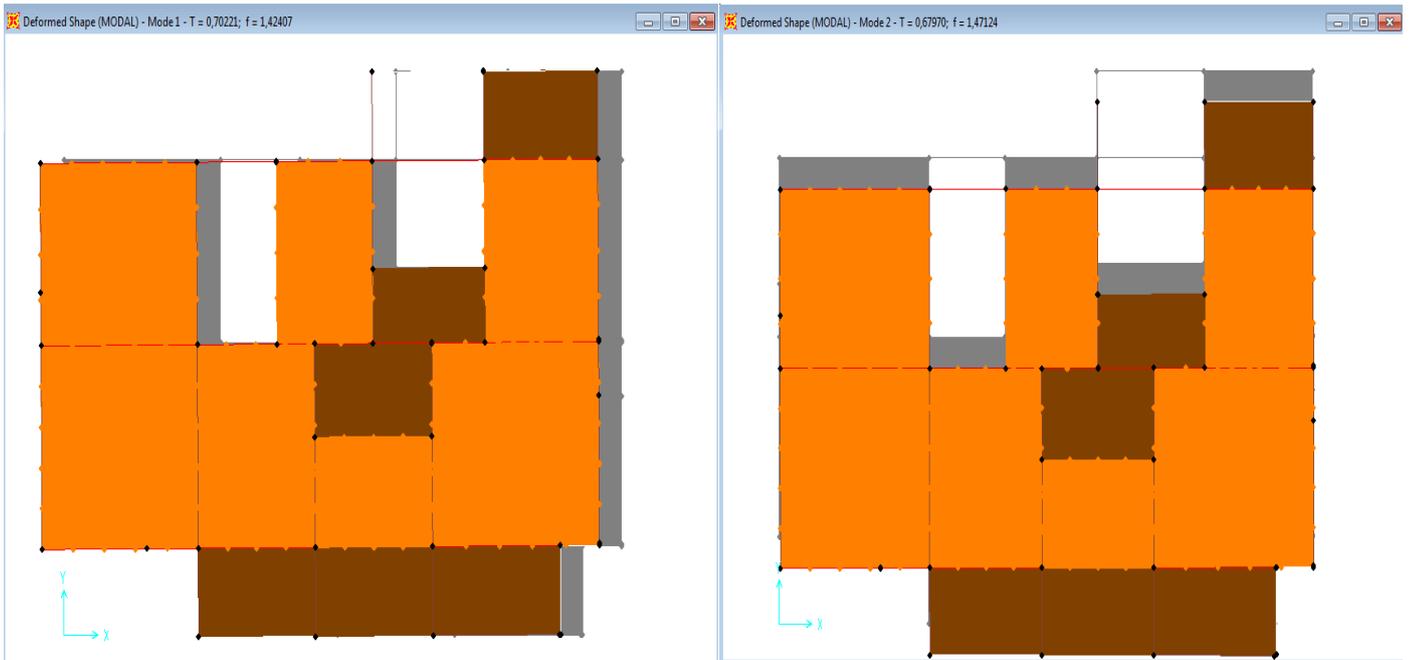
Figure IV.3. Spectre de repense Y-Y.

La disposition des voiles



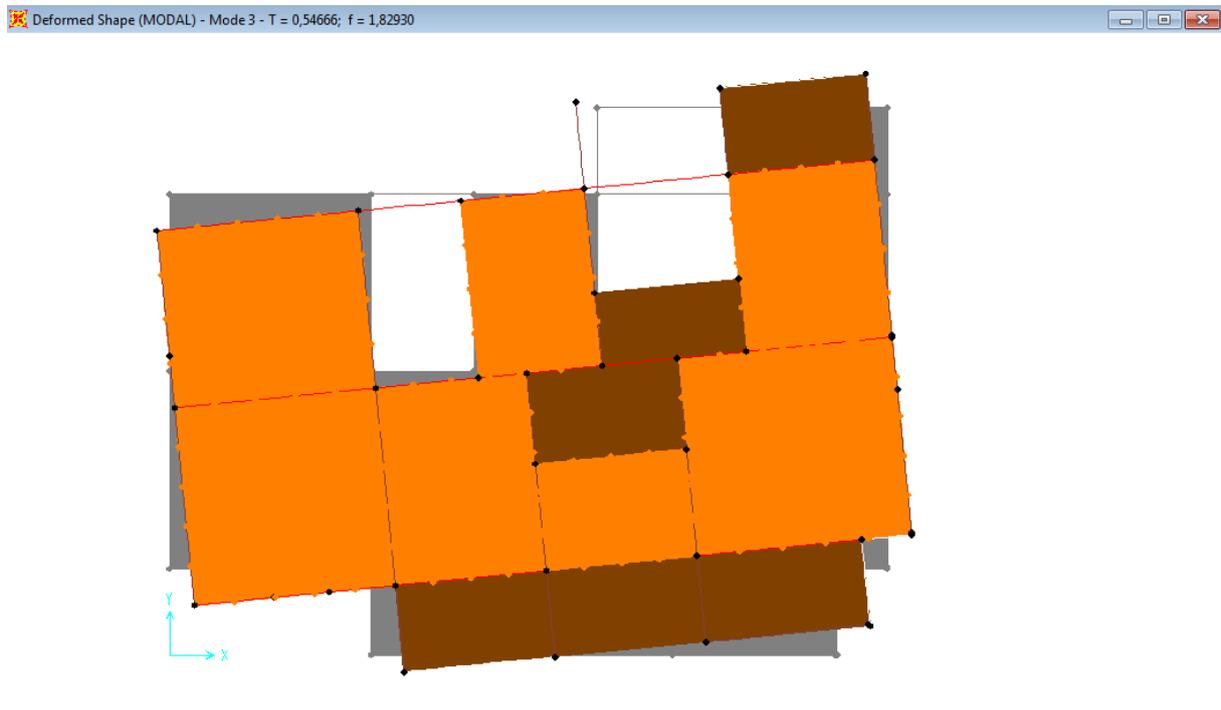
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.702210	0.68467	0.00096	0.00000313	0.68467	0.00096
Mode 2	0.679699	0.00091	0.68034	0.00011	0.68558	0.6813
Mode 3	0.546657	1.208E-08	0.00021	0.000006344	0.68558	0.68151
Mode 4	0.373737	7.787E-07	0.000001385	0.00025	0.68558	0.68151
Mode 5	0.235818	0.13244	0.00257	0.00006326	0.81802	0.68408
Mode 6	0.221029	0.00062	0.02097	0.00013	0.81864	0.70505
Mode 7	0.217638	0.00173	0.1415	0.00038	0.82037	0.84655
Mode 8	0.196995	0.00002947	0.000002506	0.00047	0.8204	0.84655
Mode 9	0.180649	0.00527	0.00082	0.00003389	0.82568	0.84737
Mode 10	0.178836	0.00058	0.00007557	0.00085	0.82626	0.84745
Mode 11	0.137585	0.00156	0.00078	0.000002795	0.82782	0.84823
Mode 12	0.133077	0.00005922	3.572E-07	0.000001894	0.82788	0.84823
Mode 13	0.1306	0.06173	0.00015	0.00003776	0.8896	0.84838
Mode 14	0.109007	0.00027	0.05486	0.00172	0.88988	0.90324
Mode 15	0.106457	0.00001156	0.00024	0.00055	0.88989	0.90348
Mode 16	0.095151	0.0005	0.00128	0.14449	0.89039	0.90476
Mode 17	0.094269	0.0006	0.00235	0.01196	0.89098	0.90711
Mode 18	0.090872	0.00017	0.00013	0.00064	0.89115	0.90724
Mode 19	0.086508	0.00027	0.00035	0.00781	0.89142	0.9076
Mode 20	0.085353	0.03346	0.00011	0.00143	0.92489	0.90771

Tableau IV.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.



Mode 1 : Translation selon X-X
T=0,70221s

Mode 2 : Translation selon Y-Y
T=0,679699s



Mode 3 : Rotation autour de Z-Z
T=0,54666s

Figure IV.4. *Les modes de vibration.*

IV.3. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Pour les vérifications des interactions (V, H) nous avons opté pour un changement des sections comme suite : Sous-Sol & entre sol 2,1 (70*70) ;RDC & 1^{er} étage (65*65) ;étages , 2,3 (60*60) étages 4, 5, (55*55) étages 6,7 (50*50) ;duplex (45*45)

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol 2	28186.05	1503.532	94.9358	5.0641
Entre sol 1	25507.537	1671.066	93.8515	6.1484
RDC	22573.569	1461.361	93.9198	6.0801
1 ^{ère} étage	19307.194	1067.78	94.7593	5.2406
2 ^{ème} étage	16074.431	1004.432	94.1188	5.8811
3 ^{ème} étage	13181.247	844.208	93.9808	6.0191
4 ^{ème} étage	10241.287	748.533	93.1888	6.8111
5 ^{ème} étage	7506.549	556.39	93.0994	6.9005
6 ^{ème} étage	5028.393	427.744	92.1602	7.8397
7 ^{ème} étage	2918.482	224.856	92.8465	7.1534
Duplex	65.922	78.04	45.7912	54.2087

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf dans les deux derniers étages.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)		
Entre sol 2	906.278	344.103	72.480	27.519	1592.989	598.506	72.689	27.310
Entre sol 1	623.542	374.188	62.496	37.504	947.639	317.878	62.946	37.053
RDC	722.806	338.786	68.087	31.913	558.607	237.479	73.615	29.831
1 ^{ère} étage	746.149	230.664	76.386	23.614	446.768	229.679	66.046	33.953
2 ^{ème} étage	940.215	272.885	77.505	22.495	384.714	170.712	69.264	30.735
3 ^{ème} étage	880.755	206.643	80.997	19.003	295.686	143.922	67.330	32.669
4 ^{ème} étage	770.743	181.386	80.949	19.051	272.985	138.407	66.356	33.643
5 ^{ème} étage	647.301	138.208	82.405	17.595	256.286	143.922	64.038	35.961
6 ^{ème} étage	484.989	110.273	81.475	18.525	180.626	55.783	76.404	23.595
7 ^{ème} étage	342.473	73.74	82.283	17.716	90.87	36.592	71.291	28.708
Duplex	28.915	27.233	51.497	48.502	7.025	7.135	49.611	50.388

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon (Art 4.3.6) du RPA99/Version2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} 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_{dyn} .

FORCE SISMIQUES	V _{dyn}	V _{st}	V _{dyn} /V _{st} >0.8
SENS X-X	1771.032	1894.393	Vérifiée
SENS Y-Y	1892.618	1970.169	vérifiée

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.

$V_{dyn}/V_{st} > 0,8$ Selon le sens X-X donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

$V_{dyn}/V_{st} > 0,8$ Selon le sens Y-Y donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Formule 7.2) RPA 99/2003}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveau	B(cm ²)	N(KN)	Nrd ≤ 0.3	Remarque
Entre Sol 2+1	(70*70)	3084,487	0,244897959	Vérifiée
RDC+1 ^{ère} étage	(65*65)	2416,754	0,228805112	Vérifiée
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	(60*60)	1822,211	0,202467889	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	(55*55)	1247,228	0,164922711	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage	(50*50)	708,779	0,11340464	Vérifiée
Duplex	(45*45)	221,792	0,043810765	Vérifiée

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.6. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Niveaux	SENS X-X					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre Sol 2	0.04	0.2	0	0.2	288	0.0694
Entre Sol 1	0.12	0.6	0.2	0.4	288	0.1389
RDC	0.23	1.15	0.6	0.55	288	0.1910
1 ^{ère} étage	0.38	1.9	1.15	0.75	288	0.2604
3 ^{ème} étage	0.54	2.7	1.9	0.8	288	0.2778
2 ^{ème} étage	0.7	3.5	2.7	0.8	288	0.2778
4 ^{ème} étage	0.86	4.3	3.5	0.8	288	0.2778
5 ^{ème} étage	1	5	4.3	0.7	288	0.2431
6 ^{ème} étage	1.13	5.65	5	0.65	288	0.2257
7 ^{ème} étage	1.25	6.25	5.65	0.6	288	0.2083
Duplex	1.35	6.75	6.25	0.5	288	0.1736

Tableau IV.7. Vérification des déplacements pour le sens x-x.

Niveaux	SENS Y-Y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre Sol 2	0,05	0,25	0	0.25	288	0.087
Entre Sol 1	0,15	0,75	0,25	0.5	288	0.174
RDC	0,26	1,3	0,75	0.55	288	0.191
1 ^{ère} étage	0,4	2	1,3	0.7	288	0.243
3 ^{ème} étage	0,55	2,75	2	0.75	288	0.260
2 ^{ème} étage	0,71	3,55	2,8	0.75	288	0.260
4 ^{ème} étage	0,87	4,35	3,6	0.75	288	0.260
5 ^{ème} étage	1,03	5,15	4,4	0.7	288	0.260
6 ^{ème} étage	1,17	5,85	5,15	0.75	288	0.243
7 ^{ème} étage	1,32	6,6	5,85	0.75	288	0.260
Duplex	1,45	7,25	6,6	0.65	288	0,226

Tableau IV.8. Vérification des déplacements pour le sens y-y.

Remarque :

$$\Delta_k \text{ max} = 0,8 \text{ cm} < 1 \%$$

V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9) RPA99/version 2003)

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, 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 $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
1	288	29431.36	0.5	1489.973	0.0343	0.65	1205.576	0.055
2	288	27258.67	0.6	1600.609	0.0355	0.5	1703.361	0.039
3	288	22758.9	0.65	1234.511	0.0416	0.55	996.534	0.059
4	288	19599.88	0.7	1123.485	0.0424	0.7	969.586	0.053
5	288	16518.07	0.8	1335.185	0.0344	0.8	949.435	0.048
6	288	13639.18	0.8	1192.655	0.0318	0.8	858.695	0.044
7	288	10769.31	0.8	1025.608	0.0292	0.8	777.929	0.038
8	288	7997.609	0.75	834.914	0.0249	0.75	641.818	0.030
9	288	5509.325	0.55	631.784	0.0167	0.75	488.862	0.022
10	288	3253.359	0.4	448.391	0.0101	0.7	482.341	0.012
11	288	331.644	0.2	297.985	0.0008	0.65	420.996	0.001

Tableau IV.9. Vérification à L'effet P-Δ.

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

VI.8. Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu l'irrégularité en élévation de la structure et les contraintes architecturale.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

L'emplacement de la cage d'escaliers dans la modélisation jeu un rôle pour le comportement de la structure.

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. Etudes 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 :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q\pm Ex$
- 4) $G+Q\pm Ey$
- 5) $0.8G\pm Ex$
- 6) $0.8G\pm Ey$

RPA99 /version2003 (Article 5.2)

Après modélisation et afin de satisfaire l'ensemble des conditions citées, nous avons six types de poteaux à étudier :

- Sous-sol , Entre Sol 1&2 : $(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$.
- RDC , 1^{er} étage : $(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$.
- 2, 3^{ème} étages : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$.
- 4, 5^{ème} étages : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- 6, 7^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- Duplex : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.

