



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 de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil option Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(R+7+Duplex+Sous-sol) contreventé par un système
mixte (voiles-portique)**

Présenté par :

M. ZEBBOUDJI Sofiane
M. BOURENI Abdelmalek

Encadré par :

M. BOUZEROURA

Jury:

M^r. OUDNI
M^r. LAICHAOUI

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

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

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail

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

A M^{er} BOUZEROURA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1	
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage	1	
I.2.1. Caractéristiques géométriques	1	
I.2.2. Caractéristiques géotechniques du site	1	
I.2.3. Caractéristique structurales	1	
I.3.Règlementset	normes	utilisés
.....	2	
I.4. Les états limites	2	
I.5. Actions et combinaison d'actions	2	
I.5.1. Les actions	2	
I.5.2. Les combinaisons d'actions	3	
I.5.2.1. Les combinaisons d'actions à l'ELU :CBA93 (article A.3.3.2)	3	
I.5.2.2. Les combinaisons d'actions à l'ELS	3	
I.6. Caractéristiques des matériaux	3	
I.6.1.Béton.....	3	
I.7. Les aciers	5	
I.7.1. Contrainte limite d'acier	5	
I.7.2. Les valeurs des contraintes du l'acier et du béton	6	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction	7
II.1.Pré dimensionnement du plancher	7
II.1.1.Plancher à corps creux	7
II.1.1.1.Disposition des poutrelles.....	8
II.1.1.2.Pré dimensionnement des poutrelles	10
II.1.2.Les dalles pleines	11
II.2.Pré dimensionnement des poutres	12
Poutres principales	12
Poutres secondaires	13
II.3.Pré dimensionnement des voiles	13
II.4.Pré dimensionnement des escaliers.....	14
Terminologie	14

Escalier de l'étage courant et RDC	15
Escalier du sous-sol	16
Escalier de Escalier du 8 ^{ème} étage(duplex)	17
II.5.Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5.1 Descente de charges.....	20
Calcul pour P _I	21
Calcul des surfaces	21
Calcul du poids propre des poutres	21
Calcul de poids propre des poteaux.....	21
La surcharge G et Q	22
Calcul pour le poteau P _{II}	24
Calcul des surfaces	24
Calcul du poids propre des poutres	24
La surcharge G et Q	24
II.5.2 Vérification du poteau	26
Vérification au flambement.....	27
Vérification des conditions du RPA.....	28
II.6 Pré dimensionnement d'acrotère.....	29

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Introduction	30
III.1.Calcul des planchers	30
III.1.1.Plancher à corps creux.....	30
Calcul des poutrelles	30
Les méthodes de calcul	30
Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91).....	30
Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)	31
Les différents types de poutrelles.....	32
Calcul des efforts internes	32
Calcul du ferrailage	37
Ferrailage longitudinal	37
Ferrailages transversaux.....	39
Vérification à l'ELS	40

Etat limite d'ouverture des fissures	40
Etat limite de déformation (déformations des poutres)	41
III.1.2.Etude de la dalle de compressions	44
III.1.3.Plancher à étude dalle pleine	45
III.2.Etude des escaliers	52
III.2.1 L'escalier principale à deux volées	52
III.2.2 L'escalier au niveau de sous-sol.....	54
III.3 Etude de la poutre palière.....	57
III.4.Etude de la poutre brisée	61
III.5 Etude de la poutre de chainage	64
III.6 Etude de l'acrotère	66

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	71
IV.2 Méthodes utilisables.....	71
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	71
IV.2.2 Méthode dynamique qui regroupe	71
IV.2.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale	72
IV.3 Calcul de la force sismique V statique	72
IV.3.1 Calcul de la période fondamentale de la structure	73
IV.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)	74
IV.5 Modélisation et résultats	75
IV.5.1 Mode de vibration et taux de participation des masses.....	75
IV.5.1.1 Analyse des résultats	76
IV.5.2 Les modes de vibrations.....	76
IV.5.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	78
IV.5.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques	78
IV.5.3.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques)	79
IV.5.3.2.1 Sous charges verticales	79
IV.5.3.2.2 Sous charges horizontales	80
IV.5.3.3 Vérification de l'effort normal réduit.....	81
IV.5.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	82
IV.5.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta	83
IV.6 Conclusion	84

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1 Introduction	85
V.2 Etude des poutres	85
V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003	85
V.2.4 Sollicitation et ferrailage des poutres	85
V.2.5 Vérification des armatures selon RPA99/2003	86
V.2.6 Vérification à l'ELU	87
V.2.7 Vérification à l'ELS	88
V.2.8 Schémas de ferrailage des poutres	88
V.3 Etude des poteaux.....	89
V.3.1 Recommandations du RPA99.V2003.....	89
V.3.2 Sollicitations de calcul.....	91
V.3.3 Calcul du ferrailage	91
V.3.3.1 Ferrailage longitudinales	91
V.3.3.2 Ferrailage transversal	92
V.3.4 Vérifications	92
V.3.5 Schémas de ferrailage des poteaux.....	95
V.3.6 Vérification de la zone nodale.....	96
V.3.7 Détermination des moments résistants	96
V.3.7.1 Moment résistant dans les poteaux.....	96
V.3.7.2 Moment résistant dans les poutres.....	97
V.3.8 Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	97
V.4 Etude des voiles.....	98
V.4.1 Recommandation du RPA	98
V.4.1.7 Ferrailages du voile V_{y1}	100
V.4.1.8 Schéma de ferrailage	103

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	104
VI.2 Choix de type des fondations	104
VI.3 Les vérifications des types des fondations	104
VI.3.1 Vérification des semelles isolées	104

VI.3.2 Vérification semelle filante	105
VI.3.3 Vérification radier général	105
VI.3.4 Calcul du radier	108
VI.3.5 Schéma de ferrailage	111
VI.4 Etude des nervures	111
VI.4.1 Calcul des sollicitations	112
VI.4.2 Ferrailage des nervures	113
VI.4.3 Vérifications	114
VI.4.4 Schéma de ferrailage des nervures.....	115
VI.5 Etude du voile périphérique.....	116
VI.5.1 Introduction	116
VI.5.2 Dimensionnement du voile périphérique	116
VI.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol	116
VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges.....	116
VI.5.5 Ferrailage du voile périphérique	116
VI.5.6 Vérification a l'ELU	118
VI.5.7 Vérification des contraintes à l'ELS	118
VI.5.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique	118
Conclusion générale	

LISTE DES FIGURES

Figure.I.1. Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	4
Figure.I.2. Diagramme contraintes-déformation des aciers.....	5
Figure.II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	7
Figure.II.2. Disposition des poutrelles au niveau 1 étage.....	9
Figure.II.3. Disposition des poutrelles au niveau terrasse accessible.....	10
Figure.II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.....	10
Figure.II.5. coupe verticale d'un escalier.....	14
Figure.II.6. Vu en plans de l'escalier de l'étage courant.....	15
Figure.II.7. Schéma statique de l'escalier.....	16
Figure.II.8. Schéma statique de l'escalier.....	17
Figure.II.9. surface afférente plancher terrasse accessible.....	21
Figure.II.10. surface afférente plancher étage courant.....	21
Figure.II.11. surface afférente plancher étage courant et terrasse.....	24
Figure.II.12. surface afférente plancher entre sol.....	24
Figure.II.13. Dimension de l'acrotère.....	29
Figure.III.1. Coupe transversale d'une poutrelle.....	37
Figure.III.2. Schéma de ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux.....	44
Figure.III.3. Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	45
Figure.III.4. Dalle sur 2 appuis.....	45
Figure.III.5. Dalle sur 3 appuis D4.....	48
Figure.III.6. Schéma statique de la dalle D4.....	48
Figure.III.7. Dalle sur 4 appuis D1.....	49
Figure.III.8. Schéma de ferrailage du panneau DP3.....	51
Figure.III.9. Schéma de ferrailage du panneau DP4.....	51

Figure.III.10. Schéma de ferrailage du panneau DP1.....	51
Figure.III.11. coupe transversal de l'escalier.....	52
Figure.III.12. Schéma statique de l'escalier.....	52
Figure.III.13. coupe de l'escalier du sous-sol.....	54
Figure.III.14. Schéma statique de l'escalier du sous-sol.....	54
Figure.III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier RDC et étage courant.....	56
Figure.III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier du sous-sol.....	57
Figure.III.17. Schéma statique de la poutre palière.....	57
Figure.III.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	61
Figure.III.19. Schéma de statique de la poutre brisée.....	61
Figure.III.20. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	64
Figure.III.21. Schéma ferrailage de la poutre chainage.....	66
Figure.III.22. schéma statique de l'acrotère.....	66
Figure.III.23. Ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure.IV.1. Spectre de réponse sens X-X.et Y-Y.....	75
Figure.IV.2. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.....	75
Figure.IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).....	77
Figure.IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).....	77
Figure.IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).....	78
Figure.V.1. Schéma de Ferrailage de poutre principale.....	88
Figure.V.2. Schéma de Ferrailage de poutre secondaire.....	89
Figure.V.3. . Zone nodale.....	90
Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux aux différents étages.....	95
Figure.V.5. Zone nodale.....	96
Figure.V.6. Disposition des voiles.....	99

Figure.V.7. Schéma de ferrailage de voile V_{Y1} au sous-sol et RDC et 1 ^{er} étage.....	103
Figure.V.8. Schéma de ferrailage de voile V_{Y1} du 2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage.....	103
Figure.VI.1. Dimension du radier.....	105
Figure.VI.2. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	107
Figure.VI.3. Schéma de ferrailage du radier.....	111
Figure.VI.4. Schémas de rupture de la dalle du radier.....	111
Figure VI.5. Charges transmises sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.....	111
Figure VI.6. Schémas statiques équivalents de la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.	112
Figure VI.7. Charges transmises sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.....	112
Figure VI.8. Schémas statiques équivalents de la nervure la plus sollicitée selon le sens YY.	112
Figure.VI.9. Schémas de ferrailage des nervures sens X-X.....	115
Figure.VI.10. Schémas de ferrailage des nervures sens Y-Y.....	115
Figure.VI.11. Répartitions des contraintes sur les voiles.....	117
Figure.VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	118

Liste Des Tableaux

Tableau. I .1. Les caractéristiques géométriques de la structure.....	1
Tableau. I .2. Les valeurs des contraintes du béton.....	6
Tableau.I.3. Les valeurs des contraintes du l'acier.....	6
Tableau.II.1. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant.....	17
Tableau.II.2. Evaluation des charges de la terrasse accessible avec corps creux.....	18
Tableau.II.3. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	18
Tableau.II.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en dalle pleine.....	18
Tableau.II.5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	19
Tableau.II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	19
Tableau.II.7. Volées du RDC et des étages courant.....	19
Tableau.II.8. Charges sur les paliers.....	20
Tableau.II.9. Descente de charge du poteau P_I	22
Tableau.II.10. Décente de charge sur le poteau P_{II}	25
Tableau.II.11. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.....	26
Tableau.II.12. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.....	28
Tableau.II.13. Résultats des vérifications des conditions du RPA pour le poteau P_I	29
Tableau.II.14. Les charges de l'acrotère.....	29
Tableau.III.1. Les efforts tranchants.....	36
Tableau.III.2. récapitulatif des efforts maximaux.....	36
Tableau.III.3. récapitulatif du ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux.....	39
Tableau.III.4. Déférents moments du panneau D3.....	46
Tableau.III.5. Ferrailage du panneau D3.....	47
Tableau.III.6. Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS.....	48
Tableau.III.7. Ferrailage du panneau D.P.4.....	49
Tableau.III.8. Vérification de l'effort tranchant de la dalle D4.....	49
Tableau.III.9. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle D4.....	49

Tableau.III.10. Calcul des moments dans le panneau D1.....	50
Tableau.III.11. Ferrailage de la dalle D1.....	50
Tableau.III.12. Vérification de l'effort tranchant dans la dalle D1.....	50
Tableau.III.13. récapitulatif des vérifications à l'ELS	51
Tableau.III.14. Sollicitations dans l'escalier.....	53
Tableau.III.15. Ferrailage de l'escalier.....	53
Tableau.III.16. Vérification des contraintes à l'ELS.....	54
Tableau.III.17. Vérification de la flèche.....	54
Tableau.III.18. Sollicitations dans l'escalier.....	55
Tableau.III.19. Ferrailage de l'escalier.....	55
Tableau.III.20. Vérification des contraintes à l'ELS.....	56
Tableau.III.21. Vérification des flèches.....	56
Tableau.III.22. ferrailage de la poutre palière à l'ELU.....	58
Tableau.III.23. Vérification de la contrainte du béton.....	60
Tableau.III.24. ferrillages à la flexion simple.....	62
Tableau.III.25. ferrailage à la torsion.....	62
Tableau.III.26. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	63
Tableau.III.27. ferrailage de la poutre de chaînage.....	65
Tableau.III.28. vérification des contraintes.....	65
Tableau.III.29. Combinaisons d'action sur l'acrotère.....	67
Tableau.III.30. Ferrailage de l'acrotère.....	68
Tableau.IV.1. Valeurs des pénalités.....	73
Tableau.IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.....	76
Tableau.IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	78
Tableau.IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique.....	79
Tableau.IV.5. Interactions sous charge vertical.....	79

Tableau.IV.6. Interaction sous charge horizontal.....	80
Tableau.IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	81
Tableau.IV.8. Vérification des déplacements relatifs.....	82
Tableau.IV.9. Vérification de l'effet P- Δ	84
Tableau.V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	86
Tableau.V.2. Vérification des contraintes tangentielles des poutres.....	87
Tableau.V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement des poutres.....	87
Tableau.V.4. Vérification de l'état limite de compression.....	88
Tableau.V.5. Vérification de l'état limite de déformation.....	88
Tableau.V.6. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	90
Tableau.V.7. Sollicitations dans les poteaux.....	91
Tableau.V.8. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	91
Tableau.V.9. Ferrailage transversal des poteaux.....	92
Tableau.V.10. Vérification de l'effort normal ultime.....	92
Tableau.V.11. Vérification des contraintes dans le béton.....	93
Tableau.V.12. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	94
Tableau.V.13. Moment résistant dans les poteaux.....	96
Tableau.V.14. Moment résistant dans les poutres.....	97
Tableau.V.15. Vérification de la zone nodale.....	97
Tableau.V.16. Sollicitation dans le voile V_{y1}	100
Tableau.VI.1. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	108
Tableau.VI.2. Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	102
Tableau.VI.3. Vérification des contraintes du radier.....	110
Tableau.VI.4. ferrailage du radier a L'ELS.....	110
Tableau.VI.5. Vérification des contraintes du radier.....	110
Tableau.VI.6. sollicitation sur la nervure.....	113
Tableau.VI.7. Ferrailage des nervures.....	114

Tableau.VI.8. Vérification de l'effort tranchant.....	114
Tableau.VI.9. Vérifications des contraintes de à L'ELS.....	115
Tableau.VI.10. sollicitations dans le voile périphérique.....	117
Tableau.VI.11. Section des armatures du voile périphérique.....	117
Tableau.VI.12. Résumé des résultats (Vérification des contraintes).....	118

Tableau des notations et 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.
α	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.

Tableau des notations et symboles

N	Effort normal.
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Poids volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
CT	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Introduction Générale

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures ?

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
 - Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
 - Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
 - Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
 - Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
 - Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale .
-

Chapitre I

Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8+sous-sol) implanté à **Bejaia**, wilaya de Bejaia qui est classé, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone **IIa**.

L'ouvrage projeté, à savoir ; immeuble pour usage habitations, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99/version 2003** » dans le **groupe d'usage 2** (moyenne importance).

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

Tableau 1 : Les caractéristiques géométriques de la structure

L_x (m)	L_y (m)	H_{totale} (m)	H_1 (Sous-sol) (m)	RDC (m)	Le reste des étages
23.95	12.95	32.57	2.21	3.63	2.97

I.2.2. Caractéristiques géotechniques du site :

D'après essais pénétrométriques réalisé sur le terrain réservé pour notre projet à tzeboudjth wilaya de Bejaia, nous avons pu tirer les conclusions suivantes :

- Le sol est classé dans la catégorie S3 (sol meuble).
- La contrainte admissible calculée est donnée par **1.8 bars** à un ancrage de **2m**.

I.2.3. Caractéristique structurales :

➤ **Système de contreventement :**

En se basant sur le RPA99/version 2003 (**Article 3-4 A-1-a**) qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse (14m) en zone **IIa**, nous proposons donc l'utilisation d'un contreventement mixte (portiques-voiles).

En ce qui concerne notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles-portiques.

➤ **Les planchers :**

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments porteurs.

Pour notre projet, on utilise deux types de plancher :

- Plancher à corps creux avec poutrelles et une dalle de compression en béton armé.
- Plancher à dalle pleine en béton armé.

➤ **La maçonnerie :**

- Murs extérieures : seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieure : seront en une seule paroi de brique de 10 cm

➤ **Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires, permettant le passage entre les niveaux. Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers.

➤ **L'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mécanique construit pour le transport vertical des personnes ou d'objet entre les étages d'un bâtiment.

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps.

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **RPA99/version 2003** ; (règlement parasismique algérienne)
- **CBA93** ; (code de béton armé)
- **DTR** ; (document techniques réglementaire, charge et surcharge)
- **BAEL91 modifié 99** ; (béton armé aux états limites)

I.4. Les états limites

Les états limites sont des états d'une construction qui ne doivent pas être atteints sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles ou fonctionnelle définies lors de son projet, la justification d'une structure consiste à s'assurer que des tels états ne pouvant pas être atteints ou dépassés. On distingue :

➤ **Etats limite ultimes (ELU) :**

C'est un état qui correspond à la valeur maximal de la capacité portant de l'ouvrage, Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, il existe 3 états sont :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance des matériaux (acier ou béton).
- Etat limite la stabilité de forme.

➤ **Etats limites de service (ELS) :**

C'est la condition qui doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et durabilité soient assurés son dépassement, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

- Etat limite d'ouverture de fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

I.5. Actions et combinaison d'actions

I.5.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

➤ **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixes.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.
- Les déformations imposées à la structure : le retrait et le tassement différentiel des appuis.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.

- Charges appliquées durant l'exécution.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Effets dus à la température.

➤ **Les actions accidentelles (F_A) :**

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, les explosions.

I.5.2. Les combinaisons d'actions

I.5.2.1. Les combinaisons d'actions à l'ELU :CBA93 (article A.3.3.2)

➤ **Situations durables ou transitoires :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Avec : $\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{2i} Q_i (i > 1)$$

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.

$\psi_{11} = 0.15$ Si l'action d'accompagnement est la neige.

= 0,5 Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

= 0,20 Si l'action d'accompagnement est le vent.