V .2.1 Recommandations du RPA99

a) 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).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

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

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

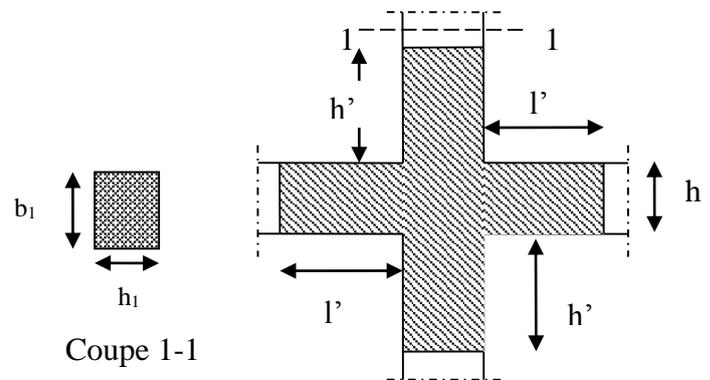


Figure.V.1. zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
S-sol, Entre sol 1&2	70×70	39.2	196	294
RDC, 1 ^{ère} étage	65×65	33.8	169	253.5
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60×60	28.8	144	216
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55×55	24.2	121	181.5
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50×50	20	100	150
Duplex	45×45	16.2	81	121.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la}$$

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V .2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de notre modèle qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$			$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)		
S-Sol Entre Sol 1&2	-3490.57	C -131.702	154.24	427.816	T -797.818	C 37.927	138.94	
RDC, 1^{er} Etage	-2432.65	C -22.0023	236.0009	196.038	T -267.621	C 49.8058	129.83	
2^{eme}, 3^{eme} étages	-1824.59	C 30.4808	-125.0995	678.437	T -170.016	C 53.7137	83.845	
4^{eme}, 5^{eme} étages	-1254.07	C 33.6343	-125.8758	128.433	T -68.653	C 86.1186	74.772	
6, 7^{eme} étages	-712.653	C 35.1035	112.0046	236.637	T -16.313	C -5.5166	62.698	
Duplex	-220.734	C -66.4699	-116.2858	101.187	T -29.483	C 1.345	73.155	

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.

C : compression T : traction

V .2.3. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

- **Hypothèse de calcul**
 - Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm).
 - Calcul en flexion composée.
 - Calcul selon le BAEL91.
- **Exemple de calcul**

Nous allons détailler un exemple de calcul pour les poteaux du RDC et 1^{er} étage, et pour le reste des étages, leurs ferrailages sera résumé dans un tableau récapitulatif.

1^{er} Cas :

$$N^{\min} = -267.621 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 49.8058 \text{ KN.m}$$

$$b=65 \text{ cm} , h=65 \text{ cm} , d = 62 \text{ cm}$$

Situation courante: $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.186 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m} \Rightarrow \text{N compression, le centre de pression est à}$$

l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu} \\ M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 203.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 0.0358 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.47 \text{ MN.m}$$

Donc la section est Partiellement Comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.0498058}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.038 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.67(1 - (0.4 \times 0.038)) = 0.659 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{0.0498058}{0.659 \times 348} = 5.9 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5.7 \text{ cm}^2 .$$

2^{ème} Cas :

$$N^{\max} = 2432.59 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = -22.0023 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm}, h = 65 \text{ cm}, d = 62 \text{ cm}$$

Situation courante: $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.09 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m} \Rightarrow \text{N (compression), le centre de pression est à}$$

l'intérieur de la section.

Donc : **SET**

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{s10}(d - d')}$$

$$\begin{cases} e1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + eG = (0.325 - 0.03) + 0.09 = 0.304 \\ e2 = (d - d') - e1 = (0.62 - 0.03) - 0.304 = 0.286 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e2}{f_{s10}(d-d')} = 2432,59 \cdot 0,286 / 348(0.62-0.03) = 0.339 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{N_u \cdot e1}{f_{s10}(d-d')} = 2432,59 \cdot 0,304 / 348(0.62-0.03) = 3.6 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_1; A_2) = 3.6 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

$$M^{\max} = 236.0009 \text{ KN} \rightarrow N^{\text{corr}} = 196.038 \text{ KN.m}$$

$$b=65 \text{ cm}, h=65 \text{ cm}, d = 62 \text{ cm}$$

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.2 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Donc : **SPC**

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 236.0009 + 196.038(0.62 - 0.325) = 293.83$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.29383}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.063 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.082 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.62(1 - (0.4 \times 0.082)) = 0.599 \text{ m} \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{0.29383}{0.599 \times 400} = 12.25 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 12.24 \times 10^{-4} - 0.29383 / 400 = 4.9 \text{ cm}^2.$$

Des trois cas précédemment cités, on adoptera le A du 1^{er} cas qui est égal à 5.7 cm² pour le ferrailage.

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable.

les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A calculée (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous sol, Entre Sol 1 & 2	70×70	12.25	39.2	10HA16+6HA20
RDC , 1 ^{er} étage	65×65	10.7	33.8	14HA16+2HA20=34.43
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60×60	9.89	28.8	14HA16+2HA14=31.23
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55×55	9.51	24.2	14HA14+2HA12
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50×50	8.99	20	4HA16+8HA14=20.36
Duplex	45×45	8.76	16.2	4HA16+8HA12=17.09

Tableau V.3. Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Exemple de calcul

On prend l'exemple de calcul du poteau **RDC (65×65) cm²** :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0.7 \times 2.88}{0.65} \right) = 3.1 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) = \text{min} (12\text{cm}, 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- **Quantité d'armature minimale**

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b)$$

$$\text{On a : } 3 \leq \lambda_g = 4.25 \leq 5$$

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

	S-Sol	Entre Sol 1	Entre Sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	Duplex
Section (cm²)	70*70	70*70	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45
Ø_l^{max}(cm)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2	1.6	1.6
Ø_l^{min}(cm)	2	2	2	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2

l_f (m)	2.016	2.016	2.016	2.016	2.016	2.016	2.016	2.016
λ_g	2.88	2.88	2.88	3.1	3.36	3.66	4.03	4.48
V_u (kN)	138.94	138.94	138.94	129.83	83.845	74.722	62.698	73.155
l_r	1	1	1	1	1	0.8	0.64	0.64
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
St zone courante	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm²)	2.61	2.48	1.83	1.89	2.03	1.87	1.92	1.55
A_t^{min} (cm²)	3.02	3.02	3.02	2.75	2.47	1.05	1.05	1.01
A_t^{opt} (cm²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N^{bre} de barres	6HA8							

Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$.

V .2. 4. Vérification

a) Vérification au flambement

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ avec $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)
S-sol , Entre Sol 1 & 2	70×70	2.88	2.016	9.976	0.836	44.77	5329	8440.23	3490.573
RDC ,1 ^{er} étage	65×65	2.88	2.016	10.744	0.834	35.72	3969	7148.90	2432.659
2, 3 ^{ème} étages	60×60	2.88	2.016	11.63	0.831	31.96	3364	6085.92	1824.599
4, 5 ^{ème} étages	55×55	2.88	2.016	12.69	0.838	24.89	2809	5005.76	1254.075
6, 7 ^{ème} étages	50×50	2.88	2.016	13.96	0.823	20.36	2304	4036.24	712.653
Duplex	45×45	2.88	2.016	15.52	0.817	17.09	1849	3012.18	220.734

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux.

On voit bien que $N_{\max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

• Exemple de calcul

Poteaux Sous-sol et Entre Sol (70×70)

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{gg}} = \frac{2351.022 \times 10^{-3}}{0.5571} + \frac{0.060259 \times 0.3886}{0.06} = 5.12 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{gg}} = \frac{2351.022 \times 10^{-3}}{0.5491} - \frac{0.060259 \times 0.3114}{0.026} = 3.49 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

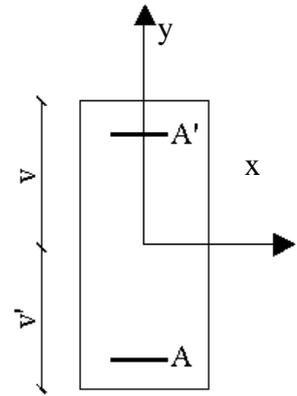


Figure V.2. Section d'un poteau.

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$= (0.7 \times 0.7) + 15 \times 44.77 \times 10^{-4} = 0.5571 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$= \frac{1}{0.5571} \left(\frac{0.7 \times 0.7^2}{2} + 15 \times 44.77 \times 10^{-4} \times 0.67 \right) = 0.3886 \text{ m.}$$

$$v' = h - v = 0.7 - 0.3886 = 0.3114 \text{ m Et } d = 0.9 \times h$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$= \frac{0.7}{3} (0.3886^3 + 0.3114^3) + 15 \times 44.77 \times 10^{-4} (0.67 - 0.3886)^2 = 0.0260 \text{ m}^4$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous- Sol	70×70	67	44.77	38.86	31.14	0.026	2351.022	60.259	5.12	15
Entre Sol 2	70×70	67	44.77	38.86	31.14	0.026	2351.022	60.259	2.44	15
Entre Sol 1	70×70	67	44.77	38.86	31.14	0.026	2351.022	60.259	2.44	15
RDC	65×65	62	35.72	35.82	29.18	0.019	1773.648	62.136	4.89	15
1 ^{er} étage	65×65	62	35.72	35.82	29.18	0.019	1773.648	62.136	4.89	15
2 ^{ème} étage	60×60	57	31.96	33.17	26.83	0.0138	1330.532	61.655	4.74	15
3 ^{ème} étage	60×60	57	31.96	33.17	26.83	0.0138	1330.532	61.655	4.74	15
4 ^{ème} étage	55×55	52	24.89	30.19	24.81	0.0096	914.771	64.200	4.71	15
5 ^{ème} étage	55×55	52	24.89	30.19	24.81	0.0096	914.771	64.200	4.71	15

6^{ème} étage	50×50	47	20.36	27.39	22.61	0.0067	520.804	58.334	4.24	15
7^{ème} étage	50×50	47	20.36	27.39	22.61	0.0067	520.804	58.334	4.24	15
Duplex	45×45	42	17.09	05.63	39.37	0.0125	162.891	84.862	1.09	15

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Sous-sol Entre Sol 1&2	70×70	2.016	2.88	0.04	67	138.94	0.2962	1
RDC,1^{er} étage	65×65	2.016	3.1	0.04	62	129.83	0.3221	1
2, 3^{ème} étages	60×60	2.016	3.36	0.04	57	83.845	0.2451	1
4, 5^{ème} étages	55×55	2.016	3.66	0.04	52	74.772	0.2661	1
6, 7^{ème} étages	50×50	2.016	4.03	0.04	47	62.698	0.2668	1
Duplex	45×45	2.016	4.48	0.04	42	73.155	0.3870	1

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.

V .2.5. Dispositions constructives

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100\text{cm}.$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm}.$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50\text{cm}$$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

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

$$l' = 2h$$

Niveaux	.l'	.h'
Sous-sol , entre sols 1&2	140 cm	70 cm
RDC , 1^{er} étage	130 cm	65 cm
2 , 3^{ème} étages	120 cm	60 cm
4 , 5^{ème} étages	110 cm	60 cm
6 , 7^{ème} étages	100 cm	60 cm
Duplex	90 cm	60 cm

TABLEAU V.8. Les zones nodales dans les poteaux

V .2.6. Schémas de ferrailage des poteaux

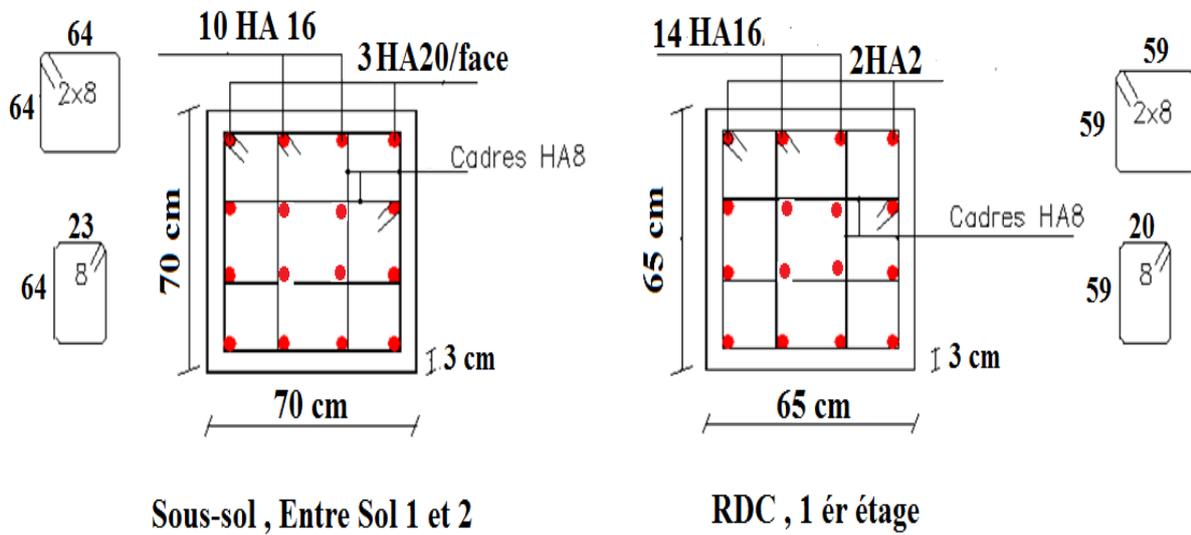


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-Sol, Entre Sol 1&2 / RDC, 1^{er} étage.

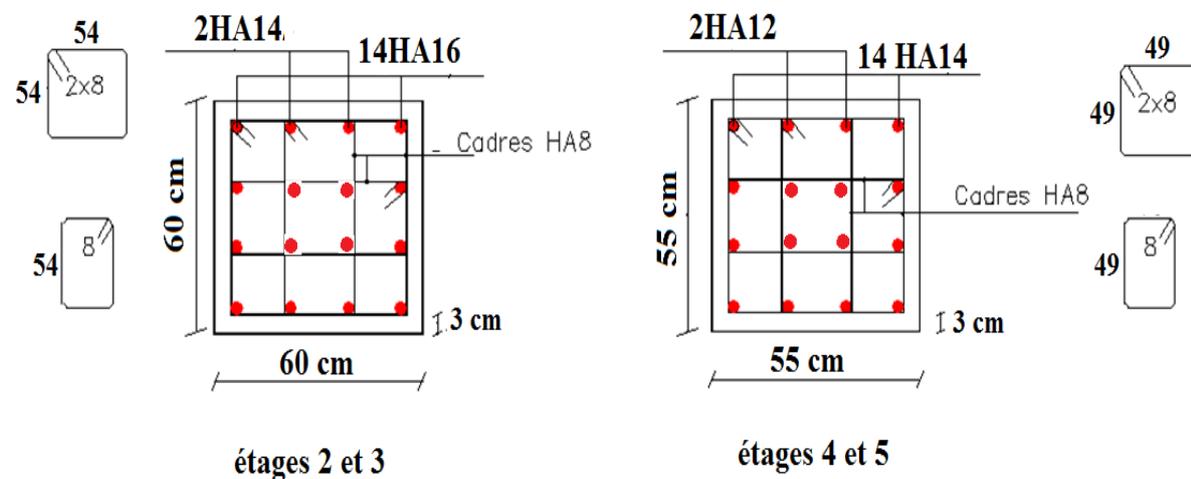


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux
2, 3^{ème} étages / 4, 5^{ème} étages.

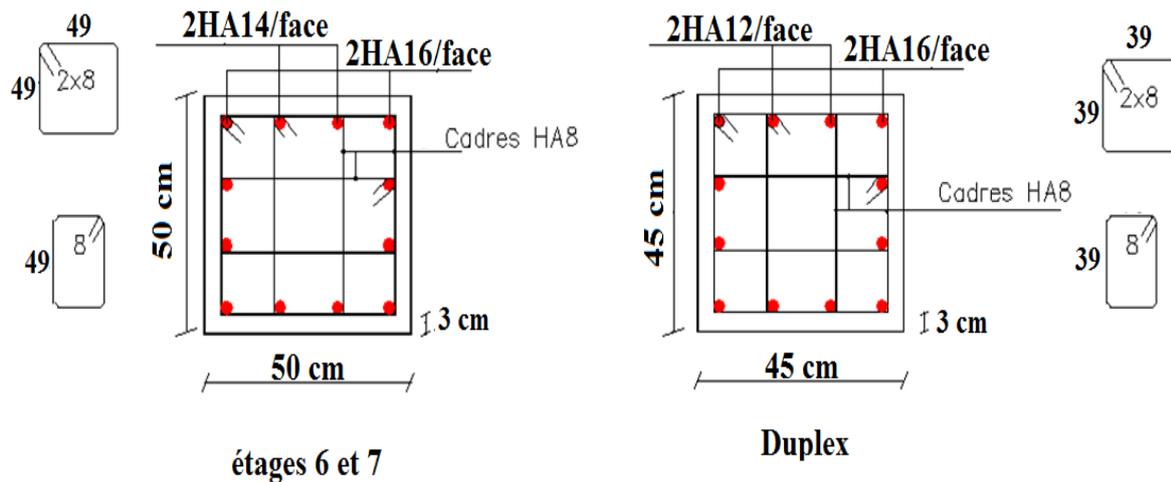


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux
6, 7^{ème} étages / Duplex.

V .3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts tirés de notre modèle, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/version 2003 (Art 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30x45).
- poutres secondaires (30x40).

V .3.1. Recommandation du RPA 99

a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

RPA99 (Art 7.5.1)

b) Ferrailage**- Les armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

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

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

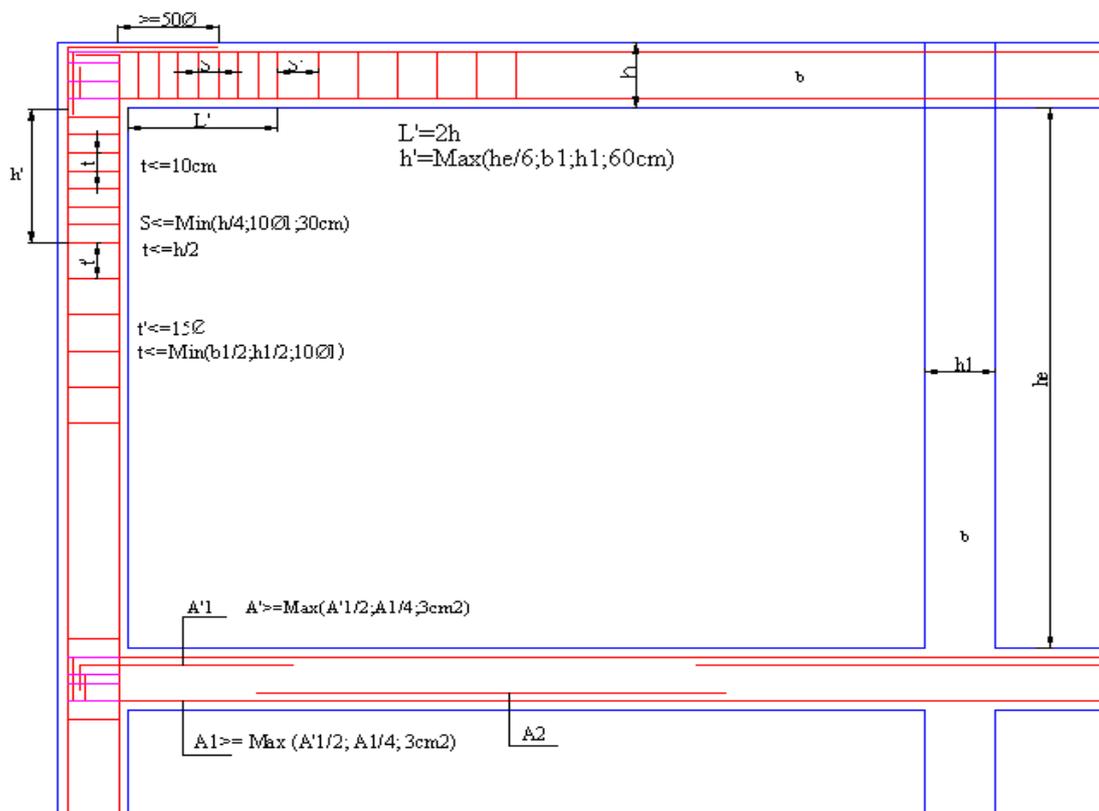


Figure V.6. Dispositions constructives des portiques.

V .3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

$$\begin{cases} A_{min\ PP} = 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 0.45 = 6.75 \text{ cm}^2 \\ A_{min\ PS} = 0.5 \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Exemple de calcul (pour le RDC et 1^{er} étage) (PP)a) En travée $M = 204.1602 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.2413922}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.321 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{On à : } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow Mu < Ml$$

⇒ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.283 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.372m \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = \frac{0.2413922}{0.342 \times 348} = 15.02 \text{ cm}^2$$

b) En appuis $M = -206.446 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.301$$

$$\alpha = 0.280 \Rightarrow A = 13.85 \text{ cm}^2$$

$$Z = 0.372$$

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Niveaux	Localisation	M(KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Nbre de barres
S-Sol, entre sol 1&2	Travée	204.1602	15.02	6.75	15.14	6HA14+2HA16
	Appui	-206.3554	13.82	6.75	15.14	6HA14+2HA16
RDC , 1 ^{er} étage	Travée	201.3922	13.40	6.75	15.14	6HA14+2HA16
	Appui	-206.446	13.85	6.75	15.14	6HA14+8HA16
2 ^{ème} étage	Travée	109.5586	8.14	6.75	8.54	4HA12+2HA16
	Appui	-161.5096	12.05	6.75	12.06	3HA16+3HA16
3, 4, 5 et 6 ^{ème} étages	Travée	110.00	8.1	6.75	8.54	4HA12+2HA16
	Appui	-136.1157	10.35	6.75	10.65	3HA14+3HA16
7 ^{ème} étage	Travée	72.1661	5.21	6.75	6.79	3HA12+3HA12
	Appui	-127.4981	9.62	6.75	10.3	2HA12+4HA16
Duplex	Travée	60.8751	4.37	6.75	6.79	3HA12+3HA12

	Appui	-124.9515	9.40	6.75	10.3	2HA12+4HA16
Terrasse inaccessible	Travée	51.911	3.68	6.75	6.79	3HA12+3HA12
	Appui	-92.9473	6.78	6.75	6.79	3HA12+3HA12

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales.

Niveaux	Localisation	M(KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Nbre de barres
S-Sol, entre sol 1&2	Travée	109.65	9.51	6	10.65	3HA14+3HA16
	Appui	-124.26	10.98	6	12.06	3HA16+3HA16
RDC, 1^{er} étage	Travée	123.67	10.92	6	12.06	3HA16+3HA16
	Appui	-134.72	13.13	6	14.32	4HA16+2HA20
2^{ème} étage	Travée	121.99	10.74	6	12.06	3HA16+3HA16
	Appui	-134.87	12.06	6	12.06	3HA16+3HA16
3, 4, 5 et 6^{ème} étages	Travée	114.72	10.01	6	10.18	4HA14+2HA16
	Appui	-107.82	9.33	6	10.18	4HA14+2HA16
7^{ème} étage	Travée	100.89	8.66	6	10.18	4HA14+2HA16
	Appui	-102.51	8.67	6	10.18	4HA14+2HA16
Duplex	Travée	91.19	7.74	6	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-106.87	9.24	6	10.18	4HA14+2HA16
Terrasse inaccessible	Travée	54.82	4.47	6	6.79	3HA12+3HA12
	Appui	-69.50	5.76	6	6.79	3HA12+3HA12

Tableau V.10. Ferrailage des poutres Secondaires.

L_r : longueur de recouvrement.

b) Armatures transversales

✓ Calcul de ϕ_t

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(12; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 1.28; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ Calcul des espacements S_t

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm})$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Vérification des sections d'armatures

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \Phi$ en zone de recouvrement

$\Phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$ On adopte $L_r = 80 \text{ cm}$

$\Phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ On adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\Phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ On adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\Phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Soit 1 cadre + 1 étrier de $\Phi 8$ pour toutes les poutres.

-Vérification des armatures selon le RPA99 (art 7.5.2.1)

✓ Pourcentage maximum des armatures longitudinales

$$P_{\text{principale}} \begin{cases} A_{\max} = 4\% b \times h = 0.004 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \times h = 0.006 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

$$P_{\text{secondaire}} \begin{cases} A_{\max} = 4\% b \times h = 0.004 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \times h = 0.006 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

V.3.3. Vérifications à l' ELU

1) Condition de non fragilité

$$A^{\text{cal}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} \text{PP : } A_{\text{min}} = 1.52 \text{ cm}^2 \\ \text{PS : } A_{\text{min}} = 1.15 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des Contrainte tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivantes : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	375.141	2.9	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	207.914	1.87	3.25	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification des Contraintes tangentielles.

3) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15}{400} \times \left[375.141 - \frac{226..3554}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3} = -6.43 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 375.141}{400} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Poutres	V _{max} (KN)	Ma (KN.m)	Al (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	375.141	-226.3554	20.98	1.07	-6.43	Vérifiée
Secondaire	207.914	-134.72	13.13	0.59	-5.65	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

V.3.4. Vérifications à l' ELS

L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-88.60	1069106.4	12.5	10.35	15
		Travées	44.43	136541.4	14.28	4.79	15
	Poutres secondaires	Appuis	-78.23	53687.21	9.81	3.26	15
		Travées	36.98	57015.7	11.4	6.77	15
Terrasse	Poutres principales	Appuis	-67.94	51548.75	9.73	5.41	15
		Travées	85.35	56892.56	10.01	7.51	15
	Poutres secondaires	Appuis	-101.76	1072432.81	11.9	11.22	15
		Travées	58.27	50266.33	9.71	2.73	15

Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton.

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5. Vérifications des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

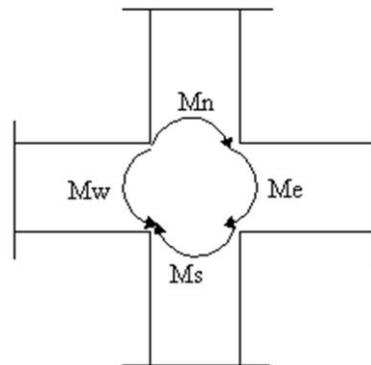


Figure V.7. La zone nodale.

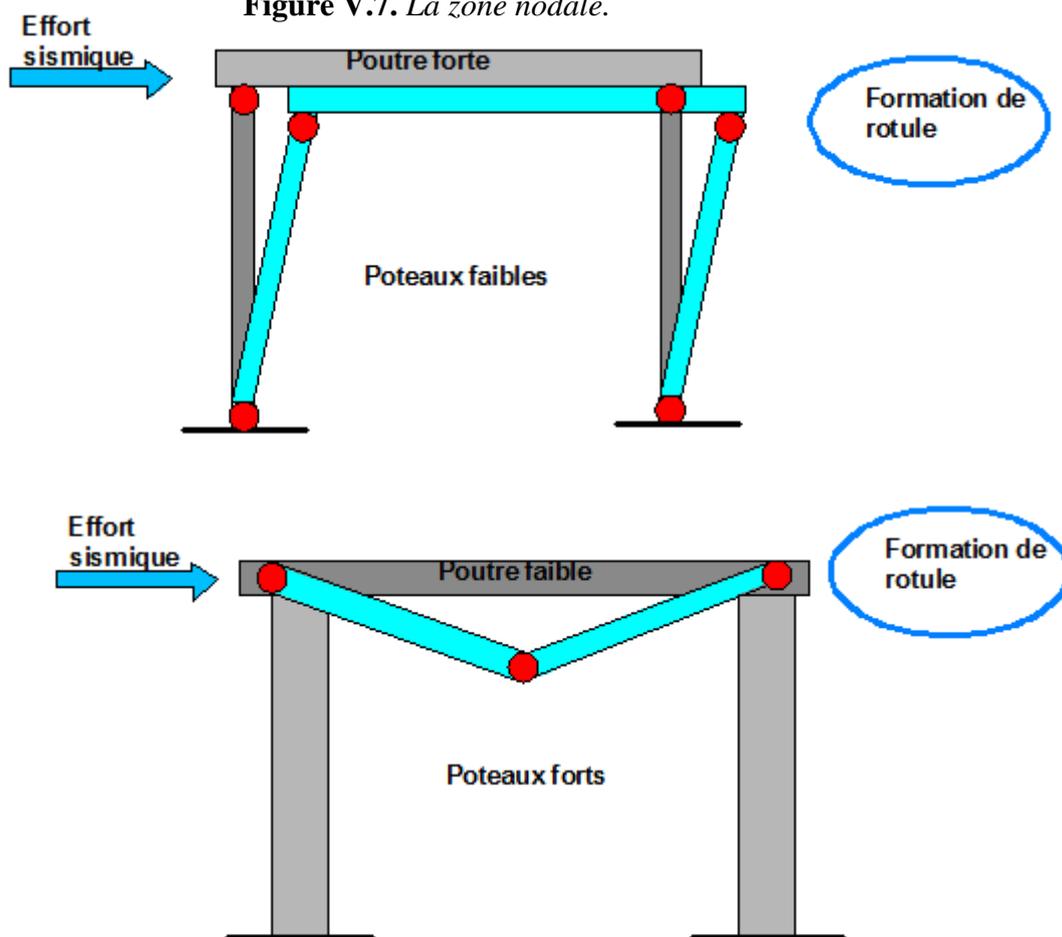


Figure V. 8. Formation de rotules plastiques.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Dimensions de la section du béton
- Quantité d'armatures dans la section du béton
- Contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.9 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

Niveaux	h (m)	Z(m)	A(cm ²)	M _R (KN.m)
S sol,entre sol 1&2	0.7	0.63	22.385	490.768
RDC,1 ^{er} étage	0.65	0.585	17.86	363.593
2,3 ^{ème} étages	0.6	0.54	15.98	300.296
4,5 ^{ème} étages	0.55	0.495	12.445	214.377
6,7 ^{ème} étages	0.5	0.45	10.18	159.418
Duplex	0.45	0.405	8.545	120.433

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que les poteaux :

Niveaux	h (m)	Z(m)	A(cm ²)	M _R (KN.m)
S sol,entre sol 1&2	0.45	0.405	20.61	304.571
RDC,1 ^{er} étage	0.45	0.405	20.61	304.571
2,3 ^{ème} étages	0.45	0.405	12.06	169.973
4,5 ^{ème} étages	0.45	0.405	10.65	150.101
6,7 ^{ème} étages	0.45	0.405	10.3	145.168
Duplex	0.45	0.405	10.3	145.168
T.I	0.405	0.405	6.79	95.698

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres principales.