I.5.2.2. Les combinaisons d'actions à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

Avec : G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression. Il est composé du ciment, sable, gravier et de l'eau. Ses caractéristiques principales sont les suivantes :

a) Résistance à la compression :

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

Pour $j < 28$ jours, on a les relations suivantes :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA :BAEL91 (Article A.2.1.12)

$$F_{cj} = \frac{1}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ jours.}$$

$$F_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ jours.}$$

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

$$F_{cj} = \frac{1}{1.4 + 0.95 j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$F_{c_j} = f_{c28} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ jours}$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$ **BAEL91 (Article A.2.1.12)**

Pour $j = 28$ jours on a : $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPa

c) Déformation longitudinales du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

➤ **Modules de déformation instantanée :**

On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application $< 24H$:

$$E_{ij} = 11000 (f_{c_j})^{1/3} \text{ CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différé :**

Pour des chargements de longue durée, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 (f_{c_j})^{1/3} \text{ CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

d) Les contraintes limites du béton :

➤ **Contrainte ultime de compression :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle

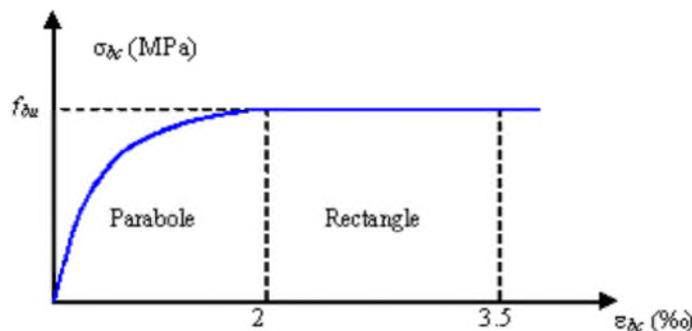


Figure I.1 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

F_{bu} : est la résistance de calcul du béton, qui vaut :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.4.1)}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ Pour les situations durables ou transitoires.

= 1.15 Pour les situations accidentelles

$\Theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24h$

0,9 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action comprise entre 1h et 24h

0,8 lorsque la durée probable d'application $< 1h$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement de béton (article A5.1.2.1.1 du CBA93)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le BAEL91 on a ::

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c_j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$ pour une fissuration préjudiciable.

e) Coefficient de poisson (BAEL 91 modifié 99) :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformation à l'ELS.

I.7.1. Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E.

On distingue : **Les ronds lisses (RL).**

Les hautes adhérences (HA).

Selon **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- de hautes adhérence avec $f_e \leq 500$ Mpa.
- l'allongement total relatif sous charge maximal doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier à haute adhérence (HA) : $f_e E400$ pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : $f_e E235$ pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treillis soudé (TS) : $f_e E500$ pour la dalle de compression.

I.7.3. Contrainte limite d'acier :

➤ **ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel que : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ Cas général} \\ 1 \text{ Cas accidentel} \end{cases}$$

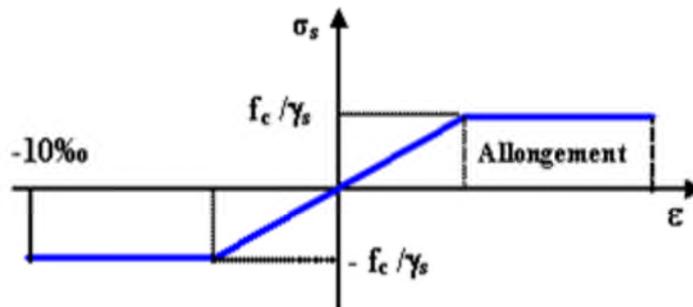


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation des aciers

➤ **Etat limite de service (BAEL91 article A4.5.3.2)**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \underline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \underline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- fissuration peu préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

I.7. Les valeurs des contraintes du l'acier et du béton

Les tableaux suivant résumant les valeurs des contraintes du béton et de l'acier :

Tableau I.2 : Les valeurs des contraintes du béton.

Résistance caractéristique à 28 jours (MPa)		Résistance de calcul σ_{bc} (MPa)	
A la compression	A la traction	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
25	2,1	14,2	18,5

Tableau.I.3 : Les valeurs des contraintes du l'acier.

Limite élastique f_e(MPa)	Résistance de calcul σ_s (MPa)	
FeE 400 (H.A)	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
	348	400

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- **RPA 99/Version2003**
- **BAEL 91 modifié 99**
- **CBA 93**
- **D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.1 Pré dimensionnement du plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour les étages à usages d'habitations et terrasse accessible.
- Plancher à dalle pleine les balcons et ce qui est en consoles.

II.1.1 Plancher à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la satisfaction de la condition de la flèche donnée par le **CBA93** (Article 6.8.4.2.4).

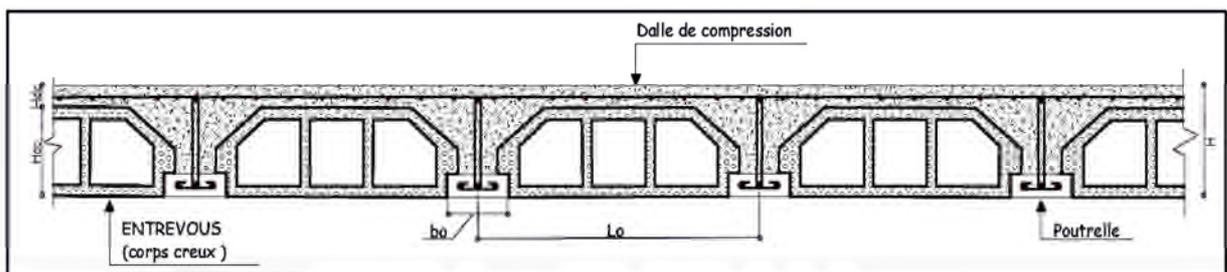


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

H_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article B.6.8.4.2.4).}$$

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

On prend : $b=30$ cm

$$L_{\max} = 4.53 - 30 = 4.23 \text{ m} \Rightarrow H \geq \frac{423}{22.5} \text{ donc } h \geq 18,8 \text{ cm}$$

On adoptera des planchers à corps creux avec une épaisseur Du plancher : $h_i = 16 + 4 = 20$ cm.

$h=16$ cm : hauteur du corps creux ;

$h_0=4$ cm : hauteur de la dalle de compression.

II.1.1.1 Disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en suivant les deux critères suivants :

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

les figures (II.2), (II.3) nous montrent la disposition des poutrelles adoptées.

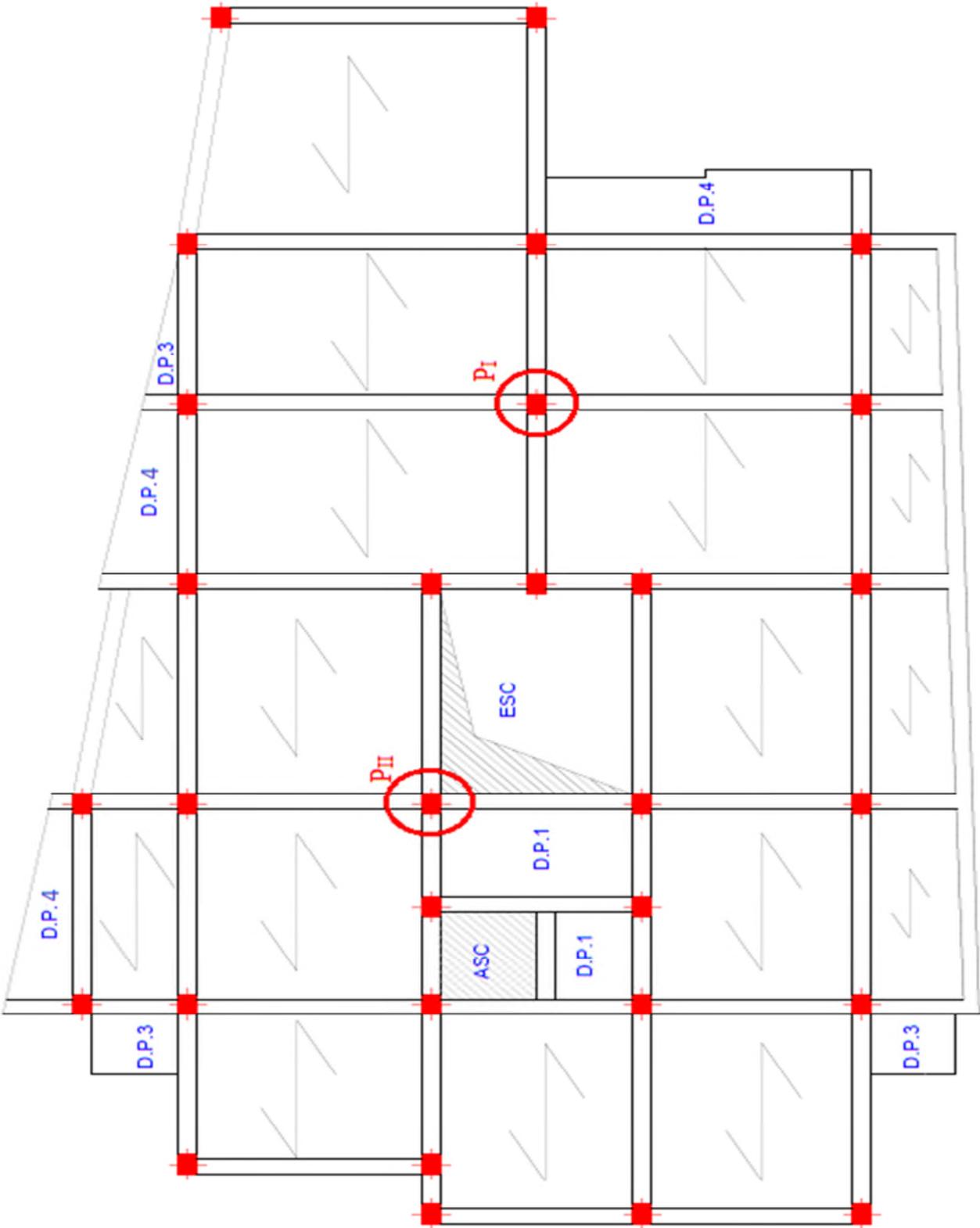


Figure II.2. Disposition des poutrelles au niveau 1 étage

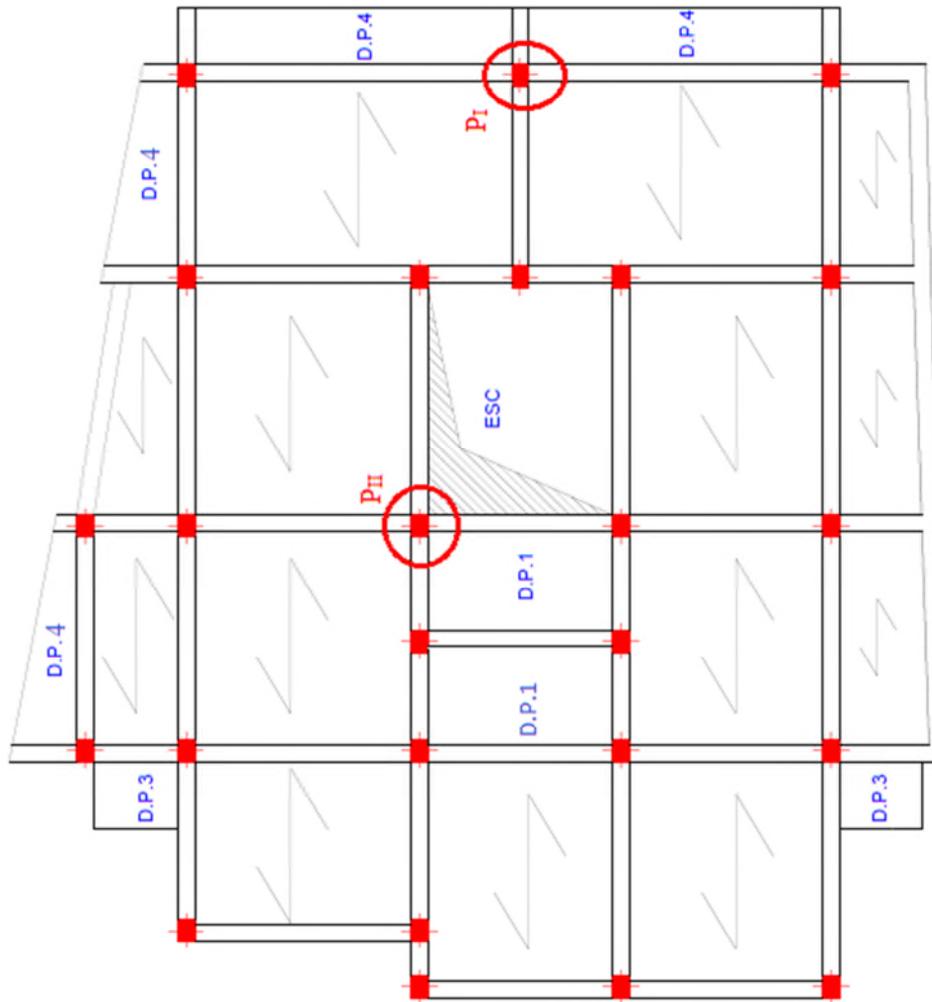


Figure II.3. Disposition des poutrelles au niveau terrasse accessible

II.1.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales sur lesquelles elles se reposent..

b : Largeur efficace.

b₀ : Largeur de la nervure(entre 8 et 12 cm)

H : Hauteur totale de la poutrelle *h_t*

H_{dc}: Hauteur de la dalle de compression.
(entre 4 et 6 cm)

H_{cc}: Hauteur du Corps creux.

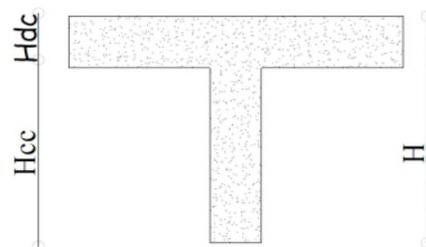


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$H=20 \text{ cm}; H_{dc} = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y^{\min} = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{290}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 29) \quad , \text{ on prend } b=65 \text{ cm.}$$

II.1.2 Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

➤ **Critère de résistance à la flexion:**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{20} \leq e \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur un appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

➤ **Critère de résistance au feu :**

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

➤ **Critère d'isolation phonique :**

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

Notre bâtiment comporte trois types de dalles :

➤ **Dalles sur deux appuis D_4 :**

$$\frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35}$$

$$\frac{120}{30} \geq e \geq \frac{120}{35}$$

$$\Rightarrow \text{soit } e=14 \text{ cm}$$

➤ **Dalles sur trois appuis D_3 :**

$$\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{45}$$

$$\frac{130}{40} \geq e \geq \frac{130}{45}$$

\Rightarrow soit $e=14\text{cm}$

➤ **Dalle sur quatre appuis D_2 :**

$$\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{45}$$

$$\frac{175}{40} \geq e \geq \frac{175}{45}$$

\Rightarrow soit $e=14\text{cm}$

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

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

L_{\max} : la longueur maximale des poutres perpendiculaire aux poutrelles

Condition du RPA

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

➤ **Poutres principales :**

Dites poutres porteuses, elles sont perpendiculaire au sens des poutrelles.

$$L_{\max} = 580 - 30 = 550\text{cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36,66 \leq h \leq 55$$

On prend $h=40\text{ cm}$.

On prend $b=30\text{ cm}$

Vérification des Conditions du RPA :

- $b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$ Vérifiée
- $h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}$ Vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ Vérifiée

➤ **Poutres secondaires :**

Dites poutres non-porteuses, elles sont parallèles
aux poutrelles.

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

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des Conditions du RPA :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée
- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4$ Vérifiée

Conclusion :

- Poutres principales (30×40).
- Poutres secondaires (30×35).

II.3 Pré dimensionnement des voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes $e \geq 15 \text{ cm}$.

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$L \geq 4 a.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

➤ **Le pré dimensionnement des voiles pour le RDC et Sous-sol :**

$$h = 363 \text{ cm.}$$

$$h_e = 363 - 35 = 328 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{328}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [16,4; 15]$$

$$e \geq 16,4 \text{ cm.}$$

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

➤ **Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant :**

$$h = 297 \text{ cm.}$$

$$h_e = 297 - 35 = 262 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{262}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [13,1 ; 15]$$

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

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

Conclusion partielle :

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs comme suit :

- $e = 20 \text{ cm}$ pour le **sous-sol et le RDC.**
- $e = 15 \text{ cm}$ pour les **étages courants.**

II.4 Pré dimensionnement des escaliers :

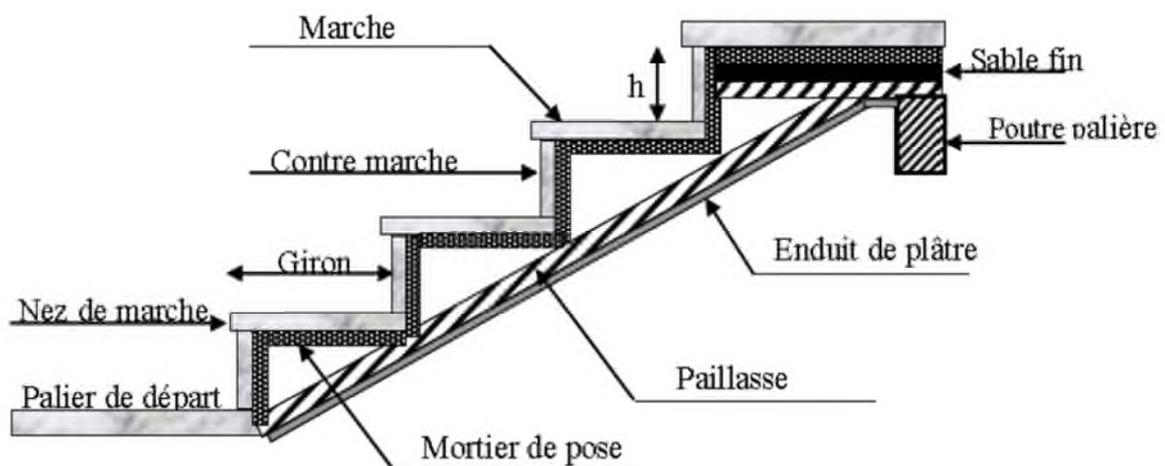


Figure II .5.coupe verticale d'un escalier

➤ **Terminologie :**

La marche est la partie horizontale, là où l'on marche.

La contremarche est la partie verticale, contre la marche.

L'embranchement est la longueur utile de chaque marche.

Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.

La paillasse supporte les marches.

Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Pour définir les dimensions d'un escalier, il faut respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

$$\text{Avec : } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

$n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Dans notre projet nous avons trois types d'escaliers :

- Escalier du sous-sol :escalier à une seule volée
- Escalier des étages courants et RDC :escalier à deux volées
- Escalier du 8^{ème} étage(duplex) :escalier à 4 volées
- Escalier du 8^{ème} étage(duplex) :escalier à 3 volées

Escalier de l'étage courant et RDC :

➤ Calcul de la hauteur d'une contremarche (h) et du giron (g) :

On a : $H = 297\text{ cm}$; $L_0 = 240\text{ cm}$.

Nous avons 9 contre marche et 8 marches par volée

Alors : $n = 18$ (contre marches)

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{297}{18} = 16.5\text{ cm}$$

➤ détermination de g (giron) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

On a:

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$$

$$\Rightarrow 59\text{ cm} \leq 2 \times 16.5 + 30 \leq 65\text{ cm}$$

$$\Rightarrow 59\text{ cm} \leq 63\text{ cm} \leq 65\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

On aura :

Le giron d'une marche est : $g = 30\text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 16,5\text{ cm}$.

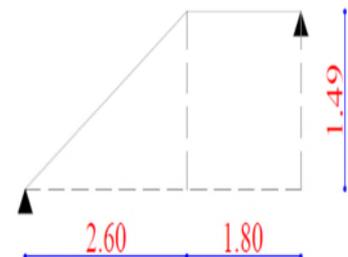


Figure II.6. Vu en plans de l'escalier de l'étage courant.

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

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{148,5}{255} \right) \approx 30,21^\circ$$

$$L_v = \sqrt{255^2 + 148,5^2} = 295,08 \text{ cm}$$

$$L = 475,08 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{475,08}{30} \leq e \leq \frac{475,08}{20}$$

$$\Rightarrow 15,836 \leq e \leq 23,754$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$.

Escalier du sous-sol :

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{221}{13} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{360}{13-1} = \frac{360}{12} = 30 \text{ cm}$$

On a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{221}{360} \right) \approx 31,54^\circ$$

$$L_v = \sqrt{221^2 + 360^2} = 422,42 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{422,42}{30} \leq e \leq \frac{422,42}{20}$$

$$\Rightarrow 14,08 \leq e \leq 21,121$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$.

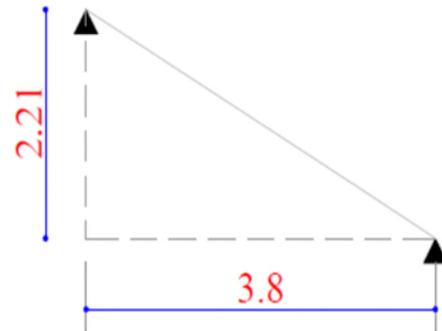


Figure II.7. Schéma statique de l'escalier.

Escalier de Escalier du 8^{ème} étage(duplex):

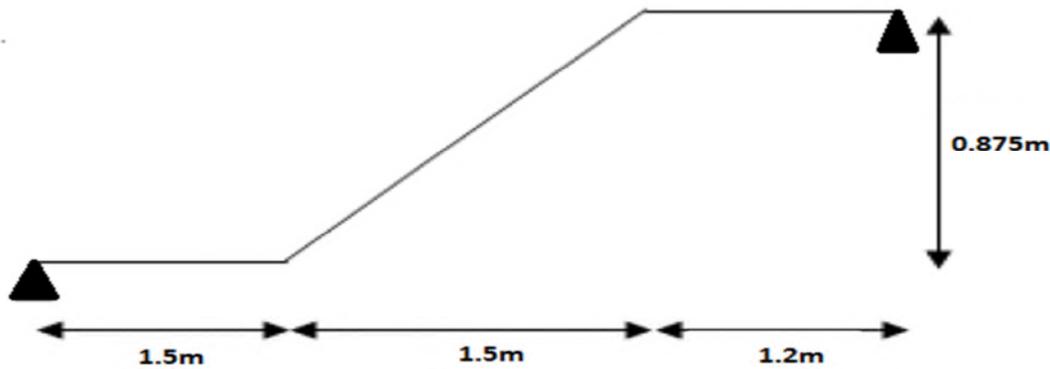


Figure II.8. Schéma statique de l'escalier.

Les résultats sont représenté sur le tableau suivant :

Volée	Nombre de marche	Hauteur de contremarche (cm)	Le giron (g) (cm)	α (degré)	L (cm)	Epaisseur (cm)
01	5	17,5	30	34,99	453,09	16
02	4	17,5	30	#####	120	16
03	5	17,5	30	33,27	451,37	16

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effet normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charge.

Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau II.1. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de plâtre	0.2	2	0.2
Charge permanent G				5.21
Q étages courant				1.5

Tableau II.2. Evaluation des charges de la terrasse accessible avec corps creux.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.22	2	0.44
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Isolation thermique	0,18	1.5	0.25
6	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
7	Lit de sable	0,18	2	0,36
8	Mortier de pose	0,2	2	0,4
Charge permanent G				6.80
Q terrasses accessibles				1,5

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

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5.86
Q étage courant				1.5

Tableau II.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en dalle pleine.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pont	0.22	10	2.2
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Isolation thermiques	4	2.5	0.1
6	Enduit de plâtre	0.10	1.5	0.15
Charge permanent G				6.87
Q terrasses accessibles				1,5

Tableau II.5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.2	2	0.4
2	Lit de sable	0.18	2	0.36
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.1	2	0.15
Charge permanent G				4.86
Q balcon				3.5

Tableau II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
2	Brique creuse	1.3	15	1.3
3	Brique creuse	0.9	10	0.9
4	Enduit de ciment	0.20	2	0.4
Charge permanent G				2.8

Evaluation des charges et surcharge des volées :**Tableau II.7.** Volées du RDC et des étages courant.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.25	16/cos α	4.6
2	Carrelage	Horizontal	2	0.4
		Vertical	2h/g	0.22
3	Mortier de pose	Horizontal	2	0.4
		Vertical	2h/g	0.22
4	Enduit de ciment	0.18	1.5/cos α	0.31
5	Poids des marches	0.22	h/2	1.76
6	Grade de corps	/	/	0.6
Charge permanent G _v				8.5
Q escalier				2.5

Tableau II.8. Charges sur les paliers.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.25	0.14	3.5
2	Carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de plâtre	0.2	2	0.2
Charge permanent G				4.86
Q escalier				2.5

II.5.1 Descente de charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement .

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches .

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.2.2** » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différent niveaux peut être considérée comme indépendante»

La lois de dégression s'applique telle comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Dans notre cas, on a deux poteaux qui sont les plus sollicités

P_I (poteau centrale)

P_{II} (poteau de cage d'escalier)

Les dimensions des poteaux sont supposées ($b \times h$) :

Pour Sous-sol et RDC : $40 \times 50 \text{ cm}^2$

Pour le 1^{er} et 2^{ème} étages : $35 \times 45 \text{ cm}^2$

Pour le 3^{ème} et 4^{ème} étages : $30 \times 40 \text{ cm}^2$

Pour le 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} et 9^{ème} étages : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul pour P_I :**

- Calcul des surfaces :

- Le plancher Terrasse:

Sous G:

$$S_G = (1,05 + 1,65) \times (2,75 + 2,55)$$

$$\Rightarrow S_G = 14,31 \text{ m}^2$$

Sous Q:

$$S_Q = S_G + 0,3 \times (2,55 + 2,75 + 1,05 + 1,65)$$

$$\Rightarrow S_Q = 16,71 \text{ m}^2$$

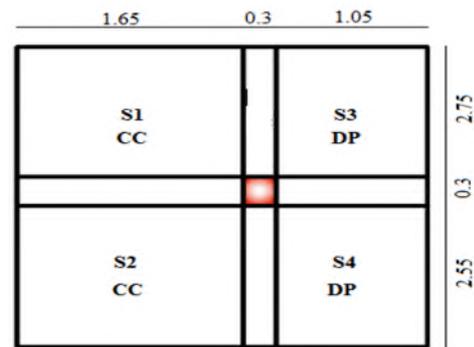


Figure II.9. surface afférente plancher terrasse accessible

- Les planchers étages courants :

Sous G:

$$S_G = (1,45 + 1,65) \times (2,75 + 2,55)$$

$$\Rightarrow S_G = 16,43 \text{ m}^2$$

Sous Q:

$$S_Q = S_G + 0,3 \times (2,55 + 2,75 + 1,45 + 1,65)$$

$$\Rightarrow S_Q = 18,95 \text{ m}^2$$

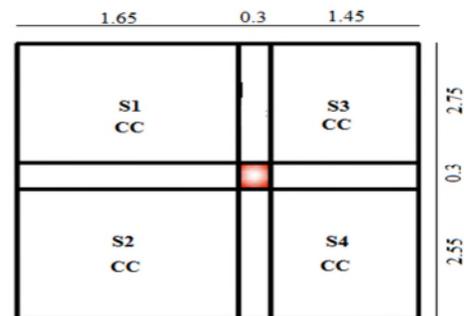


Figure II.10. surface afférente plancher étage courant

- Calcul du poids propre des poutres :

$$G_{p,p} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2,75 + 2,55)$$

$$\Rightarrow G_{p,p} = 15,9 \text{ KN}$$

$$G_{p,s} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (0,9 + 1,65)$$

$$\Rightarrow G_{p,s} = 6,694 \text{ KN}$$

- Calcul de poids propre des poteaux :

Pour Sous-sol :

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,5 \times 2,21 \Rightarrow G_{\text{pot}} = 11,05 \text{ KN}$$

Pour le RDC :

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,5 \times 3,63 \Rightarrow G_{\text{pot}} = 18,15 \text{ KN}$$

Pour le 1^{er} et 2^{ème} étages :

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2,97 \Rightarrow G_{\text{pot}} = 11,69 \text{ KN}$$

Pour le 3^{ème} et 4^{ème} étages :

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 2,97 \Rightarrow G_{\text{pot}} = 8,91 \text{ KN}$$

Pour le 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} et 9^{ème} étages :

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 2,97 \Rightarrow G_{\text{pot}} = 7,79 \text{ KN}$$

- La surcharge G et Q :

- Terrasse accessible :

$$G = 6,8 \times (S_1 + S_2) + (S_3 + S_4) \times 6,87$$

$$\Rightarrow G = 97,308 \text{ KN}$$

$$Q = S_Q \times 1,5$$

$$\Rightarrow Q = 25,2 \text{ KN}$$

- étages courant :

$$G = 5,21 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$\Rightarrow G = 85,60 \text{ KN}$$

$$Q = S_Q \times 1,5$$

$$\Rightarrow Q = 28,56 \text{ KN}$$

Le tableau ci-après, montre la descente de charge pour le poteau P₁

Tableau II.9. Descente de charge du poteau P₁

	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N0	10	Plancher	97,308	25,2
		Poutres	22,987	
		Poteaux	7,79	
	Somme		128,085	25,2
N1	9	Venant de N0	128,085	25,2+28,56
		Plancher	97,818	
		Poutres	24,037	
	Poteaux	7,79		
Somme		257,73	53,76	
N2	8	Venant de N1	257,73	25,2+(2×28.56) ×0.95
		Plancher	85,60	
		Poutres	24,037	
	Poteaux	7,79		
Somme		375,157	97,464	
N3	7	Venant de N2	375,157	25,2+(3×28.56) ×0.9
		Plancher	85,60	
		Poutres	24,037	

		Poteaux	7,79	
		Somme	492,584	102,312
N 4	6	Venant de N3	492,584	$25,2+(4 \times 28.56) \times 0.85$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24.037	
		Poteaux	7,79	
		Somme	610,011	122,304
N 5	5	Venant de N4	610,011	$25,2+(5 \times 28.56) \times 0.8$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24.037	
		Poteaux	8,91	
		Somme	728,558	139,44
N 6	4	Venant de N5	728,558	$25.2+(6 \times 28.56) \times 0.75$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24.037	
		Poteaux	8,91	
		Somme	847,105	153,72
N 7	3	Venant de N6	847,105	$25.2+(7 \times 28.56) \times 0.714$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24.037	
		Poteaux	11,69	
		Somme	968,432	167,94
N 8	2	Venant de N7	968,432	$25,2+(8 \times 28.56) \times 0.688$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24.037	
		Poteaux	11,69	
		Somme	1089,759	182,39
N 9	1	Venant de N8	1089,759	$25.2+(9 \times 28.56) \times 0.666$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24.037	
		Poteaux	18,15	
		Somme	1217,546	196,388
N 10	0	Venant de N9	1217,546	$25.2+(10 \times 28.56) \times 0.65$
		Plancher	85,60	
		Poutres	24,037	
		Poteaux	11,05	
		Somme	1338,233	210,84

➤ **Calcul pour le poteau P_{II}:**

- **Calcul des surfaces :**

- **Les planchers :**

Sous G:

$$S_G = (1,925 + 1,60) \times (2,05 + 0,875)$$

$$\Rightarrow S_G = 10,31 \text{m}^2$$

Sous Q:

$$S_Q = S_G + 0,3 \times (1,6 + 1,925 + 0,875 + 2,05)$$

$$\Rightarrow S_Q = 12,24 \text{m}^2$$

- **Calcul du poids propre des poutres :**

$$G_{p,p} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (1,6 + 1,925)$$

$$\Rightarrow G_{p,p} = 10,575 \text{ KN}$$

$$G_{p,s} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (0,875 + 2,05)$$

$$\Rightarrow G_{p,s} = 7,678 \text{ KN}$$

- **La surcharge G et Q :**

- **Terrasse accessible:**

$$G = 6,8 \times (S_1 + S_2) + (S_3 \times 5,86) + (S_4 \times 8,5)$$

$$\Rightarrow G = 74,372 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times (S_1 + S_2) + (S_3 + S_4) \times 2,5$$

$$\Rightarrow Q = 22,35 \text{ KN}$$

- **étages courant :**

$$G = 5,21 \times (S_1 + S_2) + (S_3 \times 5,86)$$

$$+ (S_4 \times 8,5)$$

$$\Rightarrow G = 65,42 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times (S_1 + S_2) + (S_3 + S_4) \times 2,5$$

$$\Rightarrow Q = 22,35 \text{ KN}$$

Le tableau ci-après, montre la décente de charge pour le poteau P_{II}

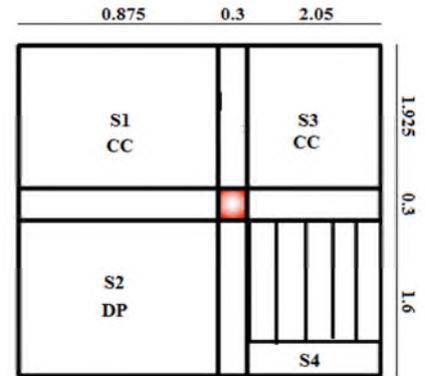


Figure II.11. surface afférente plancher étage courant et terrasse

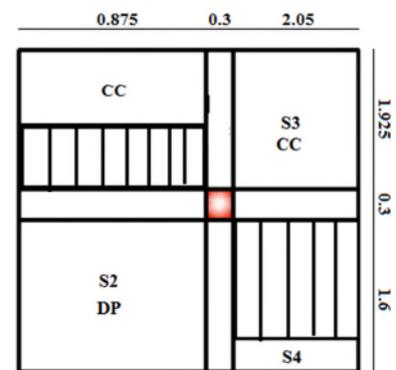


Figure II.12. surface afférente plancher entre sol

Tableau II.10. Décence de charge sur le poteau P_{II}

	Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
N0	10	Plancher	74,372	22,35
		Poutres	18,253	
		Poteaux	7,79	
	Somme		100,415	22,35
N1	9	Venant de N0	100,415	22,35+22,35
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,253	
	Poteaux	7,79		
Somme		191,878	44,70	
N2	8	Venant de N1	191,878	22,35+(22,35×2) ×0.95
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,253	
	Poteaux	7,79		
Somme		283,516	64,815	
N3	7	Venant de N2	283,516	22,35+(22,35×3) ×0.9
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,253	
	Poteaux	7,79		
Somme		375,154	82,695	
N4	6	Venant de N3	375,154	22,35+(22,35×4) ×0.85
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,253	
	Poteaux	7,79		
Somme		466,792	98,34	
N5	5	Venant de N4	466,792	22,35+(22,35×5) ×0.8
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,253	
	Poteaux	8,91		
Somme		559,55	111,75	
N6	4	Venant de N5	559,55	22,35+(22,35×6) ×0.75
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,253	
	Poteaux	8,91		
Somme		652,308	122,925	
N7	3	Venant de N6	652,308	22,35+(22,35×7) ×0.714
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,235	
	Poteaux	11,69		
Somme		747,846	134,05	
N8	2	Venant de N7	747,846	22,35+(22,35×8) ×0.688
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,235	

		Poteaux	11,69	
		Somme	843,384	145,364
N9	1	Venant de N8	843,384	22,35+(22,35×9) ×0.666
		Plancher	65,42	
		Poutres	18,235	
		Poteaux	18,15	
	Somme	945,382	156,316	
N10	0	Venant de N9	945,382	22,35+0,65×(22,35×9+23,43)
		Plancher	68,01	
		Poutres	18,235	
		Poteaux	11,05	
	Somme	1042,87	168,327	

II.5.2 Vérification du poteau :

Le poteau P_I est le plus défavorable.

➤ **Vérification à la compression simple :**

G = 1338,233 KN et Q = 210,84 KN

$N_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \Rightarrow N_u = 2122,87 \text{ KN}$

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, l'effort de compression ultime N_u doit être majoré de 15%,

$N_u^* = 1.15 \times N_u = 1.15 \times 2122,87 \Rightarrow N_u^* = 2441,305 \text{ KN}$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux :

Tableau II.11. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N_u^* (MN)	Section (cm ²)	$B_{calculée}$ (m ²)	$B_{choisis}$ (m ²)	Observation
Sous-sol	2,44130573	40×50	0,172	0,2	Vérifiée
RDC	2,22900947	40×50	0,157	0,2	Vérifiée
Etage 1	2,0064736	35×45	0,141	0,1575	Vérifiée
Etage 2	1,79318718	35×45	0,126	0,1575	Vérifiée
Etage 3	1,58029751	30×40	0,111	0,12	Vérifiée
Etage 4	1,3716203	30×40	0,097	0,12	Vérifiée
Etage 5	1,15801648	30×35	0,082	0,105	Vérifiée
Etage 6	0,94122486	30×35	0,066	0,105	Vérifiée
Etage 7	0,75055664	30×35	0,053	0,105	Vérifiée
Etage 8	0,49286183	30×35	0,035	0,105	Vérifiée
Etage 9	0,24232196	30×35	0,017	0,105	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

Les vérifications à faire D'après le **CBA 93 (art B.8.4.1)** sont les suivantes :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$ (batiment a étages multiples)

l_0 : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$$

$$\text{On prend } A_s = 1\% B_r ; B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{cal}}$

Exemple de calcul pour le RDC :

$$l_0 = 3.63 \text{ m} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.63 = 2.54 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.40 \times 0.50^3}{12 \times 0.4 \times 0.5}} \Rightarrow i = 0.144 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.54}{0.144} = 17.59$$

$$\underline{0 < \lambda < 50} :$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.59}{35} \right)^2} = 0.809$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r \geq \frac{2.229}{0.809 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.125 \text{ m}^2$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification au flambement pour chaque changement de section des poteaux :

Tableau II.12. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveau	L_0 (m)	l_f (m)	λ	α	Nu^* (Mn)	B_r (m ²)	$B_{r_{choisis}}$ (m ²)	Observation $B_{r_{choisis}} > B_r$
S- sol	1,81	1,267	8,778	0,839	2,441	0,1283	0,1824	Vérifiée
Rdc	3,23	2,261	15,665	0,817	2,229	0,1198	0,1824	Vérifiée
Etage 1	2,57	1,799	13,849	0,824	2,006	0,1071	0,1419	Vérifiée
Etage 2	2,57	1,799	13,849	0,824	1,793	0,0957	0,1419	Vérifiée
Etage3	2,57	1,799	15,580	0,818	1,580	0,0849	0,1064	Vérifiée
Etage 4	2,57	1,799	15,580	0,818	1,372	0,0737	0,1064	Vérifiée
Etage 5	2,57	1,799	17,805	0,808	1,158	0,0628	0,0924	Vérifiée
Etage 6	2,57	1,799	17,805	0,808	0,941	0,0510	0,0924	Vérifiée
Etage 7	2,57	1,799	17,805	0,808	0,751	0,0407	0,0924	Vérifiée
Etage 8	2,57	1,799	17,805	0,808	0,493	0,0267	0,0924	Vérifiée
Etage 9	2,57	1,799	17,805	0,808	0,242	0,0131	0,0924	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

Les conditions à respecter selon l'article (**Art. 7.4.1**) sont les suivantes :

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.13. Résultats des vérifications des conditions du RPA pour le poteau P1.