Niveaux	h (m)	Z(m)	A(cm ²)	M _R (KN.m)
S sol,entre sol 1&2	0.40	0.36	12.06	151.087
RDC,1 ^{er} étage	0.40	0.36	14.2	177.897
2,3 ^{ème} étages	0.40	0.36	12.06	151.087
4,5 ^{ème} étages	0.40	0.36	10.18	127.535

6,7^{ème} étages	0.40	0.36	10.18	127.535
Duplex	0.40	0.36	10.18	127.535
T.I	0.40	0.36	6.79	85.065

Tableau V.16. Moment résistant dans les poutres secondaires.

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Niveau	M _S	M _N	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25(M _W +M _E)	Observation
Sous Sol,	490.768	490.768	981.536	304.571	304.571	761.427	Vérifiée
entre Sol 1&2	490.768	363.593	854.361	304.571	304.571	761.427	Vérifiée
RDC	363.593	363.593	727.186	304.571	304.571	761.427	Vérifiée
1	363.593	300.296	663.889	304.571	304.571	761.427	Vérifiée
2	300.296	300.296	600.592	169.973	169.973	424.932	Vérifiée
3	300.296	214.377	514.673	169.973	169.973	424.932	Vérifiée
4	214.377	214.377	428.754	150.101	150.101	375.252	Vérifiée
5	214.377	159.418	373.795	150.101	150.101	375.252	Vérifiée
6	159.418	159.418	318.836	145.168	145.168	362.92	Vérifiée
7	159.418	120.433	279.851	145.168	145.168	362.92	Vérifiée
Duplex	120.433	120.433	240.866	145.168	145.168	362.92	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25(M _W +M _E)	Observation
Sous Sol,	490.768	490.768	981.536	151.08	151.08	377.7	Vérifiée
entre Sol 1&2	490.768	363.593	854.361	151.08	151.08	377.7	Vérifiée
RDC	363.593	363.593	727.186	177.89	177.89	444.72	Vérifiée
1	363.593	300.296	663.889	177.89	177.89	444.72	Vérifiée
2	300.296	300.296	600.592	151.08	151.08	377.7	Vérifiée
3	300.296	214.377	514.673	151.08	151.08	377.7	Vérifiée
4	214.377	214.377	428.754	127.53	127.53	318.82	Vérifiée
5	214.377	159.418	373.795	127.53	127.53	318.82	Vérifiée
6	159.418	159.418	318.836	127.53	127.53	318.82	Vérifiée
7	159.418	120.433	279.851	127.53	127.53	318.82	Vérifiée
Duplex	120.433	120.433	240.866	127.53	127.53	318.82	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens Secondaire.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.6. Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres secondaires des planchers (sous-sol, entre sol 1&2), le reste des schémas vont être donnés en Annexe 4.

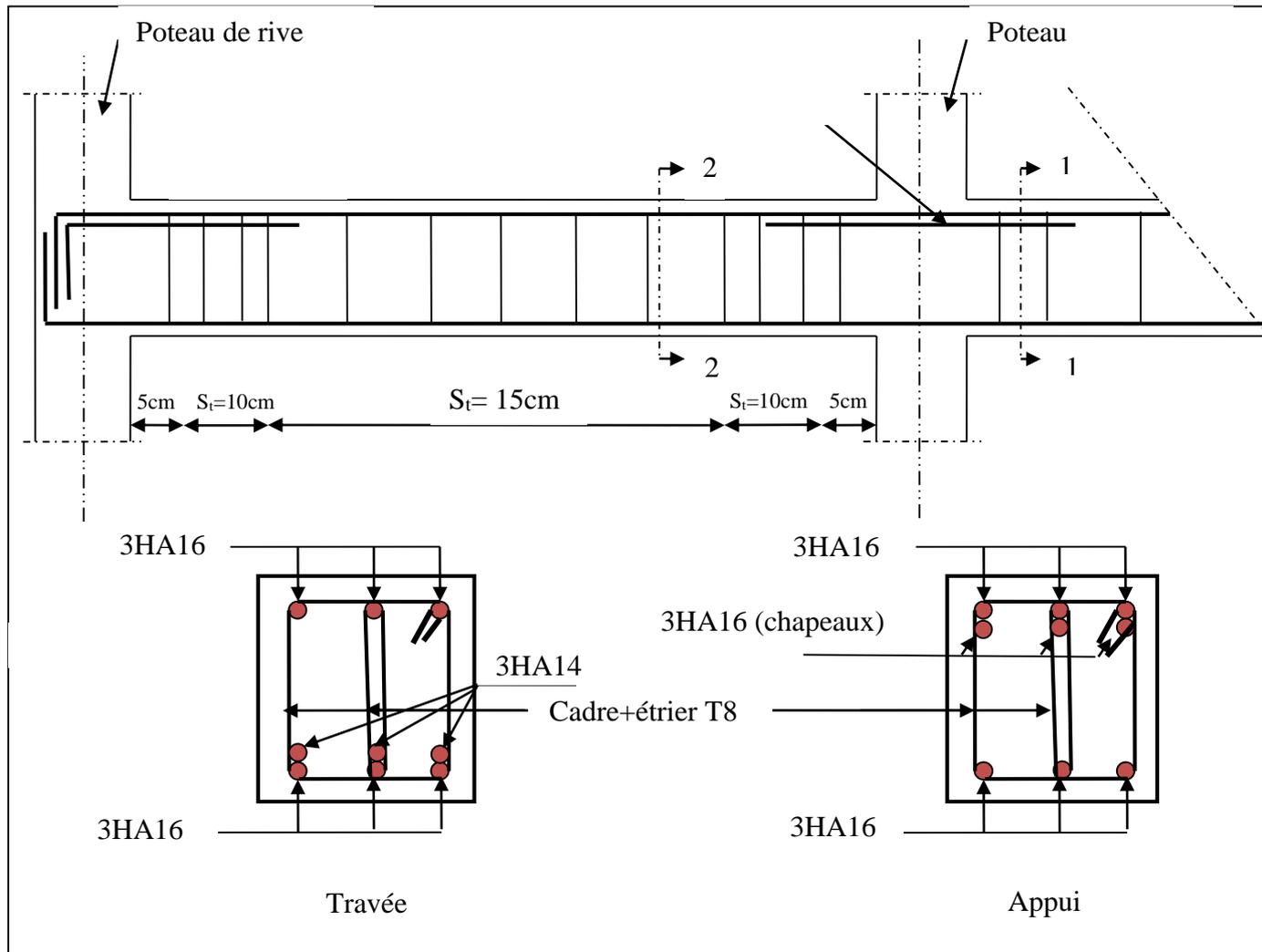


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires (Sous-Sol, Entre Sol 1 & 2).

V.4. Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au

plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- ELU.
- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.

V.4.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants Elles doivent être

Disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times h$dans la zone courante.

$-\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_l = \min(1.5 \times e; 30cm)$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

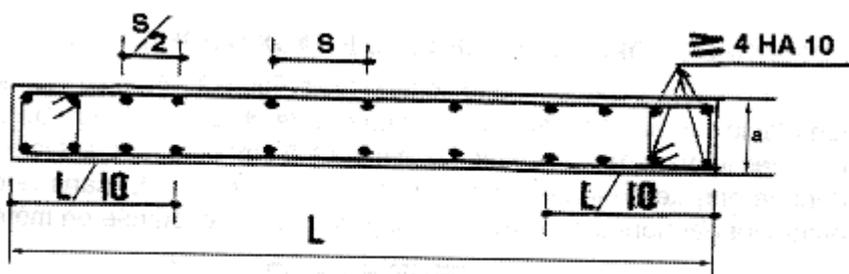


Fig. 7.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

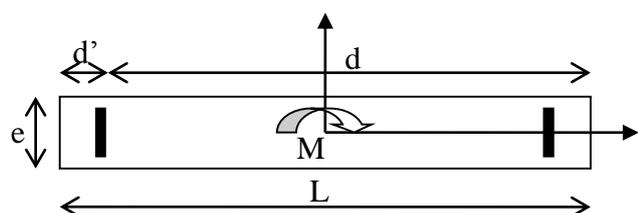


Figure V.10. Schéma d'un voile pleine.

$$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$$

• **Armatures horizontales**

On fixe St et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

• **La longueur de recouvrement**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Diamètres des barres**

$$\phi < e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

• **Espacement des barres horizontales et verticales**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

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

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v \text{ cal /face}$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_v \text{ min/face}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v \text{ adop/face}$: Section d'armature verticale adoptée par face.

$N^{\text{barre/face}}$: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

$A_h \text{ min/face/ml}$: Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

$A_h \text{ cal/face/ml}$: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_h \text{ adop/face}$: Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$N^{\text{barre/face/ml}}$: nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du notre modèle, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Etage	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol	-462.549	818.882	-1164.952	190.1507	1055.9877	-999.623	297.62

Tableau V.19. Sollicitations dans le voile du Sous-sol.

Ferraillages

Le calcul de ferraillage se fera sous N et M à la flexion composée pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferraillage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

1^{er} Cas :

Données :

$$N_{\min} = -462.549 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 818.882 \text{ KN.m.}$$

$$l = 3.2 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 3.15 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1, f_{bu} = 18.48 \text{ MN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{818.882}{462.549} = 1.77 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{3.2}{2} = 1.6 \text{ m} \Rightarrow N \text{ effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferraillage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 818.882 - 462.549 \times \left(3.15 - \frac{3.2}{2} \right) = 101.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.10193}{0.15 \times (3.15)^2 \times 18.48} = 0.0037$$

$$\mu_{bu} = 0,0037 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.0046$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.15(1 - 0.4 \times 0.0046) = 3.14 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.10193}{3.14 \times 400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.81 \times 10^{-4} - \frac{462.549 \times 10^{-3}}{400} = 12.37 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 12.37 \text{ cm}^2$

2^{ème} Cas :

Données

$$N_{\max} = -1164.952 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 190.1507 \text{ KN.m}$$

$$l = 3.2 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 3.15 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

Situation courante : $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{190.1507}{1164.952} = 0.16 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{3.2}{2} = 1.6 \text{ m}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton,

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{s10}(d-d')}$$

$$\begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = (0.325 - 0.03) + 0.16 = 0.455 \\ e_2 = (d - d') - e_1 = (0.62 - 0.03) - 0.455 = 0.135 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{s10}(d-d')} = -1164.952 \cdot 0.135 / 348(0.62-0.03) = -0.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{N_u \cdot e_1}{f_{s10}(d-d')} = -1164.952 \cdot 0.455 / 348(0.62-0.03) = -2.58 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

Données :

$$M_{\max} = -1055.9877 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 999.623 \text{ KN.m.}$$

$$l = 3.2 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 3.15 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$, $f_{bu} = 18.48 \text{ MN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1055.9877}{999.623} = 1.05 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{3.2}{2} = 1.6 \text{ m}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 493.43 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 999.623 \times 10^{-3}(3.15 - 0.05) - 0.49343 = 2.6 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 3.2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 3.2 \times 18.48 = 9.2 \text{ MN.m}$$

Donc :

$2.6 < 9.2 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.49343}{0.15 \times (3.15)^2 \times 18.48} = 0.094$$

$$\mu_{bu} = 0,017 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0226$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.15(1 - 0.4 \times 0.064) = 3.12 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{2.6054}{2.99 \times 400} = 3.95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.95 \times 10^{-4} - \frac{999.623 \times 10^{-3}}{400} = -21.04 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Des trois cas précédemment cités, on adoptera le A du 1^{er} cas ($A = 0.98 \text{ cm}^2$).

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

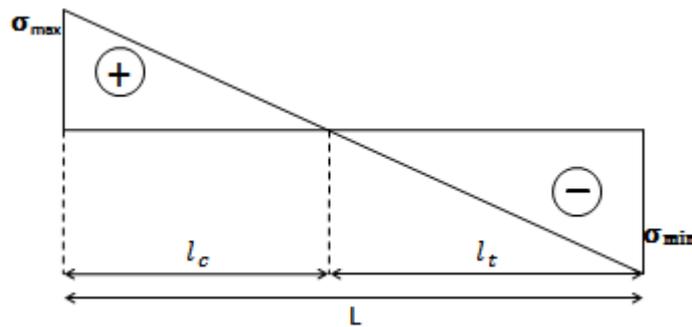


Figure V.11. Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-462.549 \times 10^{-3}}{3.2 \times 0.15} + \frac{818.882 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.6 = 2.24 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-462.549 \times 10^{-3}}{3.2 \times 0.15} - \frac{818.882 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.6 = -4.16 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailier symétriquement.

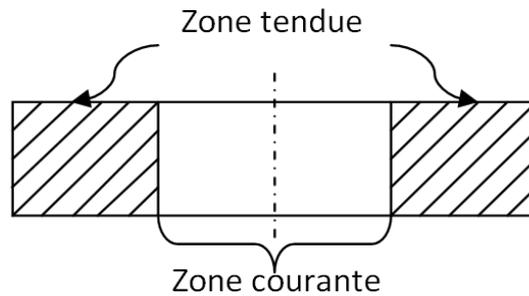


Figure V.12. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.24 \times 3.2}{4.16 + 2.23} = 1.12 \text{ m} \\ l_c = 3.2 - 2 \times 1.12 = 0.96 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 112) = 3.36 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 96) = 1.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 320) = 7.2 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

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

Armatures horizontales

Rôle des armatures verticales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 297.62 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.15} = 0.88 \text{ MPa}$$

Espaceur des barres horizontales

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

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{0.88 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.126 \times 10^{-3} = 0.8 \text{ cm}^2$$

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'ya pas de risque de cisaillement.

Voile Vyl							
Section	Sous-sol	Entre sols 1&2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étages	4, 5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étage	Duplex
l(m)	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-462,549	-638,958	-396,349	-360.202	-262.248	150.914	-79.21
M(KN.m)	818,882	936,408	464,1514	301.9737	181.82	19.7662	94.4071
d (m)	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
V(KN)	279,62	406,245	240,876	241.82	158.25	91.55	47.02
τ (MPa)	0,83	1,20	0,71	0,72	0,47	0,27	0,14
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	12,37	15,54	8,7	6,94	4,74	2,85	1,75
A^{min} (cm ²)	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
I (m ⁴)	0,4096	0,4096	0,4096	0,4096	0,4096	0,4096	0,4096
v (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
σ_1 (MPa)	2,24	2,33	0,99	0,43	0,16	0,15	0,20
σ_2 (MPa)	-4,16	-4,99	-2,64	-1,93	-1,26	-0,78	-0,53
l_t (m)	1,12	/	/	/	/	/	/
l_c (m)	0,96	/	/	/	/	/	/
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3,36	6,54	6,99	7,86	8,49	8,04	6,96
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	1,44	/	/	/	/	/	/
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{ten/face}^{adopté}$	14HA12	8HA10+11HA12	19HA8	19HA8	19HA8	19HA8	19HA8
A_{comp}^{adop}	5HA8	/	/	/	/	/	/
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,777	1,128	0,669	0,672	0,440	0,254	0,131
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.20. Ferrailage du voile Vyl.