Niveau	S-SOL	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	Observation
Section du poteau	40×50	40×50	35×45	30×40	30×35	Observation
Min ($b_1; h_1$) \geq 25 cm	40	40	35	30	30	Vérifiée
Min ($b_1; h_1$) $\geq \frac{h_e}{20}$	11.05	18.15	14.85	14.85	14.85	Vérifiée
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	0.8	0.8	0.77	0.75	0.85	Vérifiée

II.6 Pré dimensionnement d'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Dans notre projet on a l'acrotère qui a les dimensions suivantes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (1.5 \times 0.15) + (0.07 \times 0.10) + \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2}\right)$$

$$S = 0.2335 \text{ m}^2$$

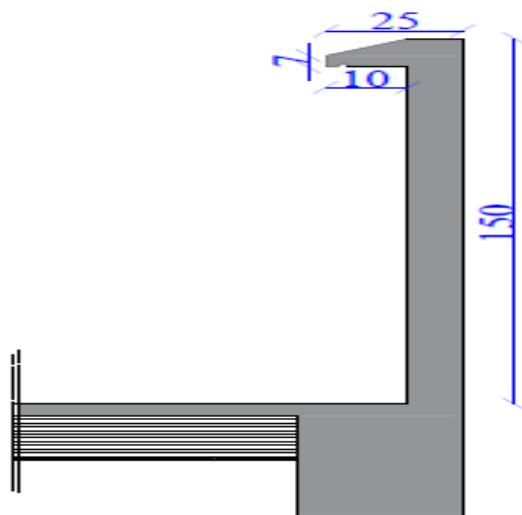


Figure II.13. Dimension de l'acrotère.

Tableau II.14. Les charges de l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
1,5	0,54	5,84	1	6,38

Chapitre III

Étude des éléments secondaires

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.

III.1 Calcul des planchers :

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre aux poutres les charges qui leur sont appliquées, ils doivent aussi supporter les charges qui leur sont appliquées (leur poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les types de planchers à étudier sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.1.1 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

Calcul des poutrelles :

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

Les méthodes de calcul :**Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

Cette méthode est applicable si :

- Des charges te que $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0$
- $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow$ travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow$ travée intermédiaire.

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$, **N.B** : M_g et M_d sont pris avec valeurs absolues.

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

0, 6M0 pour une poutre à deux travées.

0, 5M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0, 4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :
 $-0.15 \times M0$ tel que $M0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

Valeurs des efforts tranchants :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique **V0** de :

15% → Si c'est une poutre à **deux travées**.

10% → Si c'est une poutre à **plus de deux travées**.

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

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

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

➤ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

➤ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Calcul des moments :

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l} \quad ; \quad \text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

En appuis :

$$M_a = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} \dots \dots \dots \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que : $L'g$ et $L'd$: longueurs fictives.

qg et qd : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

Avec :

$$L' = \begin{cases} 0.8L & ; \text{ travée intermédiaire.} \\ L & ; \text{ travée de rive.} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$V_i = \pm \frac{P_u \times l}{2} + \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions de la Méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée ou il suffit de remplacer la charge G par 2/3 G dans le calcul des moments sur appuis.

Les charges et surcharges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Avec : l_0 est l'entre-axe des poutrelles : $l_0 = 65$ cm

Les différents types de poutrelles :

Schéma statique		
	Plancher terrasse accessible	Plancher étage courant et RDC
T1		
T2		
T3		
T4		
T5		
T6		
T7		

Calcul des efforts internes :

Exemple de calcul Etage terrasse accessible :

Calcul d'une poutrelle de Type T2 (poutrelle isostatique) :

$$P_u = (1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 5) \times 0.65 \Rightarrow P_u = 7.429 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (6.8+1.5) \times 0.65 \Rightarrow P_s = 5.395 \text{ KN/m}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^u = 16.38 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ M_0^s = 11.89 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_B = \begin{cases} M_A^u = M_B^u = -0.15 \times 16.38 = -2.45 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_B^s = -0.15 \times 11.89 = -1.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Efforts tranchants :

$$V = \frac{ql}{2} \rightarrow \begin{cases} v_A = 15.60 \text{ KN} \\ v_B = -15.60 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul d'une Poutrelle type T3 (poutrelle à 2 travées) étage courant :

Méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow 1.5 \leq \min(10.42 ; 5) \dots\dots$ Vérfifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{4.4} = 0.9 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots$ Vérfifiée
- 3) $I =$ est constant sur toute la poutrelle.....Vérfifiée
- 4) Fissuration peut nuisible.Vérfifiée

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées donc on applique la méthode forfaitaire

Calcul des charges :

$$P_u = (1.35 \times 5,21 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \Rightarrow P_u = 6.03 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (5.21 + 1.5) \times 0.65 \Rightarrow P_s = 4.36 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^u = 14.59 \text{ KN.M} \\ M_0^s = 10.55 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Moments aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0.15 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\begin{cases} M_A^u = M_C^u = -0.15 \times 14.58 = -2.18 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 10.55 = -1.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appui B (appui intermédiaire) :

$$M_B = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 M_0 \max \begin{cases} M_B^u = -8,754 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -6,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5.21+1.5} = 0.22$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.266 \end{cases}$$

➤ **Travée A-B :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.066) M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.066 \times \frac{6,03 \times 4^2}{8} - \frac{8.75}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 8.481 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.266}{2} \times \frac{6.03 \times 4^2}{8}$$

$$M_t^{AB} \geq 7.634 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

On prend : $M_t^{AB} = \max [1 ; 2]$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 8.481 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 6.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée BC :**

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.066) M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} \geq 1.066 \times \frac{6,03 \times 4.4^2}{8} - \frac{8.75}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 11.18 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.266}{2} \times \frac{6.03 \times 4.4^2}{8}$$

$$M_t^{BC} \geq 9.23 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

On prend $M_t^{BC} = \max [1 ; 2]$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 11.18 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_A = 12,06 \text{ KN} \\ V_B = -13,86 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} V_B = 15,25 \text{ KN} \\ V_C = -13,26 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul d'une poutrelle type T4 (poutrelle à 3 travées) étage courant :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow 1.5 \leq \min(10.42; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.2}{4.53} = 0.7 \notin [0.8; 1.25] \dots\dots\dots$ Non vérifiée
- 3) $I =$ est constant sur toute la poutrelle.....Vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible.Vérifiée

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée.

$$G' = \frac{2}{3}G = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u' = (1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.5 \text{ KN/m}$$

$$P_s' = (3.47 + 1.5) \times 0.65 = 3.23 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments aux appuis :**Appuis de rive :** $M_A = M_D = 0$, sauf que le **BAEL** exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant.

$$M_A = M_D = -0.15 \max(M_0^1; M_0^3) \Rightarrow M_A = M_D = -0.15 M_0^3$$

$$\text{ELU} \Rightarrow M_0^3 = \frac{4.5 \times 4.53^2}{8} = 11.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_0^3 = \frac{3.23 \times 4.53^2}{8} = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_A^U = M_D^U = -1.73 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_D^S = -1.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis B:

$$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 4.5 \text{ KN/m}; q'_s = 3.27 \text{ KN/m} \\ l'_g = 3.6 \text{ m} \\ l'_d = 0.8 \times 3.2 = 2.56 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_B^U = -\frac{4.5 \times (3.6^3 + 2.56^3)}{8.5(3.6 + 2.56)} = -5.45 \text{ KN.m} \\ M_B^S = -\frac{3.23 \times (3.6^3 + 2.56^3)}{8.5(3.6 + 2.56)} = -3.912 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis C:

$$\begin{cases} M_C^u = -\frac{4.5 \times (2.56^3 + 4.53^3)}{8.5(2.56 + 4.53)} = -8.193 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -\frac{3.23 \times (2.56^3 + 4.53^3)}{8.5(2.56 + 4.53)} = -5.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :**Travée AB :**

$$X = \frac{3.60}{2} - \frac{5.45}{6.03 \times 3.60} = 1.54 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 6.03 \times \frac{1.54}{2} (3.6 - 1.54) - 5.45 \left(\frac{1.54}{3.60}\right) = 7.234 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 4.36 \times \frac{1.54}{2} (3.6 - 1.54) - 3.912 \left(\frac{1.54}{3.6}\right) = 5.244 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$X=1.45 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 0.947 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 0.725 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD :

$$X=2.56 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 11.64 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 8.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants :**Tableau III.1.** Les efforts tranchants.

Appuis	A	B	C	D
Vu (KN)	9.34	-12.37	15.48	-11.85

Sollicitations maximales pour les différents niveaux :**Tableau III.2.** Tableau récapitulatif des efforts maximaux.

Etage	ELU			ELS			V (KN.m)
	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Etage courants	13.68	-8.76	-2.19	9.89	-6.334	-1.58	15.266
Terrasse accessible	16.38	-10.79	-2.69	11.89	-7.83	-1.95	18.79

Calcul du ferrailage :(étage courant)

Ferrailage longitudinal :

$$\begin{aligned}
 F_e &= 400 \text{ MPa} & f_{c28} &= 25 \text{ MPa} \\
 H &= 20 \text{ cm} & f_{t28} &= 2.1 \text{ MPa} \\
 h_0 &= 4 \text{ cm} & f_{bu} &= 14.2 \text{ MPa} \\
 b &= 65 \text{ cm} & b_0 &= 10 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Les sollicitations maximal sont :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 13.68 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -8,76 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -2.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 15,266 \text{ KN}$$

Le ferrailage en travée :

$$D = 0.9 h = 0.18 \text{ m}$$

$$M_{Tu} = f_{bu} h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

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

$M_{Tu} \geq M_{Tmax} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.045 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\epsilon_{st} = 10\%$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1} = 0.668 \\ \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.391 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0,058$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = 2.23 \text{ cm}^2$$

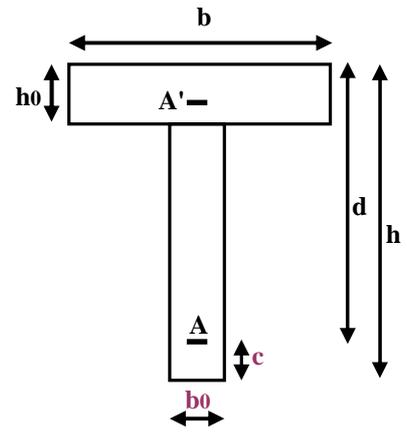


Figure III.1. Coupe transversale d'une poutrelle.

Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_l^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaires :

Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$):

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.19 \geq 0.186 \quad \Rightarrow \text{on est dans le pivot B}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.265$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.16 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) = 9.7 \times 10^{-3} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{f_{st} z} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non-fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_a^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.06$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175 \text{ m}$$

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

Vérification de condition de non-fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_a^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a = 0.35 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Tableau III.3. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux

	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{choisi}
Terrasse accessible	Travée	16.38	0.054	0.07	0.175	2.69	1.41	3HA12=3.39 cm ²
	Appui inter	-10.79	0.234	0.339	0.155	2.00	0.21	2HA12=2,26cm ²
	Appui de rive	-2.69	0.059	0.075	0.174	0.44	0.21	1Ha12=1,13 cm ²
RDC+ Etage courant	Travée	13.68	0.045	0.058	0.175	2.23	1.41	3HA12=3.39 cm ²
	Appui Inter	-8.76	0.19	0.265	0.16	1.57	0.21	2HA12=2,26cm ²
	Appui De rive	-2.19	0.047	0.06	0.175	0.35	0.21	1Ha12=1,13 cm ²

Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$v^{\max} = 18.79 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{18.79 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.043 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.043 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailages transversaux :

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

$$\text{Soit } A_t = 2\varphi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

Flexion simple $\Rightarrow K=1$

$a = 90^\circ$ (Armatures droites).

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(1.043 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 44.16 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :**Appui de rive :**

$$\text{On a: } M_{a,u}^{\text{rive}} = 0$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{18.79 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 5.40 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.540 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1,13 + 3.39 = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.540 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Appui intermédiaire : CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left(18.79 - \frac{10.79}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -1.37 \text{ cm}^2$$

Vérification de la bielle : (Bael91.Art.6.1.3)

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9d, \quad d = 0.18$$

$$v_u \leq 0.267 \times 0.1 \times 0.162 \times 25$$

$$v_u = 18,79 < 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Vérification de la jonction de table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1) :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{18,79 \left(\frac{0.65 - 0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :**Etat limite d'ouverture des fissures :****En travée**

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

$$\text{En travée : } M_t^{\text{max}} = 11,89 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre H :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.92 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$H < 0 \Rightarrow \text{section en T.}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2}y^2 + [15 \times 3.39 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1)0.04]y - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1)\frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$y = 0,0461 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2$$

$$I = 0.943 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.80 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

En appui intermédiaire :

$$M_{ser}^{max} = -7.83 \text{ KN.m}$$

Calcul de I et y :

le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 0.081 \text{ m}$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 5.09 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 12.46 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Etat limite de déformation (déformations des poutres)

L'article (**BAEL B.6.5, 1**) exige de vérifier Les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right]l \dots \dots \dots \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \end{cases}$$

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche

$$M_t = M_0 = 16.38 \text{ KN.m} ; L = 4.2 \text{ m} ; h = 0.2 \text{ m.}$$

$$h = 0.20 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{4.2}{10} = 0.42 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite donc on doit calculer la flèche :

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$L \leq 5 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = \left(\frac{1}{500}\right) = \left(\frac{420}{500}\right) = 0.84 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée :

G_g : poids total. ; G_j : poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 6.8 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revêtement}} = 6.8 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.2) = 5.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G_g = 4.42 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G_j = 3.53 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (6.8+1.5) = 5.39 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 7.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 9.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 11.88 \text{ KN.m}$$

$$Y=4.6 \text{ cm, } I= 11235.57 \text{ cm}^4$$

Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0) :

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{10(20)^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{(4)^2}{2} + 15(3.39 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15(3.39)} \Rightarrow y_G = 7.126 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65 (7.126)^3}{3} + 10 \frac{(20 - 7.126)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(7.126 - 4)^3}{3} + 15[3.39 \times (18 - 7.126)^2]$$

$$I_0 = 20405.37 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 139.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 174.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 212.52 \text{ MPa}$$

Inertie fictive (I_f) :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.85$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.14$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.825$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.707$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.759$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6697.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7444.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7096.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 20771.74 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 300(25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86 = 32456.58 \text{ MPa}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 6.31 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 7.11 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 9.09 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 7.64 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3.31 \text{ mm} < f_{adm} = 8.4 \text{ mm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Schémas de ferrailage :

NB : toutes les poutrelles de notre structure ont le même schéma de ferrailage

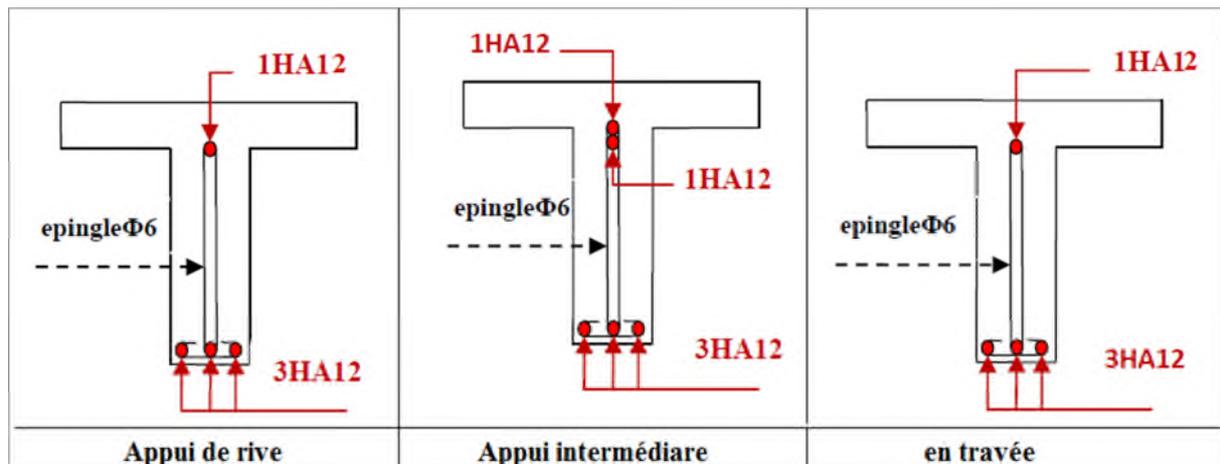


Figure III.2. Schéma de ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux.

III.1.2 Etude de la dalle de compressions :

Selon le CBA (Art B.6.8.4.2.3)

Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

$$l_0 = 65 \text{ cm.}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$. c'est du treillis soudés

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\parallel} = \frac{1.106}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend un treillis soudé $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$

Schéma de ferrailage des poutrelles et dalle de compression :

Le tableau ci-dessous résume les différents schémas de ferrailages des poutrelles pour les différents niveaux :

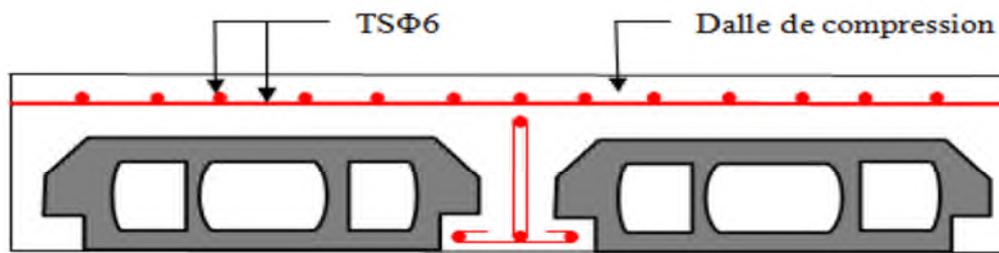


Figure III.3. Schéma de Ferrailage de la dalle de compression

III.1.3 Plancher à étude dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs côtés, comme elle pourrait être assimilée à une console.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14cm et qu'ils sont définis en trois type :

- Dalle sur un deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur quatre appuis.

a. Dalle sur deux appuis D3 :

- Caractéristique de la dalle :

$$G=4.86 \text{ KN/m}^2, Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x=1.2 \text{ m}, L_y=1.67 \text{ m}$$

$$e=14 \text{ cm}$$

$$\rho=0.71 > 0.4$$

→ la dalle travaille selon deux sens

- Evaluation des charges :

$$P_u=1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.81 \text{ KN/m}$$

$$P_s=G+Q=8.36 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations :

Moment isostatique :

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

μ_x et μ_y ; coefficient donnée par le tableau de l'annexe n°3.

ELU

$$\mu_x=0.0671$$

$$\mu_y=0.4471$$

ELS

$$\mu_x=0.0731$$

$$\mu_y=0.5940$$

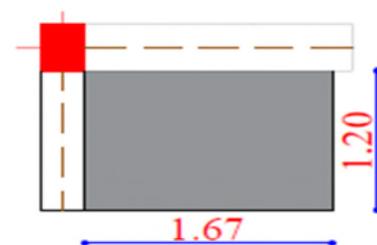


Figure III.4. Dalle sur 2 appuis

Tableau III.4. Déférents moments du panneau D3

	ELU		ELS	
	M _x (kn.m)	M _y (kn.m)	M _x (kn.m)	M _y (kn.m)
M _o	1.141	0.51	0.87	0.522
M _t ^{x,y} = 0.85 × M _t ^{x,y}	0.969	0.433	0.739	0.443
M _a ^x = M _a ^y = -0.5M _o ^x	-0.57		-0.435	

Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le ferrailage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire (b×e) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml.