Voile Vy 2 , 3						
Section	Sous-sol	Entre sols 1&2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étages	4 , 5 ^{ème} étages	6 , 7 ^{ème} étage
l(m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	-319.852	-575.782	-528.909	-431.925	-315.07	-174.333
M(KN.m)	375.4642	446.3788	195.7564	229.5418	166.3456	124.5831
d (m)	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55
V(KN)	204,784	181,882	73,406	100,184	73,351	57,06
τ (MPa)	1,23	1,10	0,44	0,60	0,44	0,34
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	10,21	14,63	9,87	9,22	6,71	4,26
A^{min} (cm ²)	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
I (m ⁴)	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512
v (m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
σ_1 (MPa)	4,53	4,58	0,85	1,79	1,29	1,22
σ_2 (MPa)	-7,20	-9,37	-5,26	-5,39	-3,91	-2,67
l_t (m)	0,62	0,52	/	/	/	/
l_c (m)	0,36	0,56	/	/	/	/
A_{tendu}^{min} (cm ²)	1,86	1,56	2,4	2,4	2,4	2,4
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0,54	0,84	/	/	/	/
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{ten/face}^{adopté}$	8HA14	8HA16	9HA12	9HA12	9HA10	9HA8
A_{comp}^{adop}	1HA10	1HA12	/	/	/	/
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	1,156	1,027	0,414	0,566	0,414	0,322
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.21. Ferrailage du voile Vy2 ,3.

Voile Vy 4							
Section	Sous-sol	Entre sols 1&2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étages	4 , 5 ^{ème} étages	6 , 7 ^{ème} étage	Duplex
l(m)	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	16.893	-575.782	-32.561	-329.905	-215.233	-104.702	-40.804
M(KN.m)	803.1956	446.3788	339.3683	490.6126	328.9192	200.8504	67.3767
d (m)	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
V(KN)	221,98	194,869	121,892	191,87	122,233	72,513	55,356
τ (MPa)	0,77	0,67	0,42	0,66	0,42	0,25	0,19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	7,39	11,41	3,58	8,74	5,79	3,19	1,14
A^{min} (cm ²)	6,1875	6,1875	6,1875	6,1875	6,1875	6,1875	6,1875
I (m ⁴)	0,2599 60938	0,259960 938	0,259960 938	0,259960 938	0,259960 938	0,259960 938	0,2599 60938

$v(m)$	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375
$\sigma_1 (MPa)$	4,29	0,97	1,72	1,80	1,22	0,81	0,26
$\sigma_2 (MPa)$	-4,21	-3,76	-1,87	-3,39	-2,26	-1,32	-0,46
$l_t (m)$	1,36	/	1,31	0,95	0,96	1,05	0,99
$l_c (m)$	0,03	/	0,13	0,85	0,83	0,65	0,77
$A_{tendu}^{min} (cm^2)$	4,08	4,12	3,93	2,85	2,88	3,15	2,97
$A_{courant}^{min} (cm^2)$	0,045	/	0,195	1,275	1,245	0,975	1,155
$S_t (m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{tendu/face}^{adopté}$	15H18	15HA10	15HA8	12HA10	12HA8	14HA8	12HA10
$A_{comp}^{adopté}$	/	/	/	3HA8	3HA8	1HA12	3HA8
$S_t (m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal} (cm^2)$	0,719	0,632	0,395	0,622	0,396	0,235	0,179
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.22. Ferrailage du voile Vy 4.

Voile Vy 5						
Section	Sous-sol	Entre sols 1&2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étages	4, 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
l(m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	301.977	56.387	-32.561	-45.622	27.131	14.798
M(KN.m)	225.7479	372.081	339.3683	272.6815	210.3029	33.8423
d (m)	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
V(KN)	149,521	176,734	150,946	120,63	71,356	31,052
τ (MPa)	0,85	1,00	0,85	0,68	0,40	0,18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{cal} (cm^2)$	0	5,1	5,67	4,78	2,89	0,32
$A_h^{min} (cm^2)$	3,825	3,825	3,825	3,825	3,825	3,825
$I (m^4)$	0,0614125	0,0614125	0,0614125	0,0614125	0,0614125	0,0614125
$v(m)$	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
$\sigma_1 (MPa)$	4,31	5,37	4,57	3,60	3,02	0,53
$\sigma_2 (MPa)$	-1,94	-4,93	-4,82	-3,95	-2,80	-0,41
$l_t (m)$	0,53	0,81	0,83	0,81	0,82	0,74
$l_c (m)$	0,64	0,08	0,04	0,08	0,06	0,22
$A_{tendu}^{min} (cm^2)$	1,59	2,43	2,49	2,43	2,46	2,22
$A_{courant}^{min} (cm^2)$	0,96	0,12	0,06	0,12	0,09	0,33
$S_t (m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{ten/face}^{adopté}$	6HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA8	9HA8
$A_{comp}^{adopté}$	3HA8	/	/	/	/	/
$S_t (m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal} (cm^2)$	0,793	0,937	0,800	0,640	0,378	0,165
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.23. Ferrailage du voile Vy 5.

Voile Vx 2						
Section	Sous-sol	Entre sols 1&2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étages	4, 5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étage
l(m)	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-459,367	-391,835	-346,184	- 290,594	-228,223	-115,634
M(KN.m)	607,075	464,7704	414,8161	284,8295	161,0009	157,0439
d (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
V(KN)	162,563	155,587	167,301	129,976	10,114	11,311
τ (MPa)	0,95	0,91	0,98	0,76	0,06	0,07
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	15,48	12,34	10,96	8,2	5,45	3,95
A^{min} (cm ²)	3,7125	3,7125	3,7125	3,7125	3,7125	3,7125
I (m ⁴)	0,056151563	0,056151563	0,05615 1563	0,05615 1563	0,056151563	0,056151563
v (m)	0,825	0,825	0,825	0,825	0,825	0,825
σ_1 (MPa)	7,06	5,25	4,70	3,01	1,44	1,84
σ_2 (MPa)	-10,78	-8,41	-7,49	-5,36	-3,29	-2,77
l_t (m)	0,65	0,63	0,64	0,59	/	0,66
l_c (m)	0,35	0,39	0,37	0,47	/	0,33
A_{tendu}^{min} (cm ²)	1,95	1,89	1,92	1,77	2,47	1,98
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0,525	0,585	0,555	0,705	/	0,495
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{ten/face}^{adopté}$	8HA16	4HA16+4HA12	8HA14	8HA12	9HA10	9HA8
A_{comp}^{adop}	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	/	/
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,889	0,851	0,915	0,711	0,055	0,062
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.24. Ferrailage du voile Vx2.

V.4.3. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile V1 au niveau de RDC ($L \times e = 320 \times 15 \text{ cm}^2$) :

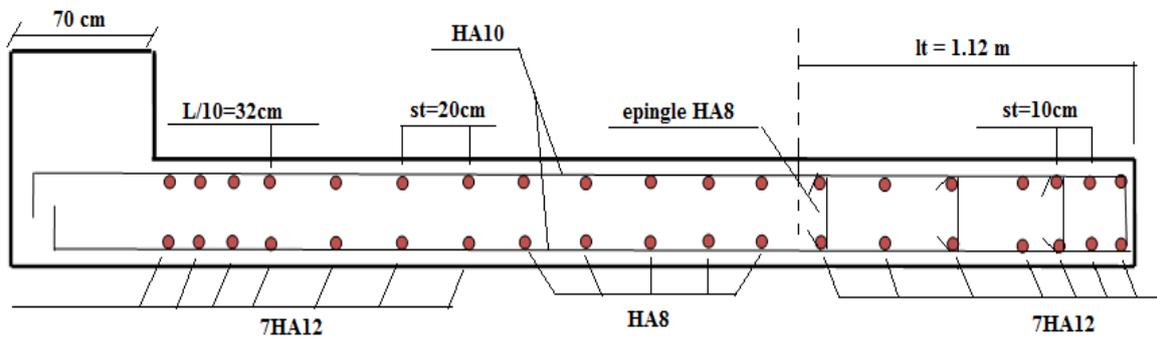


Figure v.13. Schéma de ferrailage de voile V1.

V.5 Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Autre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.2 Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.3 Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées.
2. Les semelles filantes.
3. Le radier général.

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}, \text{ELU}, \text{ELS}$$

VI.4.2 Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base (tirez dans notre modèle)

$$N = 2202.04KN$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$ (Rapport de sol) **Annexe 5**

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2202.04 \times 0.7}{180 \times 0.7}} \Rightarrow A \geq 3.51 \text{ m}$$

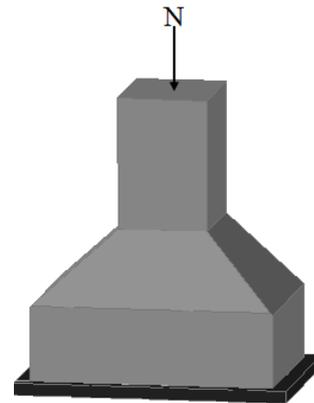


Figure VI. 1. Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.00 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.3 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **SAP 2000/V14**, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

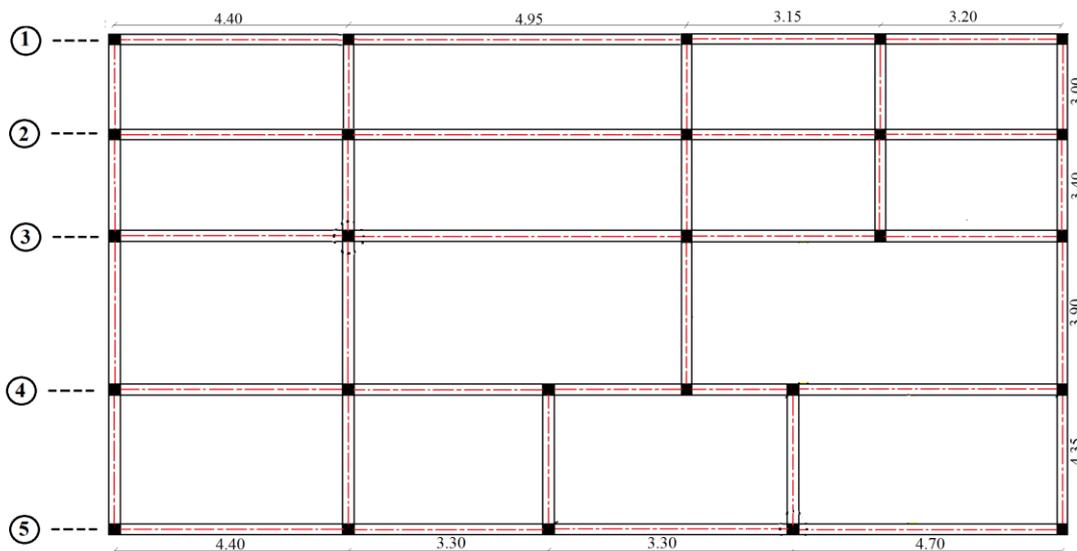


Figure VI. 2. Les différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les files de portiques	1	2	3	4	5
La somme des efforts totaux max (KN)	2384.735	5214.101	6969.451	8118.446	10142.397

Tableau VI. 1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro ② est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

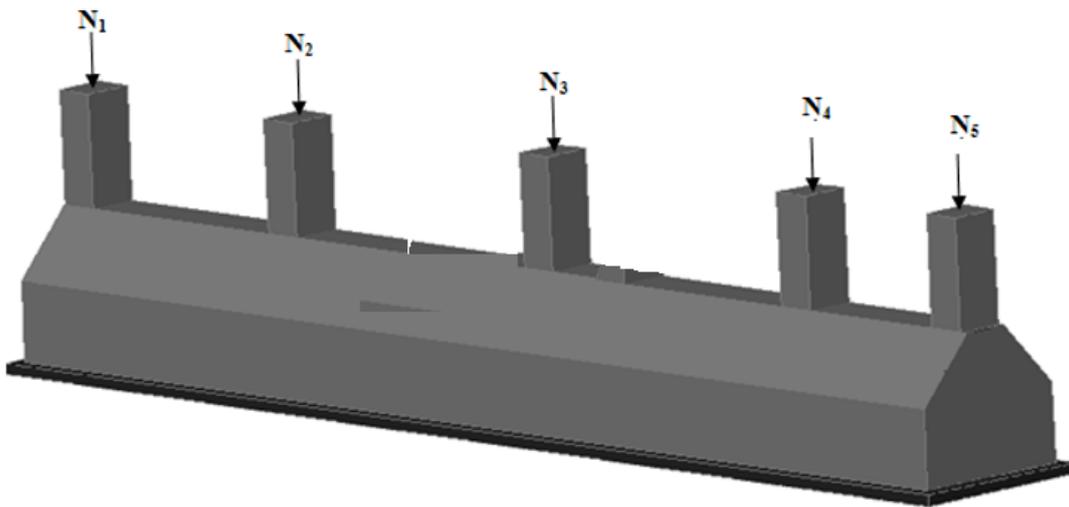


Figure VI. 3. Semelle filante.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 1762.409 \text{ KN} \\ N_2 = 2118.125 \text{ KN} \\ N_3 = 2024.864 \text{ KN} \\ N_4 = 2202.044 \text{ KN} \\ N_5 = 2034.955 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \sum_{i=1}^5 N_i = 10142.397 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L = 15.7 \text{ m}$; $N = 10142.397 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 180 \text{ KPa}$

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{10142.397}{180 \times 15.7} \Rightarrow B \geq 3.58 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.4 m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

VI.4.4 Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

VI.4.4.1 Pré dimensionnement

VI.4.4.1.1 Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 4.95$ m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{495}{20} = 24.75 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{495}{10} = 49.5 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.4.1.2 Condition de rigidité

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7$ KN /m³).

$$\text{On a : } K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

$$\text{Soit : } I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.95)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 71.7 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 75 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.75)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.48 \text{ m}$$

$L_{max} = 4.95 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.48 = 5.46 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

VI.4.4.2 Calcul de la surface du radier

On a : $N = N_{\text{fille1}} + N_{\text{fille2}} + N_{\text{fille3}} + N_{\text{fille4}} + N_{\text{fille5}} = 35240.527 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{35240.527}{180} = 195.78 \text{ m}^2$$

$S_{\text{bâtiment}} = 254.86 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} < S_{\text{bâtiment}}$ Donc le radier ne comporte pas de débord.

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} = 254.86 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 75 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 254.86 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

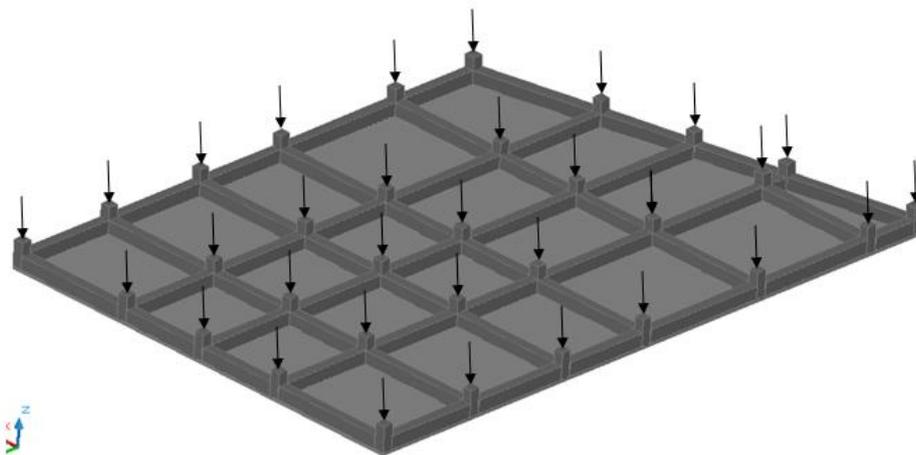


Figure VI. 4. Radier nervuré.