Exemple de calcul :

Données : FN ; b=1m ; e=14cm ; c=3cm.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.00563$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.00705$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = 0.255 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non-fragilité :

$$e > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 500.} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 400.} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.71) \times 100 \times 14 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a: $A_x^t = \frac{0.255 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \leq A_x^{\min} = 1.28 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$

On Prend : $A_x^t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul des espacements :

$$St \leq \min (2 \times e : 25\text{cm}) \Rightarrow St = 25\text{cm}$$

Le tableau suivant résume les déférents calculs pour le panneau étudié :

Tableau III.5. Ferrailage du panneau D3

Endroit	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	A	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	0.969	0.0056	0.00705	0.109	0.255	1.28	4HA8=2.01	25
	Y-Y	0.433	0.0025	0.00312	0.109	0.114	1.28	4HA8=2.01	25
Appuis	X-X ; Y-Y	0.57	0.0031	0.00414	0.109	0.150	1.28	4HA8=2.01	25

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a : $V_x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 5.59 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Vérification a l'ELS :

La dalle D3(Balcon) se trouve à l'extérieure (FN), les contraintes à vérifier sont :

Contrainte de compression dans le béton.

Contrainte de traction dans l'acier

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$y = 2.29 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 2687.59 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 0.629 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

La vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 35.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Tableau III.6. Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS

Endroit	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)		Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)		Obs
					σ _{bc}	σ̄ _{bc}		σ _{st}	σ̄ _{st}	
Travée	X-X	0.739	2.29	2687.59	0.629	15	V	35.92	201.63	V
	Y-Y	0.443	2.29	2687.59	0.377	15	V	21.53	201.63	V
Appuis	X-X ; Y-Y	-0.57	2.29	2687.59	0.48	15	V	27.70	201.63	V

- Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifiées les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.2} = 0.116 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.00182 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc pas la peine De v

b. Dalle sur trois appuis D4 :

- Caractéristique de la dalle :

- G=4.86 kn/m², Q=3.5kn/m²
- p^{mur} = γ × b × h_{mur} = 1kn
- L_x=1.3m ; L_y=5.1 m
- e=14cm
- ρ=0.25<0.4



Figure III.5. Dalle sur 3 appuis D4

→La dalle travaille selon un sens (comme une console)

Evaluation des charges :

- P_u=1.35×G+1.5×Q =11.81kn/m
- q_u^{mur} = 1.35 × 1 = 1.35kn/m
- P_s=G+Q=8.36kn/m
- q_s^{mur} = 1.35 × 1 = 1.35kn/m

Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = -\left(\frac{p_u l_x^2}{2} + q_u^{mur} \times l_x\right) \\ V_u = p_u \times l_x + q_u^{mur} \end{array} \right.$$

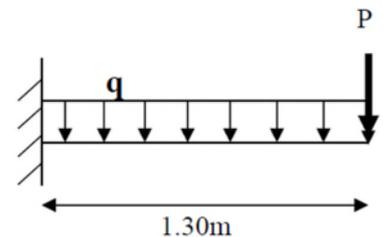


Figure III.6. Schéma statique de la dalle D4

ELU : M_u = -11.73kn/m, **ELS :** M_s = -8.81kn/m

V = 16.70Kn

Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle D4

Tableau III.7. Ferrailage du panneau D.P.4

Endroit	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	A	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Nappe Supérieure	X-X	-11.73	0.082	0.107	0.095	3.54	1.54	5HA10 =3.93	20

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 5HA8 = 2.51/\text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.8. Vérification de l'effort tranchant de la dalle D4

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
D.P.1	X-X	16.70	0.151	1.16	Vérifiée

Vérification a l'ELS :

Tableau III.9. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle D4

Endroit	Sens	M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	-8.81	3.05	4671.53	5.75	15	V	22.48	201.63	V

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.4} = 0.107 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.0035 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc pas la peine De vérifier la flèche

d. Dalle sur quatre appuis D1:

Caractéristique de la dalle :

$G=5.86 \text{ kn/m}^2 ; Q=1.5\text{kn/m}^2$

$L_x=1.75\text{m} ; L_y=3.2 \text{ m}$

$e=14\text{cm}$

$\rho=0.546 > 0.4$

→ la dalle travaille selon deux sens

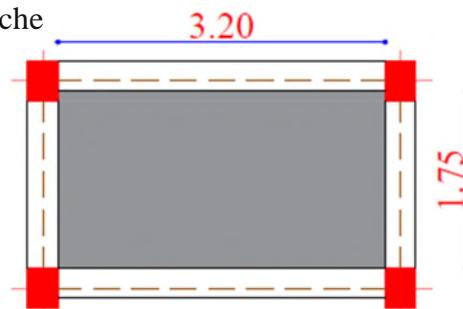


Figure III.7. Dalle sur 4 appuis D1

Evaluation des charges :

$P_u=1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.161 \text{ kn/m}$

$P_s=G+Q=7.36 \text{ kn/m}$

Calcul des sollicitations :

Moment isostatique :

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

ELU

$$\mu_x = 0.0908$$

$$\mu_y = 0.25$$

ELS

$$\mu_x = 0.0948$$

$$\mu_y = 0.4050$$

Calcul du ferrailage à L'ELU :

Tableau III.10. Calcul des moments dans le panneau D1

	ELU		ELS	
	M _x (kn.m)	M _y (kn.m)	M _x (kn.m)	M _y (kn.m)
M ₀	2.825	0.706	2.137	0.865
M _t ^{x,y} = 0.75 × M _t ^{x,y}	2.118	0.529	1.603	0.648
M _a ^x = M _a ^y = -0.5M ₀ ^x	-1.412		-1.068	

Calcul du ferrailage à L'ELU :

Tableau III.11. Ferrailage de la dalle D1

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{opté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	2.118	0.01	0.025	0.118	0.5157	1.374	5HA8=2.51	20
	Y-Y	0.529	0.0025	0.0032	0.12	0.126	1.12	5HA8=2.51	20
Appuis	X-X ; Y-Y	-1.412	0.0069	0.0086	0.12	0.338	1.374	5HA8=2.51	20

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.12. Vérification de l'effort tranchant dans la dalle D1

Type	Sens	Vu (kn)	τ _u ≤ τ _{adm}		Observation
			τ _u (MPa)	τ _{adm} (MPa)	
D.P.1	X-X	8.49	0.07	1.17	Vérifiée
	Y-Y	0.86	0.0071	1.17	Vérifiée

Vérification à l'ELS :

Tableau III.13. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

Endroit	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)		Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)		Obs
					σ _{bc}	σ̄ _{bc}		σ _{st}	σ̄ _{st}	
Travée	X-X	1.603	2.532	3916.15	1.036	15	V	58.133	348	V
	Y-Y	0.648	2.532	3916.15	0.418	15	V	23.52	348	V
Appuis	X-X	-1.068	2.532	3916.15	0.905	15	V	38.73	348	V
	Y-Y									

Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.75} = 0.08 > 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0029 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc pas la peine de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage des dalles pleines :

Panneau DP3 :

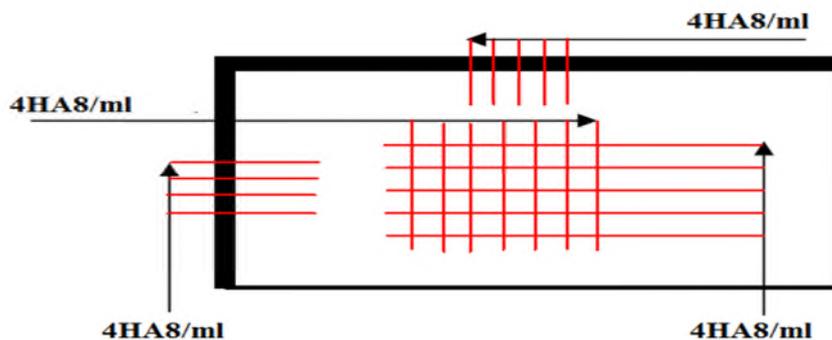


Figure III.8. Schéma de ferrailage du panneau DP3

Panneau DP4 :

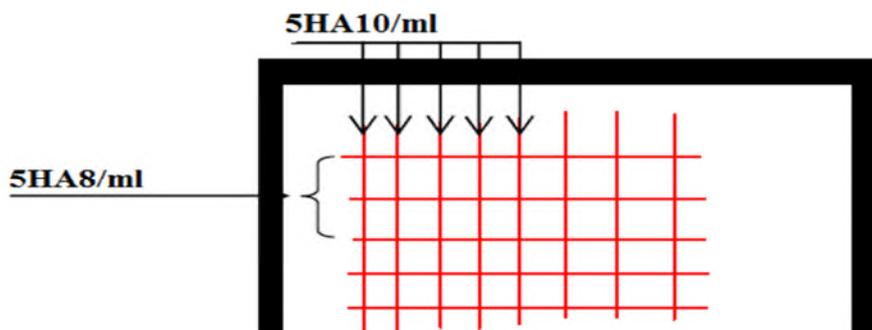


Figure III.9. Schéma de ferrailage du panneau DP4

Panneau DP1 :

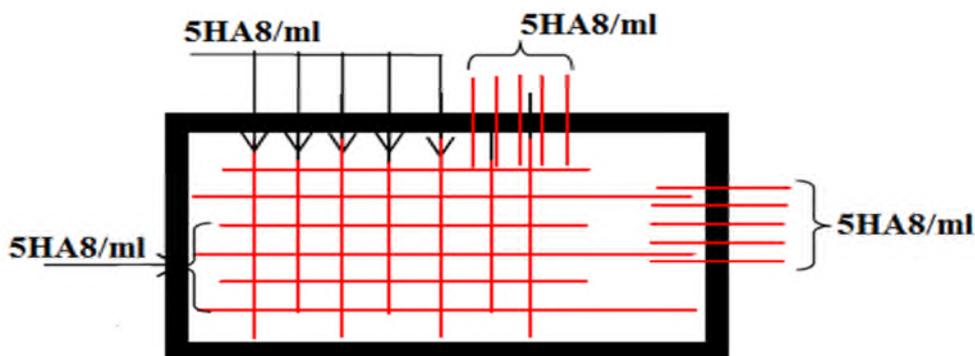


Figure III.10. Schéma de ferrailage du panneau DP1

III.2 Etude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L », uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose

III.2.1 L'escalier principale à deux volées :

La figure ci-dessous représente le schéma statique de l'escalier principal :

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.5 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 4.86 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u^{\text{mur}} = 2.8 \times 2.89 = 8.092 \text{kn/m}$$

Calcul de chargement revenant sur l'escalier :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u^{\text{volée}} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1 = 15.225 \text{KN/m} \\ q_u^{\text{palier}} = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p) \times 1 = 10.31 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s^{\text{volée}} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11 \text{KN/m} \\ q_s^{\text{palier}} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7.36 \text{KN/m} \end{cases}$$

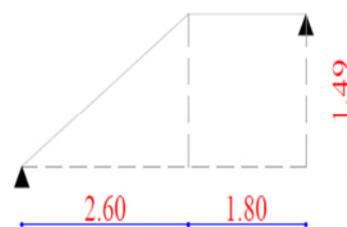


Figure III.11. coupe transversal de l'escalier

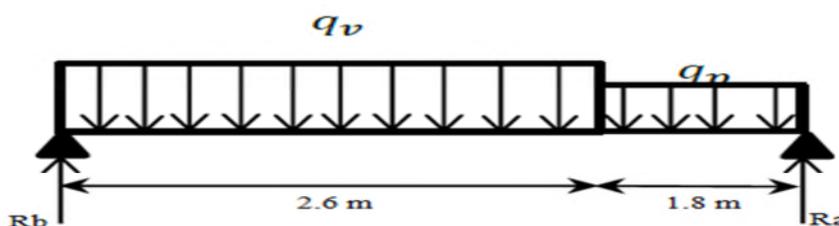


Figure III.12. Schéma statique de l'escalier

Calcul des sollicitations :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Sollicitations dans l'escalier

	Réaction d'appuis (Kn)		M_0^{Max} (Kn.m)	Moment (kn.m)		V^{max} (KN)
	C	E		Travée	Appuis	
ELU	26.45	31.68	32.91	24.68	-16.45	31.67
ELS	18.99	22.86	23.71	17.78	-11.85	

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} et M_0^{max} pour une section $(b \times e) = (1\text{m} \times e)$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Ferraillage de l'escalier.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{\text{opté}}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	24.68	0.102	0.135	0.122	5.81	1.56	6HA12=6.79	18
Appuis	-16.45	0.068	0.088	0.125	3.78	1.56	6HA12=6.79	18

Les armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{principale}}}{4}$$

En travée : $A_{\text{rep}} = 1.69\text{cm}^2/\text{ml}$ ==> Soit : $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$; St=25 cm

En Appui : $A_{\text{rep}} = 1.69\text{cm}^2/\text{ml}$ ==> Soit : $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$; St=25 cm

Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\text{max}} = 31.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.243 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Vérification des espacements :

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal :

En travées : St=18cm \leq min (3×16 ; 33cm) =33cm.

En Appuis : St=18cm \leq min (3×16 ; 33cm) =33cm.

Sens Secondaire :

St=25cm \leq min (4×16 ; 45cm) =45cm.

Vérification des ELS :**Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc} :**

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

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

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

Endroit	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)		Observation
				σ _{bc}	σ̄ _{bc}	
Travée	17.78	4.22	10356.49	7.24	15	Vérifiée
Appuis	-11.855	4.22	10356.49	4.83	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ L < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{4.73} = 0.033 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.0052 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ l = 4.73m < 8m \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche

Le calcul de flèche a donné les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Vérification de la flèche.

f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf _t (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
2.61	0.846	2.360	1.40	0.724	9.46	Vérifiée

→La flèche est vérifiée.

III.2.2 L'escalier au niveau de sous-sol :

$$\text{Volée 01} \begin{cases} G_v = 8.55 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul de chargement revenant sur l'escalier :

$$\text{ELU} \left\{ q_u^{\text{volée}} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1 = 15.29 \text{ KN/m} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ q_s^{\text{volée}} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.05 \text{ KN/m} \right.$$

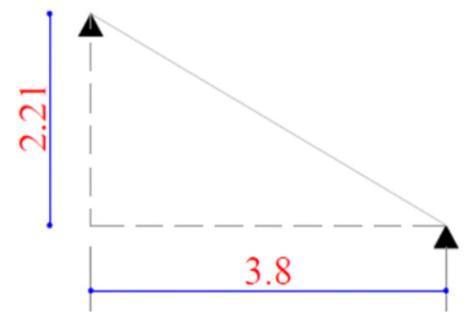


Figure III.13. coupe de l'escalier du sous-sol

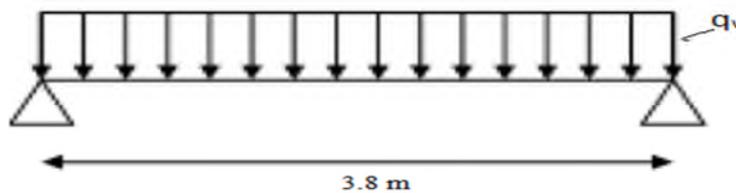


Figure III.14. Schéma statique de l'escalier du sous-sol.

Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM) puisque notre poutre est isostatique.

$$\text{Encastrement partiel} \begin{cases} \text{En travées : } M_t^{\max} = 0.75 \times M_o^{\max} \\ \text{En appuis : } M_a^{\max} = -0.5 \times M_o^{\max} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Sollicitations dans l'escalier.

	Réaction d'appuis (Kn)		M _o ^{Max} (Kn.m)	Moment (kn.m)		v ^{max} (KN)
	1	2		Travée	Appuis	
	ELU	29.05	29.05	27.59	20.69	-13.795
ELS	20.995	20.995	19.94	14.95	-9.97	

Ferraillage de l'escalier :

Flexion simple → section (b×e) = (1m×e)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Ferraillage de l'escalier.

Endroit	M (KN. m)	μ _{bu}	α	z (m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{opté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	20.69	0.086	0.112	0.124	4.79	1.59	5HA12=5.65	20
Appuis	-13.795	0.057	0.073	0.126	3.14	1.59	5HA12=5.65	20

Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{principale}}{4}$$

En travée : A_{rep} = 1.41cm²/ml ==> Soit : A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²/ml ; St=25 cm

En Appuis : A_{rep} = 1.41cm²/ml ==> Soit : A_{rep} = 4HA8 = 2.01cm²/ml ; St=25 cm

Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\max} = 29.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.223 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

Vérification des espacements :

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal : En travées : St=25cm ≤ min (3×16 ; 33cm) =33cm.

En Appuis : St=25cm ≤ min (3×16; 33cm) =33cm.

Sens Secondaire : $St=25\text{cm} \leq \min(4 \times 16 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

Vérification des ELS :

Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc} :

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

Tableau III.20. Vérification des contraintes à l'ELS.

Appui	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	14.95	3.92	9999.14	5.86	15	Vérifiée
Appuis	-9.97	3.92	9999.14	3.908	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{10 \times M_0}, \frac{1}{16}\right) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ L < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{4.4} = 0.036 < 0.062 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.0043 < 0.090 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ l = 4.4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche.

Le tableau suivant regroupe les résultats du calcul de la flèche :

Tableau III.21. Vérification des flèches.

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
2.41	0.7	2.029	1.347	2.392	8.8	Vérifiée

→La flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant :

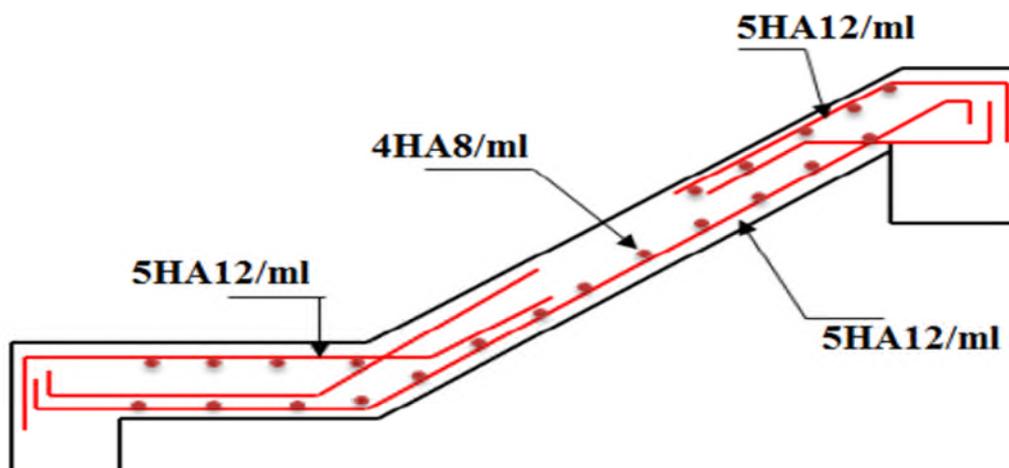


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier RDC et étage courant

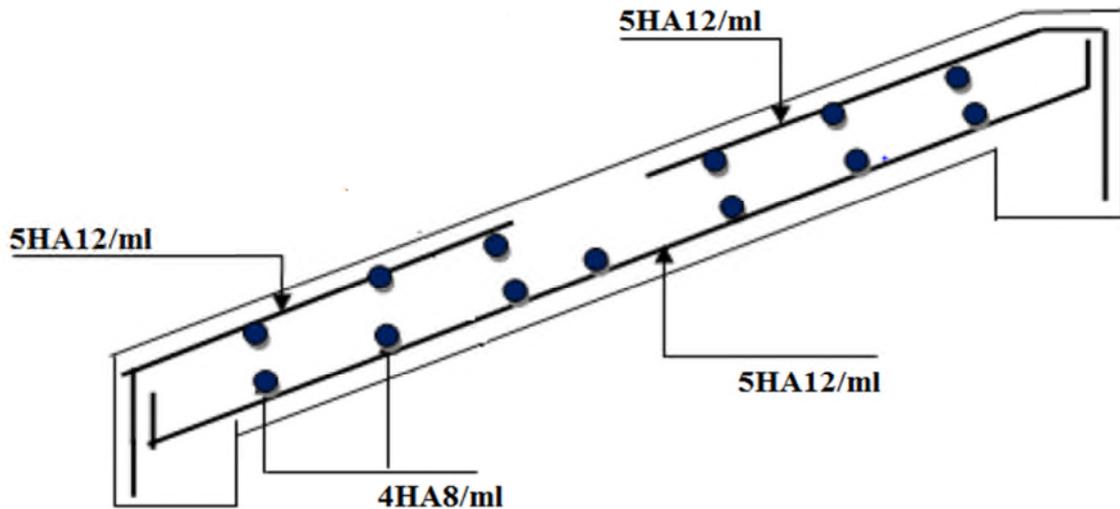


Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier du sous sol.

III.3 Etude de la poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers, Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Réactions du palier.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

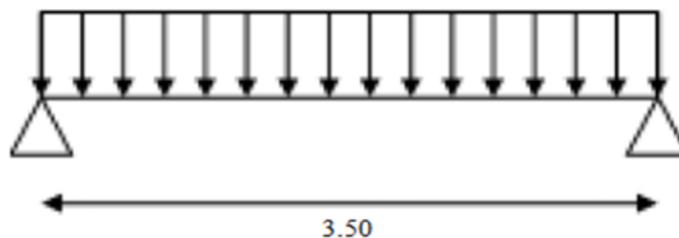


Figure III.17. Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

On a : $L_{max} = 3.5 \text{ m}$

D'après la condition de flèche du **BAEL91** :

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.14 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$

Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Sollicitations de la poutre palière :

Les charges sur la poutre :

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.4 \times 0.35) \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}$$

Avec : g_0 : poids propre de la poutre palière.

La charge transmise par l'escalier :

C'est la réaction d'appui au point C.

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_c^u = 31.68 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_c^s = 22.86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } q_u = 1.35 (g_0) + R_c^u = 1.35 \times (3.5) + 31.68 = 36.405 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_u^t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.85 \times 36.405 \times (3.5)^2}{8} = 47.38 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times \frac{q_u l^2}{8} = -\frac{0.5 \times 36.405 \times (3.5)^2}{8} = -27.87 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.405 \times 3.5}{2} = 63.71 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a: $b = 35 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 37 \text{ cm}$

les calculs de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	47.38	0.069	0.0089	0.356	3.82	1.56	vérifiée
Appui	-27.87	0.041	0.052	0.362	2.21	1.56	vérifiée

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{63.71 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.49 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.525 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.204 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\text{trans}} = \max[-0.204, 0.525] \Rightarrow A_{\text{trans}} = 0.525 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{tors}} = -M_c \times \frac{l}{2} = -16.955 \times \frac{3.5}{2} = -29.67 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales :

$$e = \emptyset/6 = h/6 = 6.66 \text{ cm} \quad ; e : \text{épaisseur de la paroi.}$$

$$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.095 \text{ m}^2 \quad ; \Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur.}$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.236 \text{ m} \quad ; U : \text{périmètre de la section}$$

$$A_1^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.67 \times 10^{-3} \times 1.236 \times 1.15}{2 \times 0.095 \times 400} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm en travée} \Rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.67 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.095 \times 400} = 0.585 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.49 \text{ MPa} \\ \tau_u^{\text{tor}} = 2.36 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{\text{tot}} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{\text{tor}})^2} = \sqrt{(0.49)^2 + (2.36)^2} = 2.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\text{tot}} = 2.41 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal total :

En travée :

$$A_1^{\text{tot}} = A_1^{F.S} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 3.82 + \frac{5.54}{2} = 6.59 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_1^{\text{tot}} = A_1^{F.S} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 2.21 + \frac{5.54}{2} = 4.98 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA:

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.5\% \times B = 7 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{max}} = 4\% \times B = 56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée: } A_{\min} \leq A_1^{\text{tot}} = 6.59 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{\min} \leq A_1^{\text{tot}} = 4.98 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Ferrailage longitudinal choisis :

En travée :

$$A_1^{\text{choisis}} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_1^{\text{choisis}} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$A_{\text{trans}}^{\text{tot}} = A_{\text{trans}}^{\text{F.S}} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 0.525 + 0.585 = 1.11 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA8+ 2HA8 = 2.01 cm²

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

Vérification à l'ELS :

Tableau III.23. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	34.3	12.05	63612.75	6.49	15	Vérifiée
Appui	-20.18	12.05	63612.75	3.82	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.114\text{m} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 6.6 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, pas la peine de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage :

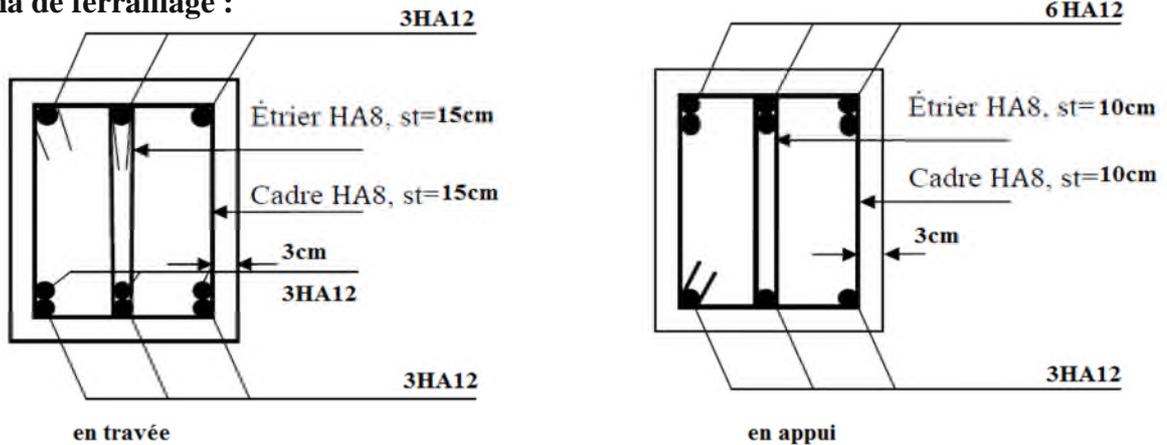


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III. 4. Etude de la poutre brisée :

Dimensionnement :

On a :

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

$$\frac{391}{15} \leq h \leq \frac{391}{10} \Rightarrow 26.06 \leq h \leq 39.1 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h = 40 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm}$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion :

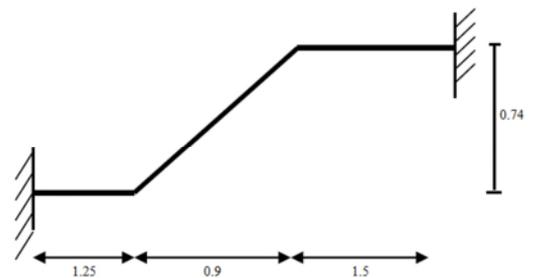


Figure III.19. Schéma de statique de la poutre brisée.

Calcul à la flexion simple :

Calcul de chargement :

La charge transmise par l'escalier :

C'est la réaction d'appui B. On prend les réactions et les moments les plus défavorables au niveau de l'appui B provoqué par la paillasse d'escalier

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_B^u = 22.16 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_B^s = 15.92 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{ELU: } M_B^u = 25.11 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^s = 19.01 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.35 = 3.5 \text{ Kn/m} \dots \dots \dots \text{ (partie droite)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times \frac{0.35}{\cos(39.42)} = 4.53 \text{ Kn/m} \dots \dots \dots \text{ (partie inclinée)}$$

$$g_m = G_{\text{cloison}} \times H_{\text{mur}} = 2.8 \times (2.97 - 0.4 - 0.74) = 5.124 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 (g_0 + g_1 + g_m) + R_4^u = 1.35 \times (3.5 + 4.53 + 5.124) + 25.77 = 43.52 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.85 \times 49.9 \times (3.66051)^2}{8} = 62.12 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times \frac{q_u l^2}{8} = -\frac{0.5 \times 49.9 \times (3.6651)^2}{8} = -36.54 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{43.52 \times 3.6651}{2} = 79.75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations à l'ELU :

Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :

Soit : $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$.

Tableau III.24. Tableau des ferraillages à la flexion simple.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Observation
Travée	62.12	0.091	0.119	0.352	5.07	1.56	Vérifiée
Appui	-36.54	0.053	0.069	0.360	2.91	1.56	Vérifiée

Calcul de contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{79.75 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.616 \text{ MPa}$$

Armatures transversales à la flexion simple :

On fixe $S_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la longueur de la poutre brisée

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.35 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -1.36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max[-1.36, 0.35] \Rightarrow A_{trans} = 0.35 \text{ cm}^2$$

on prend $A_{trans} = 0.35 \text{ cm}^2$.

Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

$$M^{tor} = -\frac{16.84 \times 3.6651}{2} = -30.86 \text{ KN.m}$$

Ferraillage à la torsion :

Tableau III.25. Tableau du ferraillage à la torsion.

e (cm)	Ω (m ²)	U(m)	A_1^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)
6.66	0.095	1.236	6.63	0.466

Calcul de contrainte de cisaillement

$$\tau_u^{tor} = \frac{30.86 \times 10^{-3}}{2 \times 0.095 \times 0.0666} = 2.46 \text{ MPa}$$

Vérification au cisaillement :

On a : $\begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.616 \text{ MPa} \\ \tau_u^{\text{tor}} = 2.46 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\tau_u^{\text{tot}} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{\text{tor}})^2} = \sqrt{(0.616)^2 + (2.46)^2} = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\text{tot}} = 2.53 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion):

Ferraillage longitudinal :

En travée :

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 5.07 + \frac{6.62}{2} = 8.385 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 2.91 + \frac{6.62}{2} = 6.225 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.5\% \times B = 7 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{max}} = 4\% \times B = 56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{\text{min}} \leq A_l^{\text{tot}} = 8.385 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{max}} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{\text{min}} \leq A_l^{\text{tot}} = 6.225 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{max}} \dots \dots \dots \text{ Non Vérifiée} \end{cases}$$

→ On ferraille avec A_{min} au niveau d'appui.

Ferraillage longitudinal choisis :

En travée :

$$A_l^{\text{choisis}} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{\text{choisis}} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$A_{\text{trans}}^{\text{tot}} = A_{\text{trans}}^{F.S} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 0.466 + 0.35 = 0.816 \text{ cm}^2$$

On prend : $2\text{HA}8 + 2\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit un cadre $\emptyset 8$ + un étrier de $\emptyset 8$.

Vérification à l'ELS :

Tableau III. 26. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	45.17	13.61	104995.625	5.85	15	Vérifiée
Appui	26.57	13.61	104995.625	3.44	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.109 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.08 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 7.13 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, pas la peine de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage :

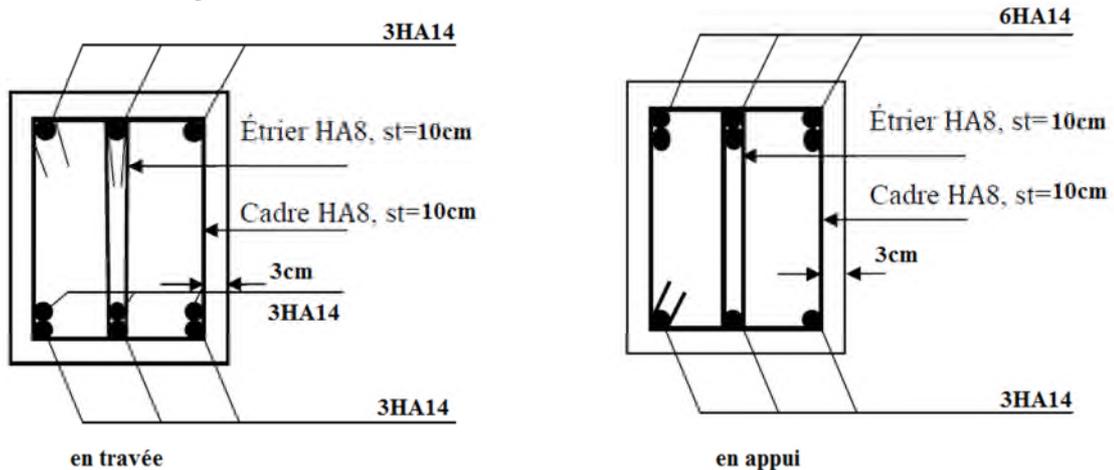


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5 Etude de la poutre de chaînage :

Dimensionnement :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h \leq 44$$

Soit : h = 30 cm ; b = 30 cm

Calcul des sollicitations

Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{KN/m}$

Poids du mur : $G_m = 2.89 \times (2.97 - 0.3) = 7.71 \text{ KN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 13.446 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 9.96 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{13.446 \times (4)^2}{8} = 26.89 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{13.446 \times 4}{2} = 26.89 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{9.96 \times (4)^2}{8} = 19.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Correction des moments

ELU :

$$\begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 26.89 = 22.85 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 26.89 = -13.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 19.92 = 16.93 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 19.92 = -9.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage de la poutre de chaînage :

Tableau III.27. Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{choisis}$ (cm ²)
Travée	22.85	0.073	0.094	0.0259	2.52	0.97	3HA12 = 3.39
Appui	-13.44	0.043	0.055	0.264	1.46	0.97	3HA10 = 2.36

Vérification à l'ELU :

Effort tranchant :(CBA.Art.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{tras} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{array} \right.$$

Soit un cadre de Ø8 + une épingle de Ø8 → $A_t = 3\text{Ø}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III.28. Tableau de vérification des contraintes.

Localisation	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	16.932	8.02	26055.96	5.21	15	vérifiée
En appui	-9.96	8.02	26055.96	3.06	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.075m \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = 4 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

les conditions de la flèche sont vérifiées, pas la peine de calculer la flèche.

Schéma de ferrailage :

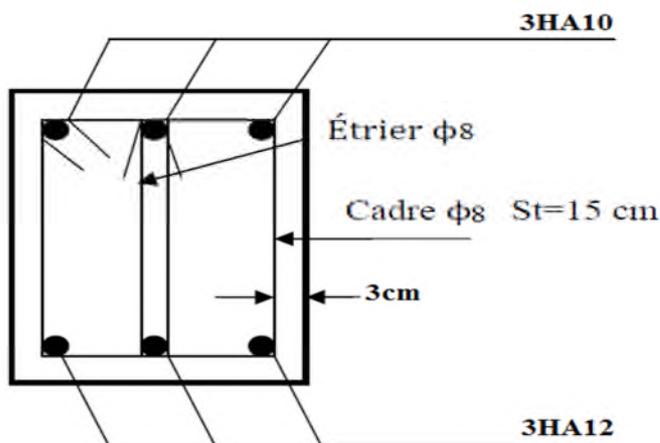


Figure III.21.Schéma ferrailage de la poutre chaînage

III.6 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastée soumise à son poids propre à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- la fissuration est considérée préjudiciable
- l'acrotère sera calculé en flexion composée

Evaluation des charges

Poids propre

$$S = 0.2335 \text{ cm}^2 \rightarrow G_1=5.85 \text{ KN}$$

Le poids total :

$$W_p = 6.38 \text{ KN} \text{ et } Q=1 \text{ KN}$$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

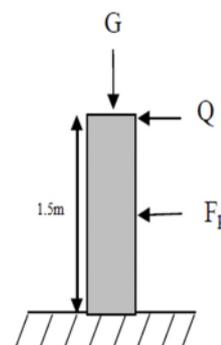


Figure III.22.schéma statique de l'acrotère

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

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II.a, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 6.38 = 3.06 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 7.94 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 77.52 \text{ cm}$$

L'acrotère est sollicité à :

$$\begin{cases} N_G = 5.84 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 3.06 \times 77.52 = 2.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.29. Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	6.38	8.61	6.38
M (KN.m)	3.87	2.25	1.5

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{2.25}{8.61} = 0.261 \text{ m}; \frac{h}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$ → Centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central

→ Section partiellement comprimée

→ Calcule à la flexion simple.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.6 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4};$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, il est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 3m$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 15 cm.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.036 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.316 \text{ m}$$

Calcul à l'ELU :

Tableau III.30. Ferrailage de l'acrotère.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^1 (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Observation
2.72	0.0025	0.00312	0.129	0.138	1.569	Vérifiée

Vérification à l'ELU :

$A_{min} > A$ Non vérifiée ; On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$; On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification de l'effort tranchant : ELU :

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0115 \text{ MPa et } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Vérifiée

Situation accidentelle :

$$V_u = F_p + Q = 3.06 + 1 = 4.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.031 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS :**Vérifications des contraintes :**

$$M_{ser} = 1.5 \text{ KN.m}, N_{ser} = 6.38 \text{ KN}; d = 0.13 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{1.5}{6.38} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)\right) = 0.290 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0.13 - 0.26 = -0.13 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.13)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13+0.13)}{1} \\ q = -2 \times (-0.13)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13+0.13)^2}{1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -0.045 \text{ m}^2 \\ q = 0.00317 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; par tâtonnement

$$\begin{cases} y_1 = 0.15786 \text{ m} \\ y_2 = -0.24114 \text{ m} \\ y_3 = 0.08328 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On a: } y_c = y_1 = 0.15786 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.15786)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.15786)$$

$$\rightarrow \mu_t = 0.0125 \text{ m}^3.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{6.38 \times 10^{-3} \times 0.157}{0.0125} = 0.0801 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 6.38 \times 10^{-3} \times \frac{(0.13 - 0.157)}{0.0125} = 0.2067 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.0801 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_{st} = 0.2067 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Schéma ferrailage :

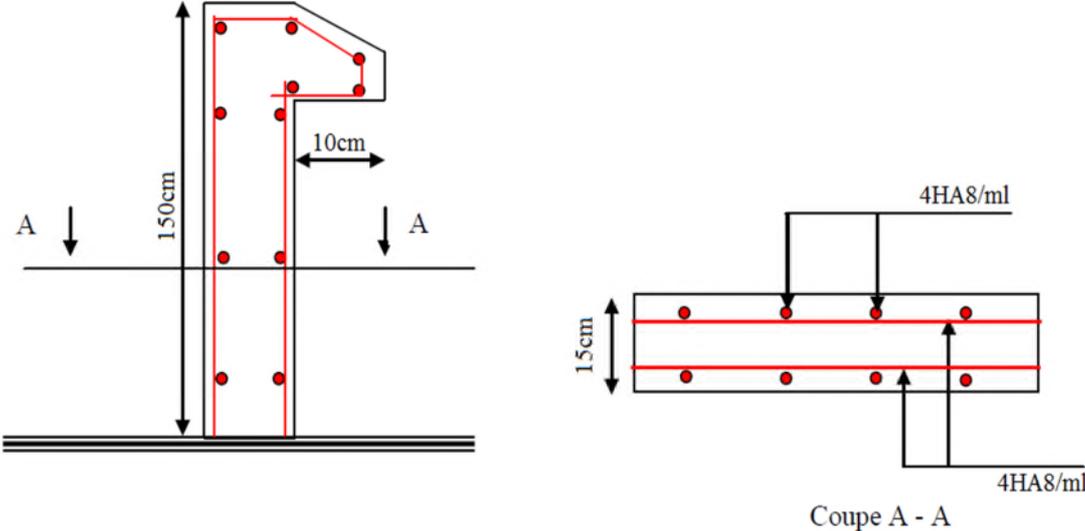


Figure III.23. Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face à des charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement. L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments 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.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode **statique équivalente**
- Par la méthode **d'analyse modale spectrale**
- Par la méthode **d'analyse dynamique par accélérogrammes**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.2 Méthode dynamique qui regroupe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;