VI.4.4.3 Vérifications diverses :

VI.4.4.3.1 Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 5017.1 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8.21 \text{ m} \\ I_y = 5879.9 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.06 \text{ m} \end{cases}$$

Les moments calculés sont :

$$M_x = 19.696 \text{ MN.m} ; M_y = 3.871 \text{ MN.m}$$

VI.4.4.3.2 Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{35240.527}{254.86} + \frac{19.696}{5017.1} \times 7.06 = 0.138 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{35240.527}{254.86} - \frac{19.696}{5017.1} \times 7.06 = 0.130 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.138 + 0.130}{4} = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

En remarquant que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{35240.527}{254.86} + \frac{3.871}{5879.9} \times 8.21 = 0.138 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{35240.527}{254.86} - \frac{109.929}{5879.9} \times 8.21 = 0.138 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.138 + 0.138}{4} = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

Dans ce sens aussi la contrainte est vérifiée.

VI.4.4.3.3 Vérification au cisaillement

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{35240.527 \times 4.95}{2 \times 254.86} = 254.12 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{254.12 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.098 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

VI.4.4.3.4. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : effort normale.

h_t : hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×70) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.75 = 1.45 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $U_c = 4.2 \text{ m}^2$ et $N_d = 2202.044 \text{ KN}$

$$N_d = 2.20244 \text{ MN} < 0.045 \times 4.2 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 2.36 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.4.4.3.5. Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = (2.88 \times 3) + = 8.64 \text{ m}$) ;

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 407 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 64663.996 \text{ KN} \geq 1.15 \times 8.64 \times 407 \times 10 = 41516.035 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.4.4.3.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{3.871}{35240.527} = 0.001 < \frac{25}{4} = 6.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{19.696}{35240.527} = 0.06 < \frac{9.8}{4} = 2.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.4.4 Ferrailage du radier**VI.4.4.4.1 Calcul des sollicitations**

On a: $Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$

✓ **Calcul du poids de radier**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 254.86 = 1911.45 \text{ KN}$$

✓ **Calcul du poids de la nervure**

$$P_{rad} = b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0.7 \times 25 \times 0.75 \times 151.75 \\ = 1991.72 \text{ KN}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u^{cal} = 48169.885 \text{ KN} \\ N_{rad} = 1991.45 \text{ KN} \\ N_{ner} = 1991.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 53547.1645 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{5354.1645}{254.86} = 210.1 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\begin{cases} l_x = 4.95 - 0.7 = 4.25 \text{ m} \\ l_y = 3.9 - 0.7 = 3.2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.4}{4.7} = 0.75 > 0.4$$

\Rightarrow la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

VI.4.4.4.2 Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0621 \times 210.1 \times 3.2^2 = 133.6 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5105 \times 133.6 = 68.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 133.6 = 113.56 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 68.2 = 57.97 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 133.6 = -66.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	113.56	14.19	2.7	15.71	5HA20	20
	y-y	57.97	6.94	2.4	7.7	5HA14	20
Appui		-66.8	8.00	2.7	9.24	6HA14	18

Tableau VI. 2. *Tableau du ferrailage de radier.*

✓ **Condition de non fragilité**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.75 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.75}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.7 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.4.4.5 Vérifications à l'ELS

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 39223.697 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_s = \frac{39223.697}{254.86} = 153.9 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.4.5.1 Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a: } \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 147.15 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 94.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 125.07 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 80.63 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -73.575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.4.4.5.2 Vérification des contraintes

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	125.07	8.751	84557.06	12.944<15	vérifiée	360.51>201.63	N. vérifiée
	y-y	80.63	6.532	48683.27	10.818<15	vérifiée	458.63>201.63	N. vérifiée
Appui X-X=Y-Y		-73.575	7.053	56337.35	9.211<15	vérifiée	351.57>201.63	N. vérifiée

Tableau VI. 3. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travées	X-X	125.07	9.92	0.442	29.1	31.42	10HA20	10
	Y-Y	80.63	6.39	0.371	18.25	20.11	10HA16	10
Appui		-73.575	5.83	0.358	16.57	18.10	9HA16	10

Tableau VI. 4. Calcul des armatures à l'ELS.

Vérification des espacements

$$S_t \leq \min(2.5h_r; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

VI.4.4.6 Schéma de ferrailage

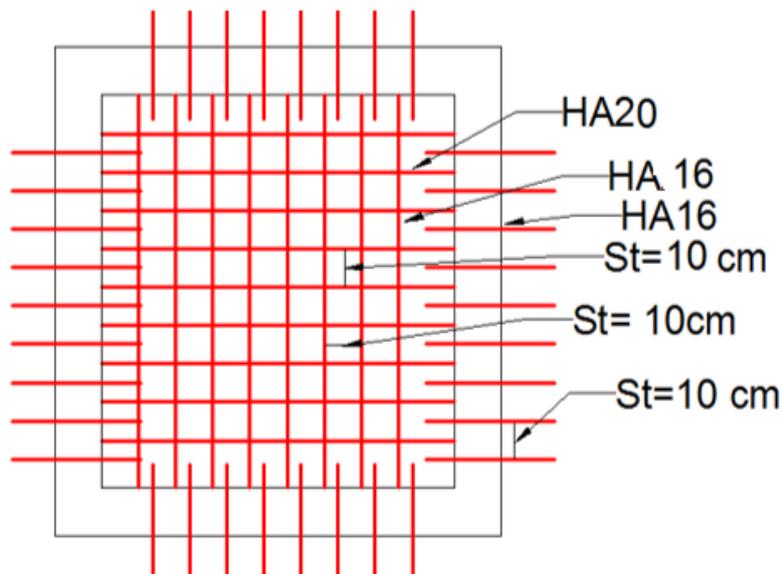


Figure VI. 5. Ferrailage du radier.

VI.4.4.7 Etude des nervures

Les nervures sont des sections en T renversés, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

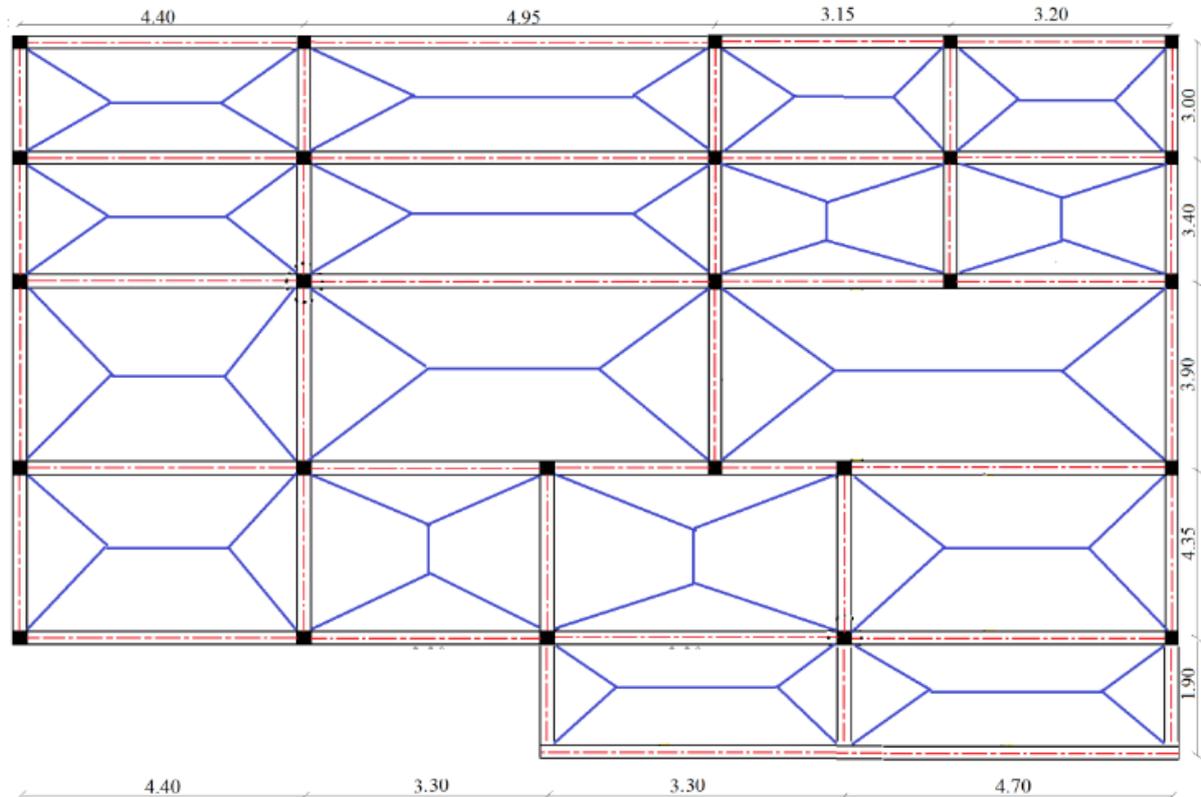


Figure VI. 6. Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.4.4.7.1 Méthode de calcul

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

VI.4.4.7.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**

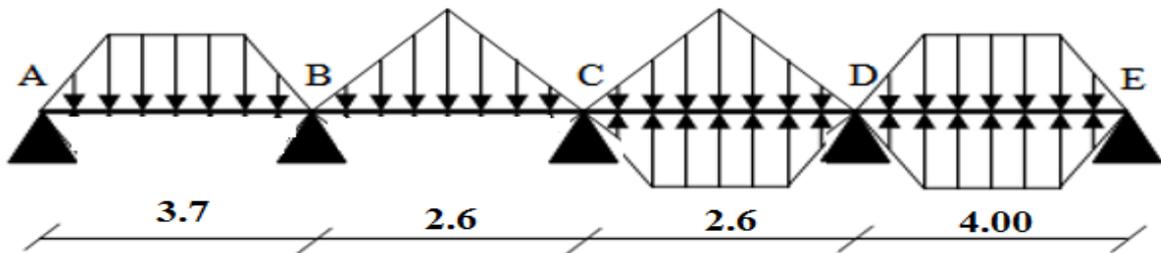


Figure VI. 7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y :**

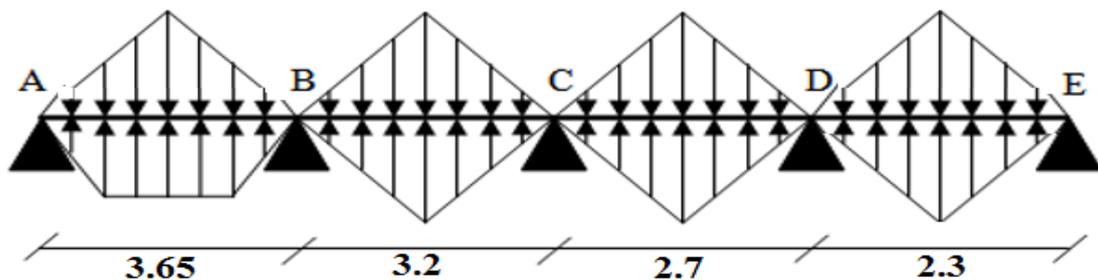


Figure VI.8. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

VI.4.4.7.3 Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 53547.1645 - 1.35 \times 1991.72 = 50858.34 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 39223.697 - 1991.72 = 37231.977 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{50858.34}{254.86} = 199.55 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{50858.34}{254.86} = 146.09 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

Sens X-X :

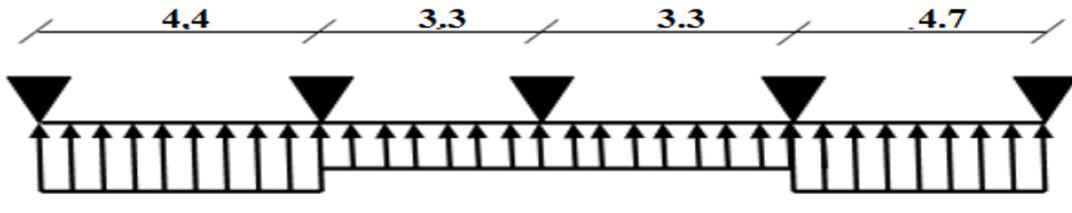


Figure VI.9. Schéma statique de la nervure selon X-X.

VI.4.4.7 Exemple de calcul

Travée 1 :

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{199.55}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.98)^2}{3} \right) \times 3.65 + \left(1 - \frac{(0)^2}{3} \right) \times 0 \right] \\ q_m^s = \frac{146.38}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.8)^2}{3} \right) \times 3.65 + \left(1 - \frac{(0)^2}{3} \right) \times 0 \right] \\ q_v = \frac{199.55}{2} \left[\left(1 - \frac{0.98}{2} \right) \times 3.65 + \left(1 - \frac{0}{2} \right) \times 0 \right] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 247.59 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 181.26 \text{ KN/m} \\ q_v = 185.73 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

argement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	247.59	172.945	279.705	374.45
q_m^s (KN/m)	181.26	216.62	294.78	274.13
q_v (KN/m)	185.73	129.71	215.32	291.84

Tableau VI. 5. Les chargements sur les travées sens X-X.

Sens Y-Y :

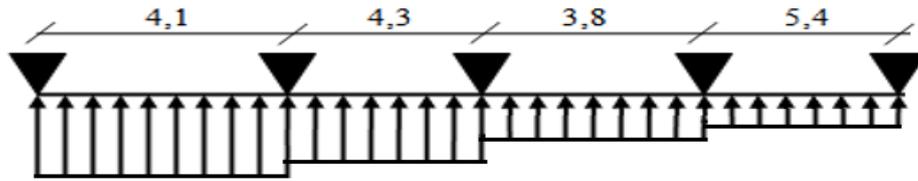


Figure VI.10. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	452.95	425.71	359.19	305.98
q_m^s (KN/m)	332.04	311.66	262.96	224
q_v (KN/m)	344.22	319.28	269.39	229.48

Tableau VI.6. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.7 \times 0.75 \times 25 = 17.72 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.7 \times 0.75 \times 25 = 13.25 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	4.4	247.59	185.73	0	-451.18	1.786	557.95	394.81	306.07	-511.15
BC	3.0	172.945	129.71	-451.18	-185.58	2.115	216.72	-64.23	294.5	-133.54
CD	3.0	279.705	215.32	-185.58	-705.61	1.087	336.42	-20.45	197.7	-512.86
DE	4.7	374.45	291.84	-705.61	0	2.751	1003.1	711.24	835.95	-535.69

Tableau VI. 7. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

✓ L'ELS

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	4.4	181.26	0	-324.64	1.793	423.64	291.09
BC	3.0	216.62	-324.64	-209.66	1.811	292.07	30.53
CD	3.0	294.78	-209.66	-543.11	1.307	383.93	42.2
DE	4.7	274.83	-543.11	0	2.772	732.53	509.84

Tableau VI.8. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.35	452.95	344.22	0	-790.82	1.774	1034.95	712.44	566.88	-930.48
BC	3.9	425.71	319.28	-790.82	-406.08	2.182	797.92	222.36	721.25	-523.95
CD	3.4	359.19	269.39	-406.08	-318.59	1.772	518.1	157.62	483.69	-432.23
DE	3.0	305.98	229.48	-318.59	0	1.847	325.81	203.37	450.42	-238.02

Tableau VI.9. Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.