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

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

IV.2.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A:} \text{ coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ \mathbf{D:} \text{ facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 (4.2))} \\ \mathbf{R:} \text{ coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots \text{(RPA tableau (4.3))} \\ \mathbf{Q:} \text{ facteur de qualité ; } \dots \dots \dots \text{(RPA (4-4))} \\ \mathbf{W:} \text{ poids total de la structure } \dots \dots \dots \text{(RPA(4-5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left. \begin{array}{l} \text{(Groupe d'usage 2)} \\ \text{(Zone II}_a\text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

D'où $\eta = 0.88$

On a un site meuble $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.3.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau IV.6)**

$H = 30.36 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 23.95 \text{ m} \\ L_y = 12.95 \text{ m} \end{cases}$$

On aura : $\begin{cases} T_x = \min(0.65; 0.56) = 0.56 \text{ s} \\ T_y = \min(0.65; 0.76) = 0.65 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.04 \\ D_y = 1.85 \end{cases}$$

Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
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	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.20 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

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

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 33043.819KN$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2431.92KN \\ V_y^{st} = 2201.90KN \end{cases}$$

IV.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

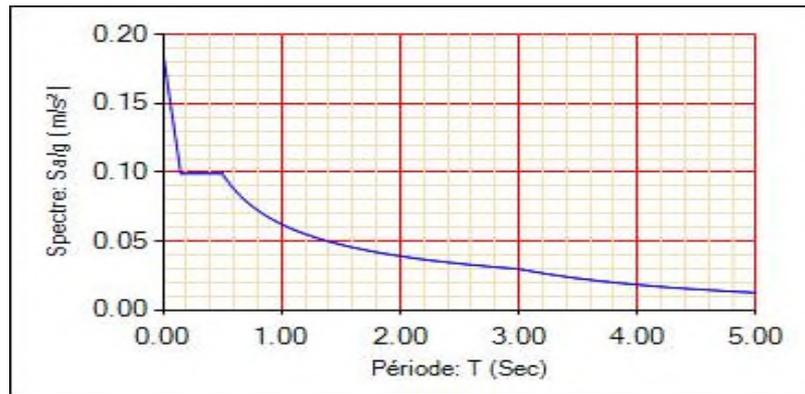


Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X et Y-Y.

IV.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS**

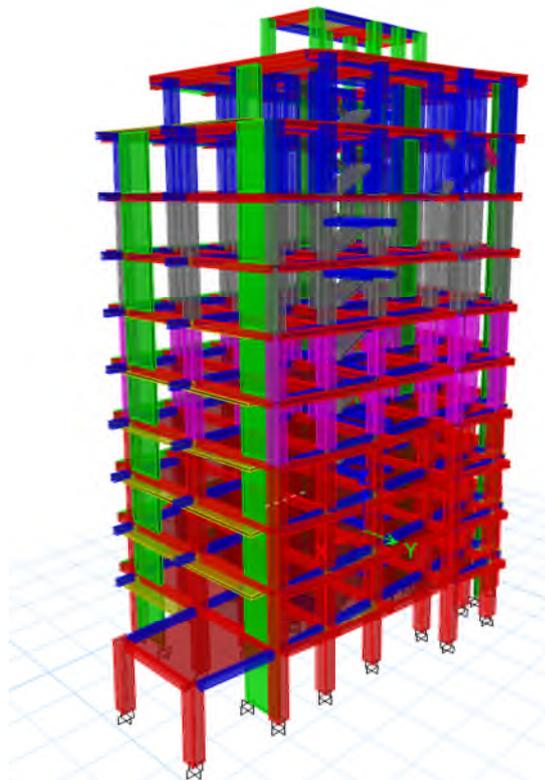


Figure IV. 2. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS.

IV.5.1 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0.795	0.0001	0.7394
2	0.724	0.7336	0.7396
3	0.673	0.734	0.74
4	0.23	0.734	0.8762
5	0.207	0.87	0.8762
6	0.189	0.8736	0.8775
7	0.119	0.8736	0.9213
8	0.104	0.9243	0.9213
9	0.093	0.9275	0.9213
10	0.084	0.9276	0.944
11	0.072	0.9449	0.9441
12	0.067	0.945	0.9518

IV.5.1.1 Analyse des résultats :

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe X au bout du 8^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.73 \text{ s} \\ T_y = 0.85 \text{ s} \end{cases}$

IV.5.2 Les modes de vibrations :

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

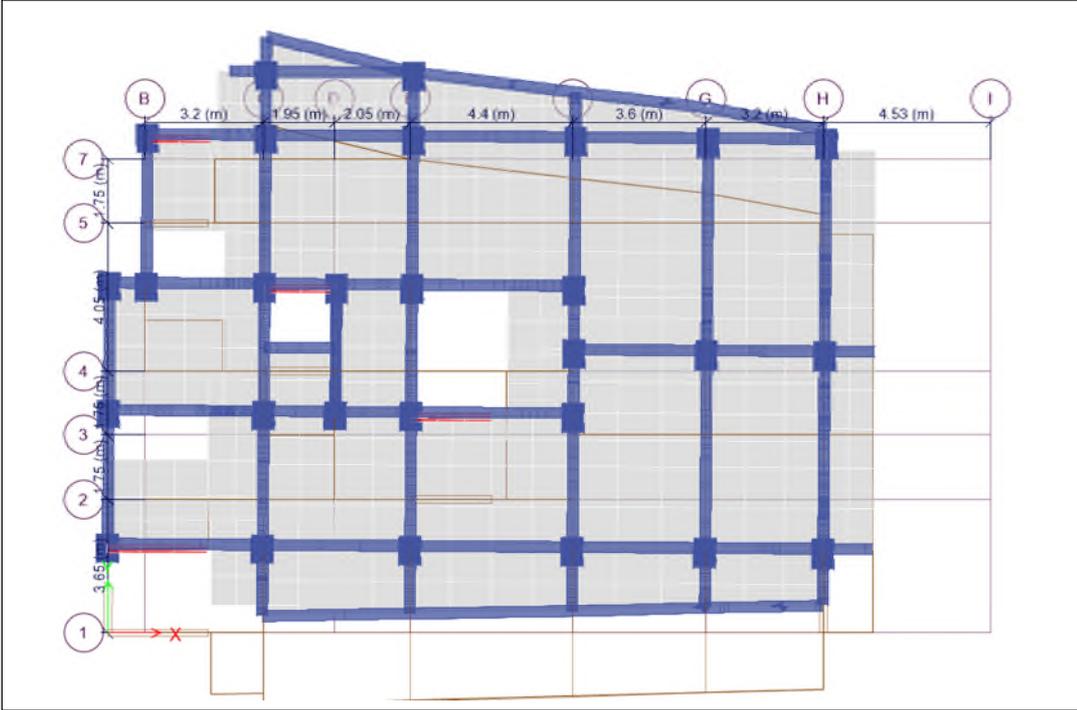


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

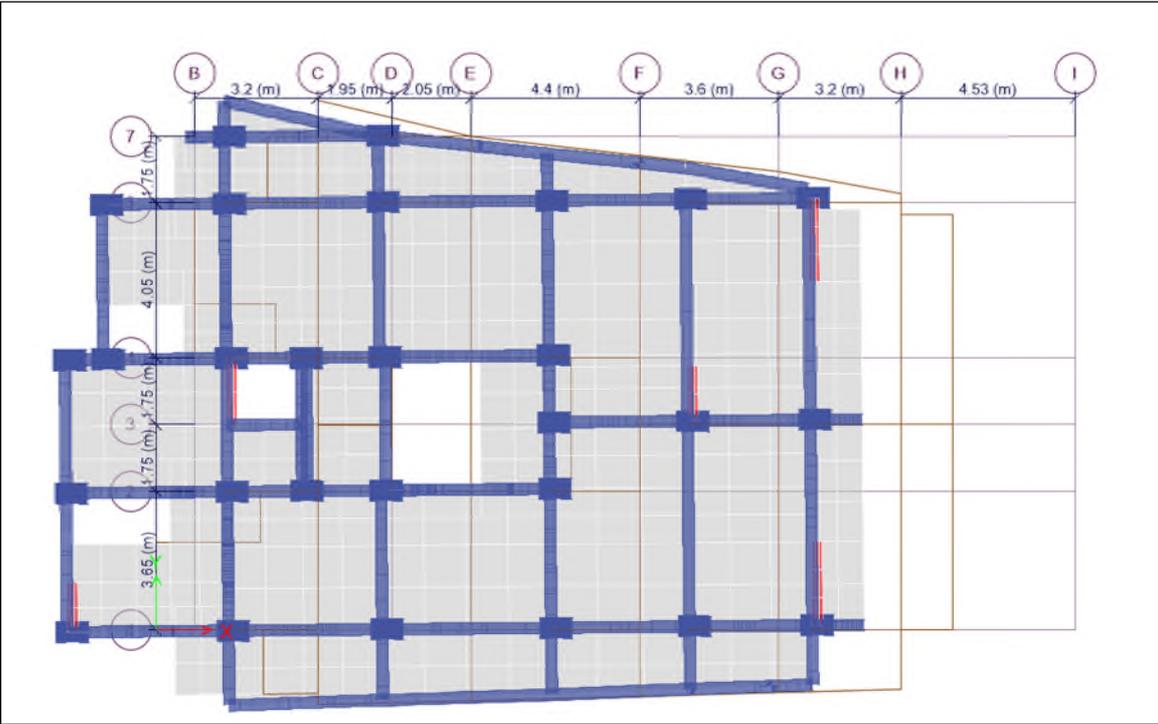


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

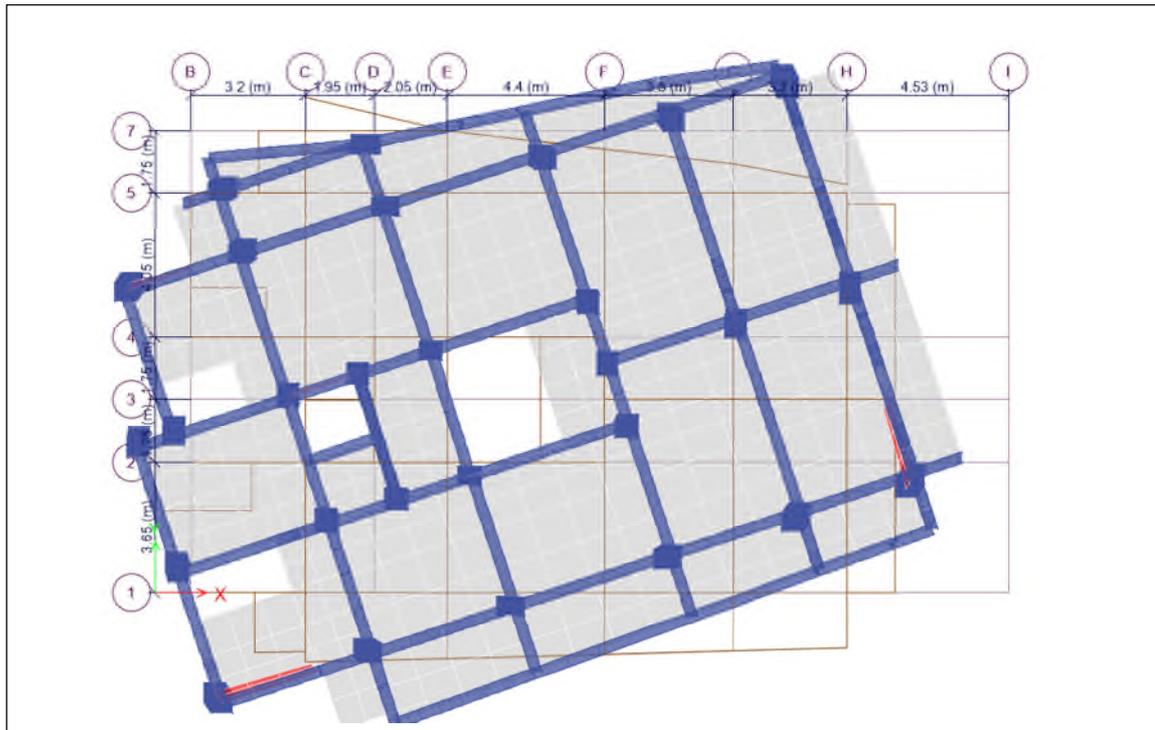


Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.5.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.5.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2431.92	1945.53	1909.40	Non vérifiée

Y-Y	2201.90	1761.52	1814.02	vérifiée
------------	---------	---------	---------	----------

D'après le **tableau IV.3**, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est satisfaite selon le sens X-X, alors majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$, est nécessaires

$$\text{ens XX : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.02$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
X-X	1947.6	1945.53	Vérifiée

IV.5.3.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

IV.5.3.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	29577.2242	7304.1628	80.19	19.80

IV.5.3.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Interaction sous charge horizontal.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
9	349.92	150.82	300.01	64.68	69.88	30.12	82.26	17.74
8	261.49	138.73	358.01	101.37	65.34	34.66	77.93	22.07
7	529.59	296.15	493.21	302.08	64.13	35.87	62.02	37.98
6	588.16	433.70	572.77	395.65	57.56	42.44	59.14	40.86
5	680.68	519.75	698.91	424.04	56.70	43.30	62.24	37.76
4	706.74	647.63	750.45	504.50	52.18	47.82	59.80	40.20
3	771.61	717.19	809.07	558.23	51.83	48.17	59.17	40.83
2	744.37	869.97	829.96	653.85	46.11	53.89	55.93	44.07
1	748.09	1064.33	913.67	806.65	41.28	58.72	53.11	46.89

RDC	934.08	1 035.47	983.81	859.32	47.43	52.57	53.38	46.62
------------	---------------	---------------------	---------------	---------------	--------------	--------------	--------------	--------------

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.5.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
9	55	55	3025	269.2898	0.036	Vérifiée
8	55	55	3025	465.1693	0.062	Vérifiée
7	55	60	3300	570.679	0.069	Vérifiée
6	55	60	3300	604.3746	0.073	Vérifiée
5	60	60	3600	630.6498	0.070	Vérifiée
4	60	60	3600	668.258	0.074	Vérifiée
3	60	65	3900	862.0497	0.088	Vérifiée
2	60	65	3900	1206.8368	0.124	Vérifiée
1	65	65	4225	1727.9894	0.164	Vérifiée
RDC	65	65	4225	2403.7641	0.228	Vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit dans tous les niveaux est vérifiée.

IV.5.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

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

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

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

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h_k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	3.63	0.001 0	0.004 8	0	0.004 8	0.001 3	0.001 258	0.006 29	0	0.006 29	0.001 7
1	2.97	0.002 5	0.012 5	0.004 8	0.007 7	0.002 6	0.003 156	0.015 78	0.006 29	0.009 49	0.003 19529
2	2.97	0.004 4	0.021 8	0.012 5	0.009 4	0.003 2	0.005 364	0.026 82	0.015 78	0.011 04	0.003 71717
3	2.97	0.006 4	0.031 9	0.021 8	0.010 1	0.003 4	0.007 665	0.038 325	0.026 82	0.011 505	0.003 87374
4	2.97	0.008 4	0.042 1	0.031 9	0.010 2	0.003 4	0.009 93	0.049 65	0.038 325	0.011 325	0.003 81313
5	2.97	0.010 4	0.051 8	0.042 1	0.009 7	0.003 3	0.012 05	0.060 25	0.049 65	0.010 6	0.003 56902
6	2.97	0.012 1	0.060 7	0.051 8	0.008 9	0.003 0	0.013 952	0.069 76	0.060 25	0.009 51	0.003 20202

7	2.97	0.013 7	0.068 4	0.060 7	0.007 7	0.002 6	0.015 507	0.077 535	0.069 76	0.007 775	0.002 61785
8	2.97	0.014 9	0.074 7	0.068 4	0.006 3	0.002 1	0.016 717	0.083 585	0.077 535	0.006 05	0.002 03704
9	2.97	0.016 0	0.080 1	0.074 7	0.005 4	0.001 8	0.017 621	0.088 105	0.083 585	0.004 52	0.001 52189

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	h_k (m)	P_K (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ	Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ

RDC	3.63	33043.819	0.004785	1947.588	0.02	0.00629	1814.0808	0.03
1	2.97	29045.475	0.00768	1907.060	0.04	0.00949	1775.2174	0.05
2	2.97	25725.043	0.009375	1832.802	0.04	0.01104	1702.7943	0.06
3	2.97	22469.028	0.01009	1726.152	0.04	0.011505	1599.9871	0.05
4	2.97	19213.014	0.0102	1588.867	0.04	0.011325	1469.5163	0.05
5	2.97	16016.284	0.009705	1418.319	0.04	0.0106	1311.9156	0.04
6	2.97	12819.555	0.00886	1216.297	0.03	0.00951	1128.1638	0.04
7	2.97	9681.914	0.007665	983.802	0.03	0.007775	914.4314	0.03
8	2.97	6567.224	0.006345	711.764	0.02	0.00605	660.8886	0.02
9	2.97	3322.566	0.005415	392.168	0.02	0.00452	367.0607	0.01

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.6 Conclusion :

Le logiciel **ETABS** nous a permis de modéliser notre structure et de faire un calcul tridimensionnel et dynamique plus rapidement, et d'avoir une approche du comportement réel de la structure.

L'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles causé par la présence des vides et des galeries, mais après plusieurs essais, on a pu adopter une disposition qui convient.

Finalement, on a augmenté les dimensions des éléments structuraux tout en respectant le critère de résistance, d'économie et vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon

le **RPA99/ Version 2003**.

Chapitre V

Etudes des éléments structuraux

V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres)

Et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2 Etude des poutres :

L'étude des poutres sera menée en se référant aux efforts internes obtenus à partir du logiciel ETABS, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 /version2003 et du BAEL91 qui sont :

- $1.35 G + 1.5Q$; $G + Q$
- $G + Q \pm Ex$; $G + Q \pm Ey$
- $0.8 G \pm Ex$; $0.8G \pm Ey$

Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et un effort tranchant, dans notre cas on a deux types de poutres à étudier à savoir ;

- Poutres principales $(30 \times 40)\text{cm}^2$.
- Poutres secondaires $(30 \times 35)\text{cm}^2$.

V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

V.2.2 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- 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.