✓ A l'ELS

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	4.35	332.04	0	-579.52	1.774	758.68	552.34
BC	3.9	311.66	-579.52	-297.29	2.182	584.16	162.54
CD	3.4	262.96	-297.29	-233.23	1.772	379.3	115.4
DE	3.0	224	-233.23	0	1.847	238.51	148.87

Tableau VI.10. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

VI.4.4.7.5 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.75 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.7 \text{ m} ; d = 0.9 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4}{2}; \frac{2.3}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2; 0.3) = 0.3 \text{ m}$$

Donc : b = 1.3 m = 130 cm

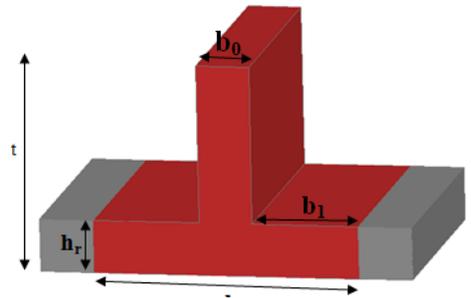


Figure VI.11. Schéma des nervures.

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{3.65}{2}; \frac{2.6}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(1.8; 0.26) = 0.26 \text{ m}$$

Donc : b = 1.22 m = 122 cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	711.24	23.22	14.13	24.38	9HA16+2HA20
	appui	-705.61	25.2	7.61	26.39	10HA16+2HA20
y-y	travée	712.44	23.26	13.23	24.38	9HA16+2HA20
	Appui	-790.82	34.09	7.61	35.44	10HA20+2HA16

Tableau VI.11. Calcul des ferrailages.

VI.4.4.7.6 Vérification nécessaires

VI.4.4.7.6.1 Vérification des efforts tranchants à l'ELU

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{835.95 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.9} = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{721.25 \times 10^{-3}}{1.22 \times 0.9} = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.4.4.7.6.2 Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{835.95 \times \left(\frac{1.3 - 0.7}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 0.3 \times 1.3} = 0.79 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{721.25 \times \left(\frac{1.22 - 0.7}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 0.3 \times 1.22} = 0.63 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

VI.4.4.7.6.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	509.84	19.864	2138542.34	4.73 < 15	vérifiée	250.81 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-543.11	20.564	2285364.09	4.88 < 15	vérifiée	247.52 > 201.63	N.Vérifiée
y-y	travée	552.34	20.423	2116754.08	5.33 < 15	vérifiée	272.33 > 201.63	N.Vérifiée
	appui	-579.52	23.985	2877824.87	4.83 < 15	vérifiée	199.41 > 201.63	N.vérifiée

Tableau VI. 12. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	509.84	10.4	0.450	33.05	35.44	2HA16+10HA20
	appui	-543.11	11.08	0.460	35.36	35.44	2HA16+10HA20
y-y	travée	552.34	11.27	0.463	35.99	37.19	6HA16+8HA20
	appui	-579.52	11.82	0.472	37.9	38.96	10HA16+6HA20

Tableau VI- 13. Calcul des armatures à l'ELS.

Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 20 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 37.66 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 26.55 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (70 \times 75) = 10.5\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.7.7 Schémas de ferrailage

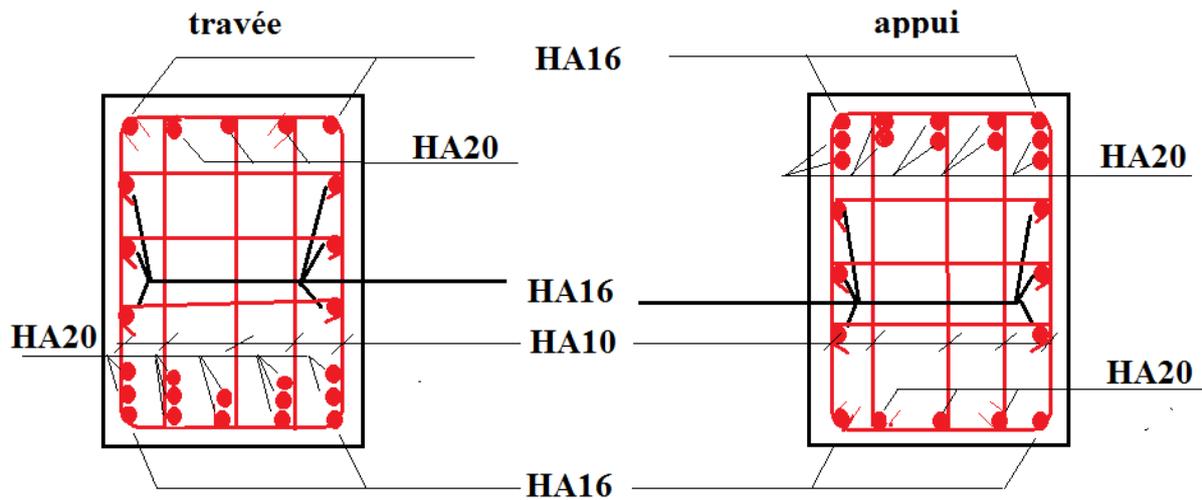


Figure VI.12. Ferrailage des nervures sens X-X.

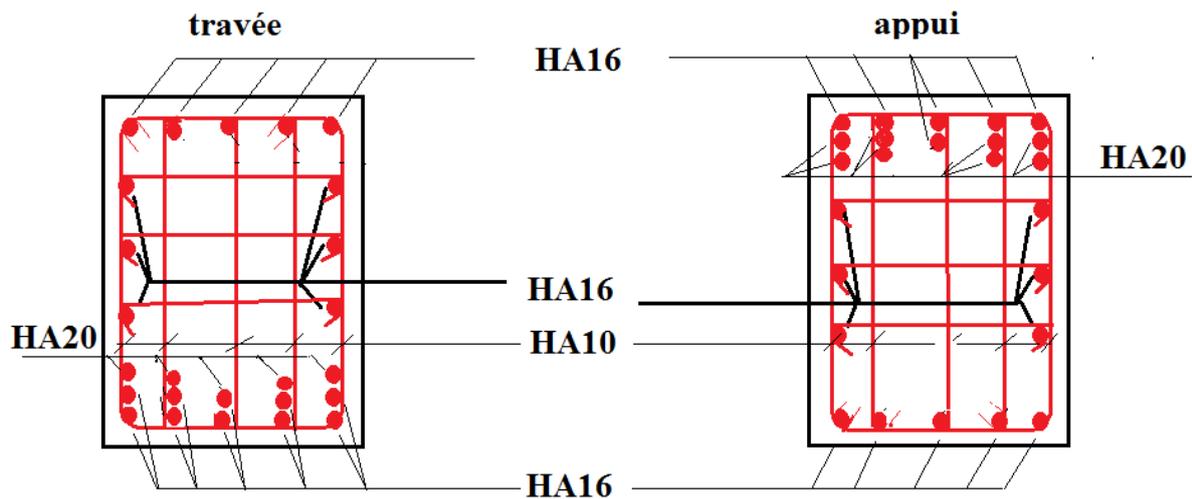


Figure VI.13. Ferrailage des nervures sens y-y.

VI.4.5 Etude de voile périphérique

VI.4.5.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.5.2 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 8.64 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 4.35 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.4.5.2.1 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.20 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 14^\circ \end{array} \right.$$

VI.4.5.2.2 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 8.64 \times 19.5 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) - 2 \times 21 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow G = 61.93 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) - \frac{2 \times 21}{19.5 \times 8.64} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.5.3 Ferrailage du voile périphérique

VI.4.5.3.1 Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- ✓ **APELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.89 = 8.835 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 61.93 + 1.5 \times 5.89 = 92.441 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

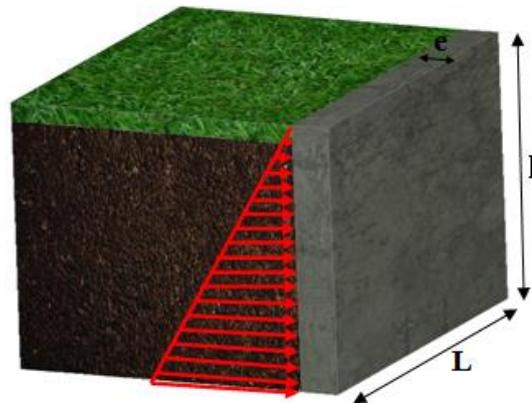


Figure VI.14. Poussée des terres sur le voiles périphériques.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 92.441 + 8.835}{4} = 71.54 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 71.54 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 2.88 \text{ m} \\ l_y = 4.35 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.88}{4.35} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

VI.4.5.3.1.2 Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0737 \times 71.54 \times 2.88^2 = 43.73 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3753 \times 43.73 = 16.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.3 Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 43.73 = 37.17 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 16.41 = 13.94 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 43.73 = -21.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	37.17	0.0905	0.118	0.161	6.63	2	6HA12=6.79
	Y-Y	13.94	0.033	0.041	0.167	2.39	2	4HA12=4.52
Appui ($M_a^x = M_a^y$)		-21.86	0.053	0.054	0.166	3.78	2	4HA12=4.52

Tableau VI.14. Ferrailage des voiles périphériques.

VI.4.5.3.1.4 Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.5 Vérifications

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.66 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.66) \times 100 \times 20 = 1.87 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.6 Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{71.54 \times 2.88}{2} \times \frac{(4.35)^4}{(4.35)^4 + (2.88)^4} = 86.41 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{71.54 \times 4.35}{2} \times \frac{(2.88)^4}{(4.35)^4 + (2.88)^4} = 25.08 \text{ KN} \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.7 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{86.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ A P'ELS

VI.4.5.3.1.8 Calcul des moments

$$\text{On a : } \rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases}$$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 61.93 + 5.89 = 67.82 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 5.89 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 67.82 + 5.89}{4} = 52.34 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 52.34 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0792 \times 52.34 \times 2.88^2 = 34.38 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5351 \times 31.99 = 18.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 34.38 = 29.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 18.39 = 15.63 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 45.08 = -17.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travées	X-X	22.9	4.954	18831.78	7.687 < 15	Vérifié e	280.36 > 201.63	N.Vérifiée
	Y-Y	15.63	4.171	13577.54	4.802 < 15	Vérifié e	221.52 > 201.63	N.Vérifiée
Appui		-17.19	4.171	13577.54	5.281 < 15	Vérifié e	243.63 > 201.63	N.Vérifiée

Tableau VI. 15. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travées	X-X	22.9	3.8	0.229	7.22	7.7	5HA14	20
	Y-Y	15.63	2.6	0.256	4.99	5.65	5HA12	20
Appui		-17.19	2.9	0.267	5.5	5.65	5HA12	20

Tableau VI.16. Calcul des armatures à l'ELS.

VI.4.5.4 Ferrailage du voile périphérique

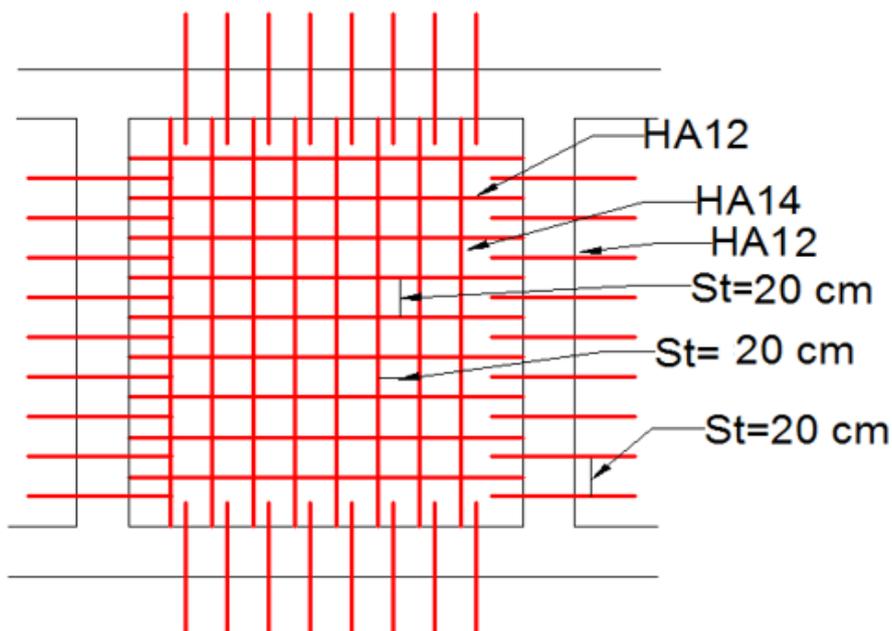


Figure VI.15. Ferrailage du voile périphérique.

VI.5 Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos informations en se basant sur les documents techniques et même d'applications des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a élaborée, il convient de souligner ces constatations :

- ✓ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ✓ Afin d'avoir un modèle qui reflète en mieux le comportement de la structure il est indispensable de reproduire le plus possible celle-ci et de lui appliquer des chargements qui s'approchent des chargements réels.
- ✓ Pour aboutir à un comportement et des interactions adéquates, on doit passer par un travail laborieux et souvent itératif.
- ✓ Dans tous les cas, la conception est l'étape essentielle qui détermine le comportement sismique de l'ouvrage. Si les aspects parasismiques sont pris en compte dès les premiers stades de la conception d'un bâtiment, un comportement favorable peut être assuré sans surcoût notable. Les principes guidant une bonne conception parasismique sont les suivantes :
 - forme simple et compacte,
 - régularité et symétrie,
 - pas de changement brusque de résistance et de rigidité,
 - résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion.
- ✓ Lors du ferrailage des éléments structuraux, il s'est avéré que le ferrailage du RPA est souvent le plus défavorable cela est dû essentiellement à l'interaction (voile-portique).
- ✓ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

En fin, lorsqu'il s'agit de concevoir un bâtiment, de nombreux maîtres d'ouvrages et architectes croient encore à tort qu'il suffit d'associer l'ingénieur civil à la fin du processus, en lui confiant le mandat consistant à «calculer» la structure porteuse pour résister aux séismes. Or cette démarche doit être qualifiée de mauvaise. Elle peut avoir de graves conséquences et occasionner des surcoûts importants. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les défauts de conception de la structure porteuse et les erreurs dans le choix des éléments non-porteurs, notamment des cloisons intérieures et des éléments de façade. C'est pourquoi la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur doit commencer dès les premiers coups de crayon! La démarche «en série» est notoirement mauvaise et inefficace. Il n'est pas du tout pertinent que l'architecte attende d'avoir élaboré un projet de structure porteuse et choisi les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade, avant de s'adresser à l'ingénieur pour lui confier le calcul et le dimensionnement de la structure porteuse. Il est tout aussi faux de commencer par concevoir la structure porteuse en fonction des seules charges verticales, puis de choisir les

cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade et enfin de compléter la structure pour qu'elle résiste aux actions sismiques. Il en résulte souvent un «bricolage» onéreux et insatisfaisant.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

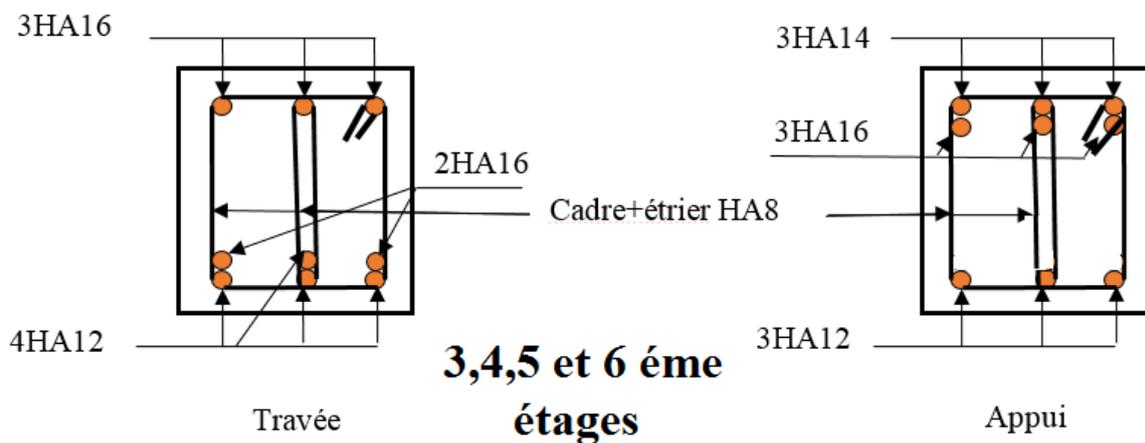
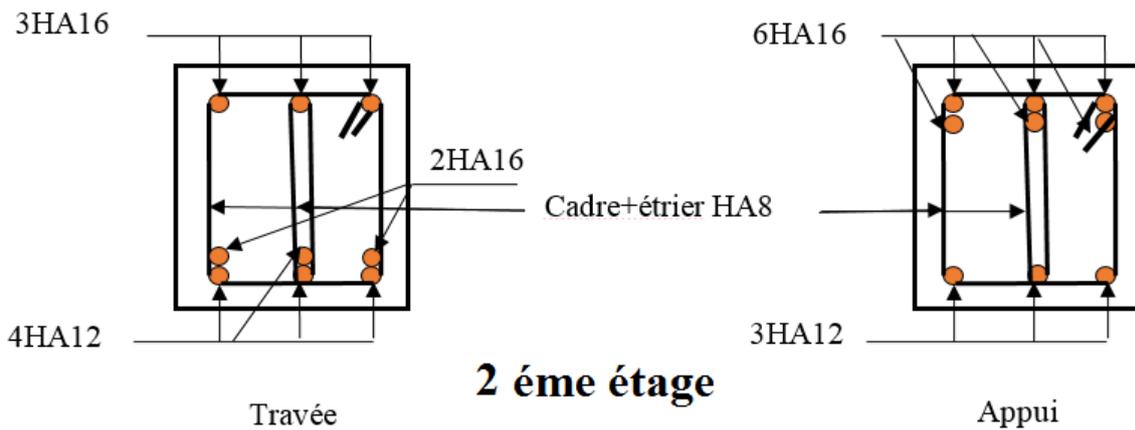
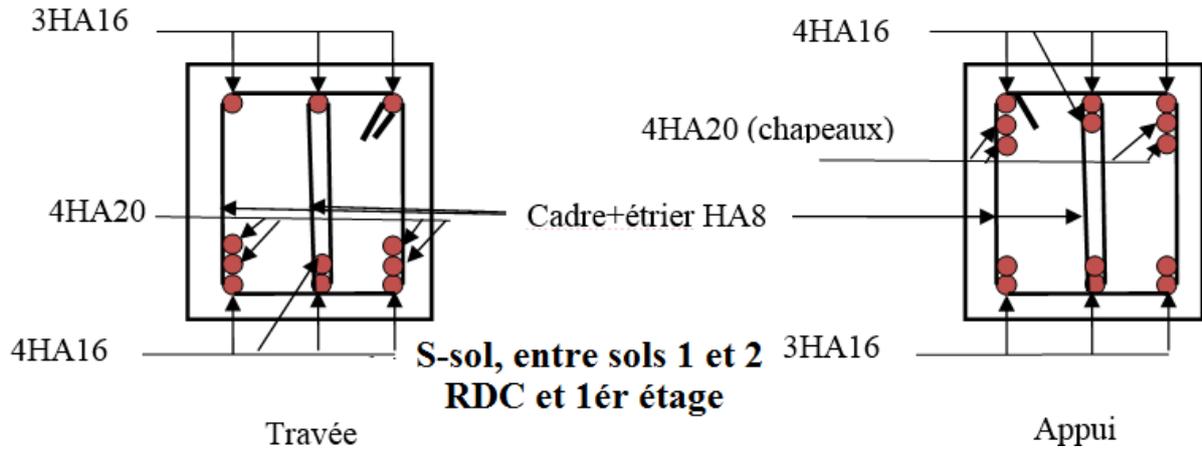
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

Tableau des Armatures
(en Cm²)

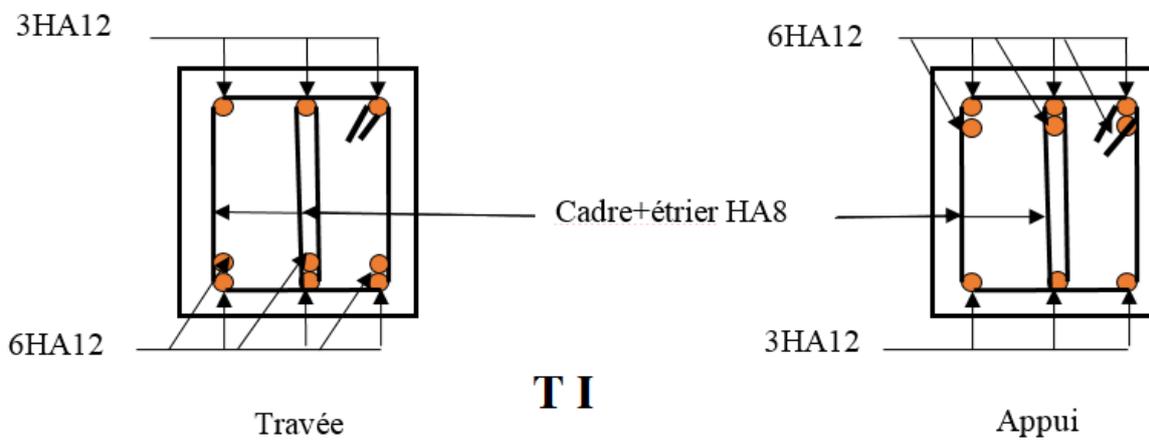
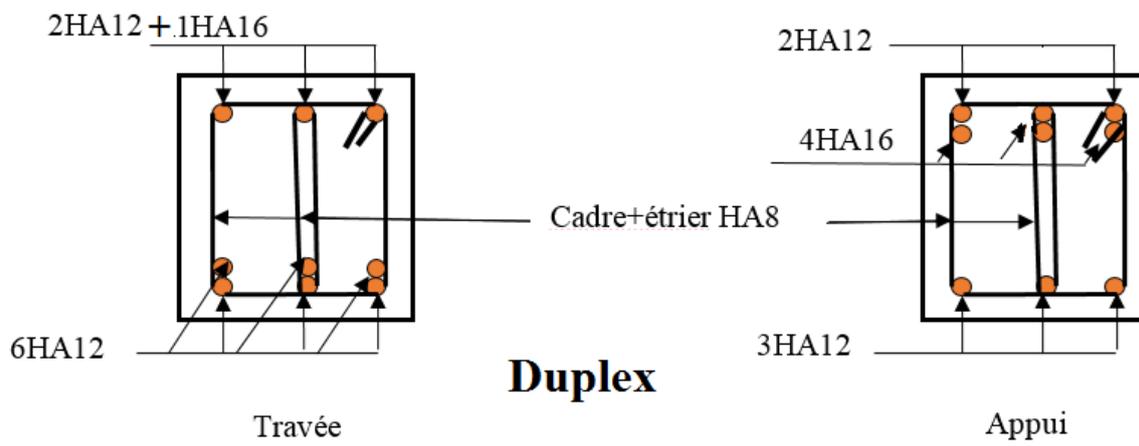
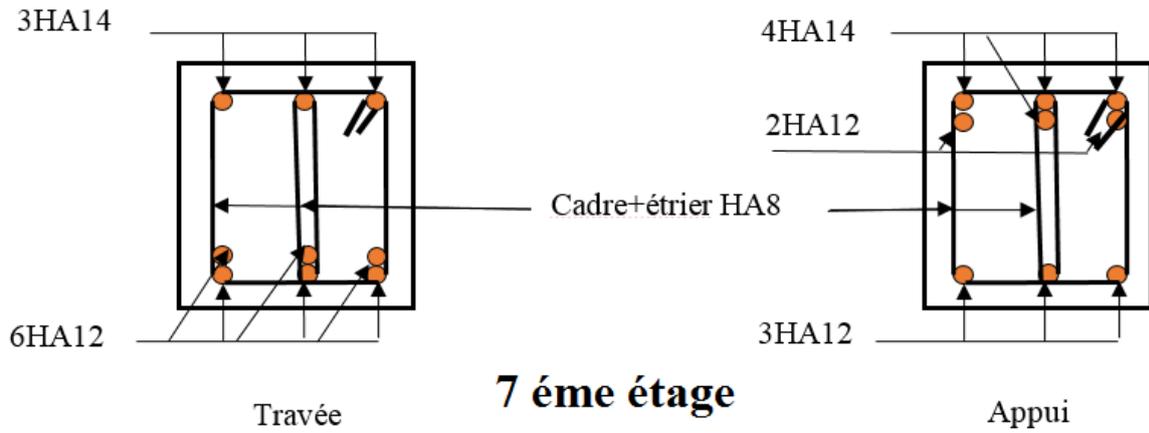
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

Schéma de ferrailage des poutres principales (30 cm*45 cm)

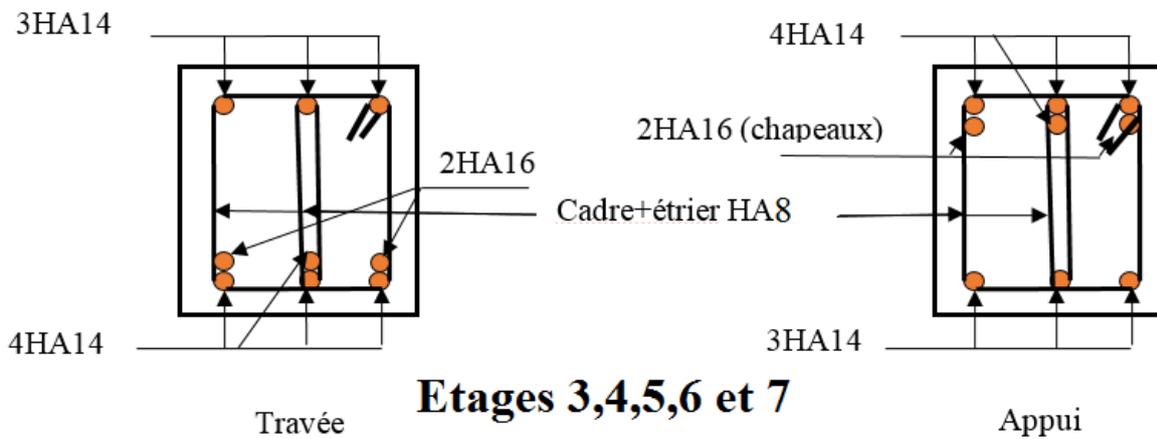
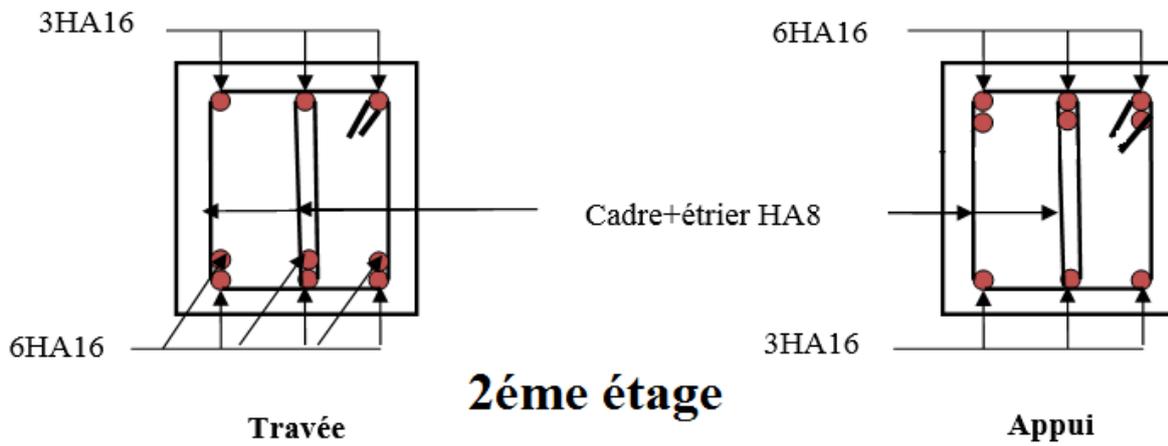
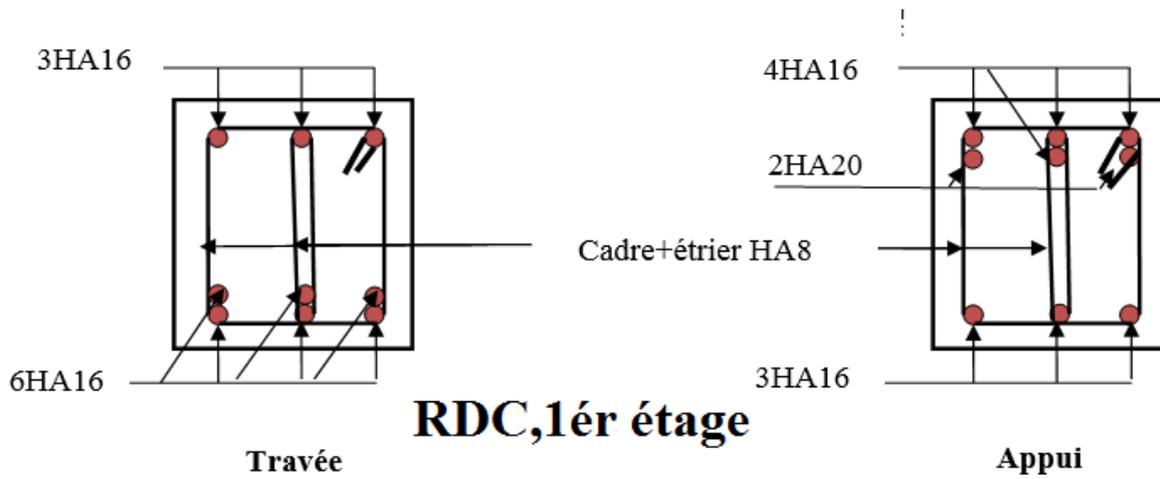


Annexe 4



Annexe 4

Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30 cm*40 cm)



Annexe 4