V.2.3 Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 . s . b$

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

- Dans la zone : $St \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right)$
- En dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2}$

V.2.4 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
s-sol RDC	P.S	30x35	Appui	-106.58	137.49	1.15	9.30	6HA14=9.24
			Travée	86.49			7.36	6HA14=9.24
EC	P.P	30x40	Appui	-122.09	148.92	1.34	9.04	6HA14=9.24
			Travée	114.87			8.47	6HA14=9.24

V.2.5 Vérification des armatures selon RPA99/2003 :

V.2.5.1 Pourcentage maximale d’armatures longitudinales dans les sections :

Poutres principales

En zone courante : $A_{max}=4\%b \times h=63 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifier

En zone de recouvrement : $A_{max}=6\% \times b \times h=94,5 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifier

Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max}=4\%b \times h=56 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifie

En zone de recouvrement : $A_{max}=6\% \times b \times h=84 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifier

V.2.5.2 Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), la longueur de recouvrement et donnée par la formule suivante : $L_r > 40 \times \emptyset$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$; $\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$

V.2.5.3 Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- Poutres principales $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.14$

- Poutres secondaires $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres

V.2.5.4 Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

- **Poutres principales**

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \rightarrow S_t=10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t=15\text{cm.}$$

- **Poutres secondaires**

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \rightarrow S_t=8 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t=15\text{cm.}$$

V.2.6 Vérification à l'ELU :**V.2.6.1 Condition de non fragilité :**

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

- **Poutres principales :** $A_{\min}=1.34\text{cm}^2 \leq A=9.24 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires:** $A_{\min}=1.15\text{cm}^2 \leq A=9.24 \text{ cm}^2$

V.2.6.2 Contrainte tangentielle maximale :

$$\text{La condition qu'on doit vérifier est la suivante : } \tau = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V. 2. Vérification des contraintes tangentielles des poutres

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	148.92	1.341	3.33	Vérifiée
Secondaires	137.49	1.43	3.33	Vérifiée

V.2.6.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\text{Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad ; \quad \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement des poutres

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9.24	148.92	-122.09	4.28	-6.06	Vérifiée
Secondaires	9.24	137.49	-106.58	3.95	-6.68	Vérifiée

V.2.7 Vérification à l'ELS :

V.2.7.1 Etat limite de compression du béton :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Poutre principale	Appuis	-75.71	100650.33	14.43	10.86	15	Vérifié
	Travée	31.46	100650.33	14.43	4.51	15	Vérifié
Poutre secondaire	Appuis	-20.75	71986.34	13.18	3.80	15	Vérifié
	Travée	11.87	71986.34	13.18	2.17	15	Vérifié

V.2.7.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

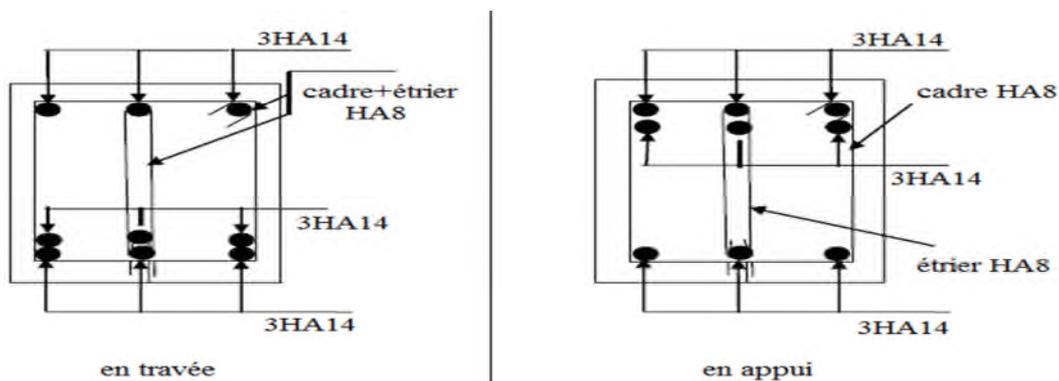
$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de déformation

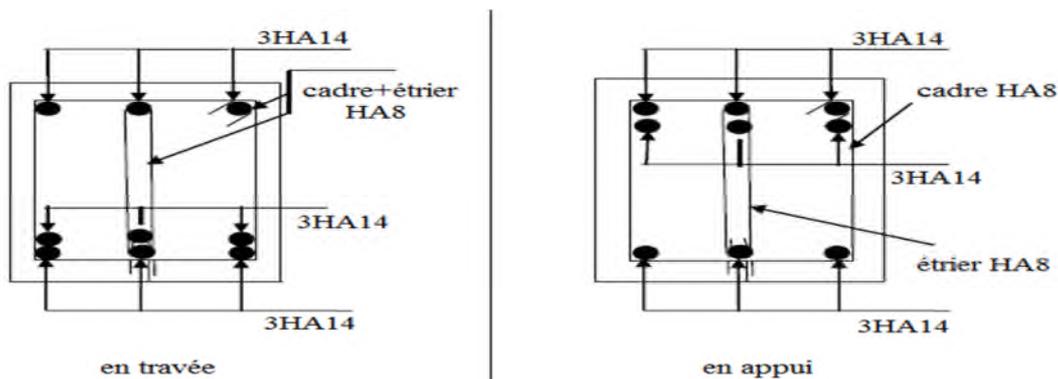
	h (cm)	b (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	580	9.24	0.068	0.066	0.0071	0.01	V	V	V
PS	35	30	453	9.24	0.077	0.067	0.0096	0.01	V	V	V

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.8 Schémas de ferrailage des poutres :



Figures V.1. Schéma de Ferrailage de poutre principale



Figures V.2. Schéma de Ferrailage de poutre secondaire

V.3 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS** dans l'ordre suivant :

$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant

V.3.1 Recommandations du RPA99.V2003 :

V.3.1.1 Armatures longitudinale RPA99.V2003 (art 7.4.2.1):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

La section d'armatures minimale est de :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone **IIa**)

La section d'armatures maximale est de :

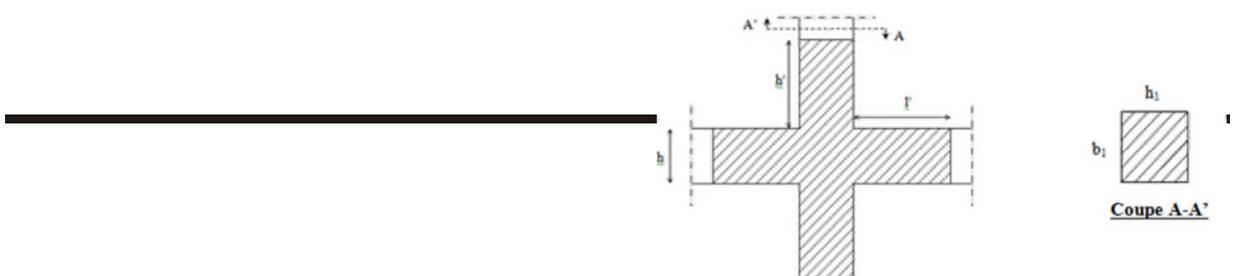
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone **courante**)
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de **recouvrement**)

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de : **40 ϕ** en **I et II**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone **I et II**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)



La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h; h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Figure V.3. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99.V2003** sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Ferrailage longitudinal des poteaux :

étage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol et RDC et 1	65 × 65	33.8	169	253.5
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 × 65	31.2	156	234
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	60 × 60	28.8	144	216
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55 × 60	26.4	132	198
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	55 × 55	24.2	121	181.5

V.3.1.2 Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone **IIa**
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ en zone **IIa**

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$A_t = 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t = 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

V.3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux

étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol	2427.80	9.98	154.17	478.23	771.58	46.65
RDC et 1 ^{er}	2403.76	101.26	136.22	627.66	900.24	43.43
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1835.08	38.08	113.93	339.43	237.70	11.60
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	1366.31	43.10	101.49	339.62	33.68	8.26
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	911.58	42.57	78.53	543.69	161.12	28.60
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	468.89	45.90	88.06	111.24	132.57	22.66

V.3.3 Calcul du ferrailage :

V.3.3.1 Ferrailage longitudinales :

Tableau V.8. Ferrailage longitudinal des poteaux

étage	Section (cm ²)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Sous-sol	65 × 65	0	33.8	4HA20+12HA16=36.67
RDC et 1 ^{er}	65 × 65	0	33.8	4HA20+12HA16=36.67
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 × 65	0	31.2	16HA16=32.17
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	60 × 60	0	28.8	12HA16+4HA14=30.26
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55 × 60	0	26.4	4HA16+12HA14=26.5
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	55 × 55	0	24.2	4HA16+12HA14=26.5

V.3.3.2 Ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.9.Ferrailage transversal des poteaux

Section (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V (KN)	$t_{z,nodale}$ (cm)	$t_{z,cour}$ (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)
65 × 65	1.6	1.547	2.38	145.10	10	15	3.19	7.8	10HA10=7.85
65 × 65	1.6	2.541	3.91	110.4	10	15	2.38	5.55	8HA10=6.28
65 × 65	1.6	2.079	3.19	110.4	10	15	2.38	7.31	10HA10=7.85
60 × 65	1.6	2.079	3.19	104.8	10	15	2.26	6.12	8HA10=6.28
60 × 60	1.4	2.079	3.46	96.73	10	15	2.26	6.12	8HA10=6.28
55 × 60	1.4	2.079	3.46	80.02	10	15	1.87	4.95	10HA8=5.03
55 × 55	1.4	2.079	3.78	129.26	10	15	3.30	4.95	10HA8=5.03

V.3.4 Vérifications

V.3.4.1 Vérification au flambement :

Selon le BAEL91 (art 8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (Art : B.8.2.1)}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau V.10. Vérification de l'effort normal ultime

étage	Section (m)	l_f	i (m)	λ	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	α	N_{max} (KN)	N_u (KN)
Sous-sol	65 × 65	1.547	0.187	8.24	36.67	0.396	0.764	2427.80	6577.13
RDC	65 × 65	2.541	0.187	13.54	36.67	0.396	0.750	2403.73	6456.6
1 ^{er}	65 × 65	2.079	0.187	11.08	36.67	0.396	0.758	2403.73	6525.4

2 ^{ème} 3 ^{ème}	et	60 × 65	2.079	0.173	12	32.17	0.365	0.755	1835.08	5948.05
4 ^{ème} 5 ^{ème}	et	60 × 60	2.079	0.173	12	30.26	0.336	0.755	1366.31	5492.43
6 ^{ème} 7 ^{ème}	et	55 × 60	2.079	0.158	13.09	26.5	0.307	0.752	911.58	4968.4
8 ^{ème} 9 ^{ème}	et	55 × 55	2.079	0.158	13.09	26.5	0.280	0.752	468.89	4592.4

D'après les résultats obtenus il ne y'a pas de risque de flambement.

V.3.4.2 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. On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad v' = h - v ; \quad d = 0.9 \times h$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton

étage	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\frac{\sigma_{bc}}{15}$ (MPa)
Sous-sol	65 × 65	58.5	36.67	35.49	29.50	1816553.41	1772.26	46.27	5.65	15
RDC	65 × 65	58.5	36.67	35.49	29.50	1816553.41	1700	8.27	4.71	15
1 ^{er}	65 × 65	58.5	36.67	35.49	29.50	1816553.41	1700	8.27	4.71	15

2 ^{ème} 3 ^{ème}	et	60 × 65	58.5	32.17	35.36	29.63	1663411. 44	1339	27.97	4.46	15
4 ^{ème} 5 ^{ème}	et	60 × 60	54	30.26	32.68	27.31	1312173. 23	997.2	31.68	3.91	15
6 ^{ème} 7 ^{ème}	et	55 × 60	54	26.5	32.58	27.41	1194345. 64	665.3	31.28	3.12	15
8 ^{ème} 9 ^{ème}	et	55 × 55	49.5	26.5	30.05	24.94	932597.2 9	342.3	21.84	1.98	15

V.3.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA99/2003 (art 7.4.3.2)**, 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 $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$, $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

étage	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	D (cm)	V _u (KN)	τ(MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous-sol	65 × 65	1.547	2.38	0.04	58.5	145.10	0.381	1
RDC	65 × 65	2.541	3.91	0.04	58.5	110.4	0.291	1
1 ^{er}	65 × 65	2.079	3.19	0.04	58.5	110.4	0.291	1

2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 × 65	2.079	3.19	0.04	58.5	104.8	0.298	1
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	60 × 60	2.079	3.46	0.04	54	96.73	0.298	1
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55 × 60	2.079	3.46	0.04	54	80.02	0.269	1
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	55 × 55	2.079	3.78	0.04	49.5	129.26	0.474	1

V.3.5 Schémas de ferrailage des poteaux :

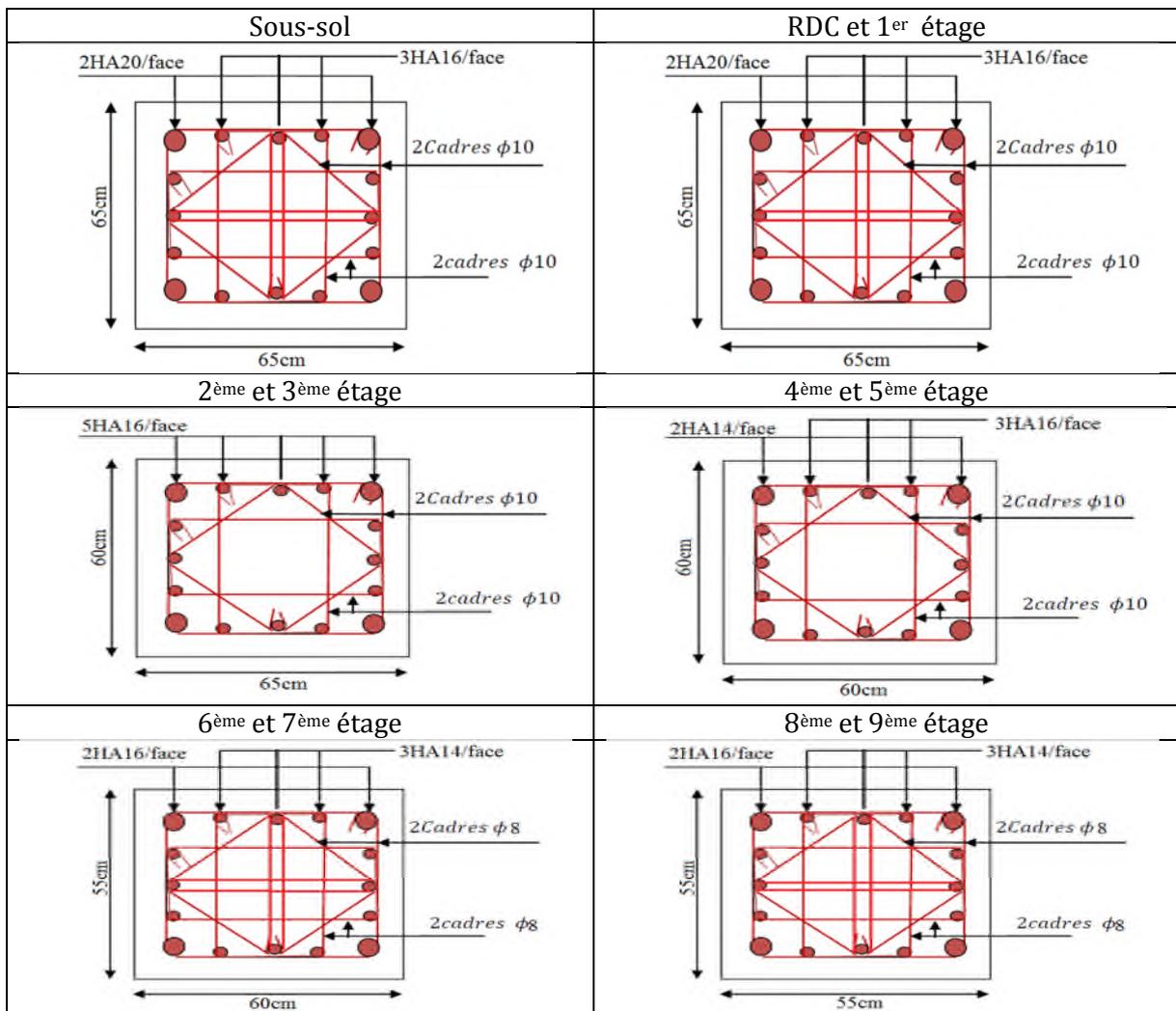
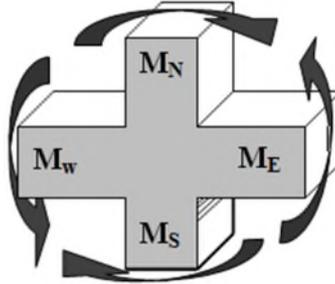


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux aux différents étages

V.3.6 Vérification de la zone nodale :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$



Figures V.5. Zone nodale

V.3.7 Détermination des moments résistants :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

On a : $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

$$z = 0.9h, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1.15 \text{ (cas le plus défavorable).}$$

V.3.7.1 Moment résistant dans les poteaux :

Tableau V.13. Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _s	M _r (KN.m)
Sous-sol	65 × 65	58.5	36.67	347.82	746.14
RDC	65 × 65	58.5	36.67	347.82	746.14
1 ^{er}	65 × 65	58.5	36.67	347.82	746.14
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 × 65	58.5	32.17	347.82	654.57
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	60 × 60	54	30.26	347.82	568.35
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	55 × 60	54	26.5	347.82	497.73
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	55 × 55	49.5	26.5	347.82	456.25

V.3.7.2 Moment résistant dans les poutres :

Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Local	Section (cm ²)	z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Tous les niveaux	P.P	30 × 40	36	9.24	115.69
	P.S	30 × 35	31.5	9.24	101.23

V.3.8 Vérification de la zone nodale dans les différents étages :

Tableau V.15. Vérification de la zone nodale

Niveaux	poutres	M _w = M _e	1.25 (M _w + M _e)	M _n	M _s	M _n + M _s	observation
Sous-Sol	PP	109.3	273.3	705.1	705.1	1410.1	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	705.1	705.1	1410.1	Vérifiée
RDC	PP	109.3	273.3	705.1	705.1	1410.1	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	705.1	705.1	1410.1	Vérifiée
1 ^{er} étage	PP	109.3	273.3	618.5	705.1	1323.6	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	618.5	705.1	1323.6	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	109.3	273.3	618.5	618.5	1237.1	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	618.5	618.5	1237.1	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	109.3	273.3	537.1	618.5	1155.6	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	537.1	618.5	1155.6	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	109.3	273.3	537.1	537.1	1074.1	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	537.1	537.1	1074.1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	109.3	273.3	470.3	537.1	1007.4	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	470.3	537.1	1007.4	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	109.3	273.3	470.3	470.3	940.6	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	470.3	470.3	940.6	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	109.3	273.3	431.1	470.3	901.5	Vérifiée
	PS	95.7	239.25	431.1	470.3	901.5	Vérifiée

V.4 Etude des voiles :

Le RPA/99/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 sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- ELU (**1.35G+1.5Q**)
- Accidentelles : **G+Q±E ; 0.8G±E**

Il existe deux types de voiles ayant des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

V.4.1 Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1.1 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 horizontale de la zone tendue, tel que :

$A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$. Avec : (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 extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$) de la largeur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.4.1.2 Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

V.4.1.3 Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

V.4.1.4 Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1,4Vu$$

V.4.1.5 Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

- Globalement dans la section du voile 0,15 % (e×h)
- En zone courante 0,10 % (e×h)

$$\Phi_1 \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (à l'exception des zones d'about)}$$

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- **40∅** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20∅** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

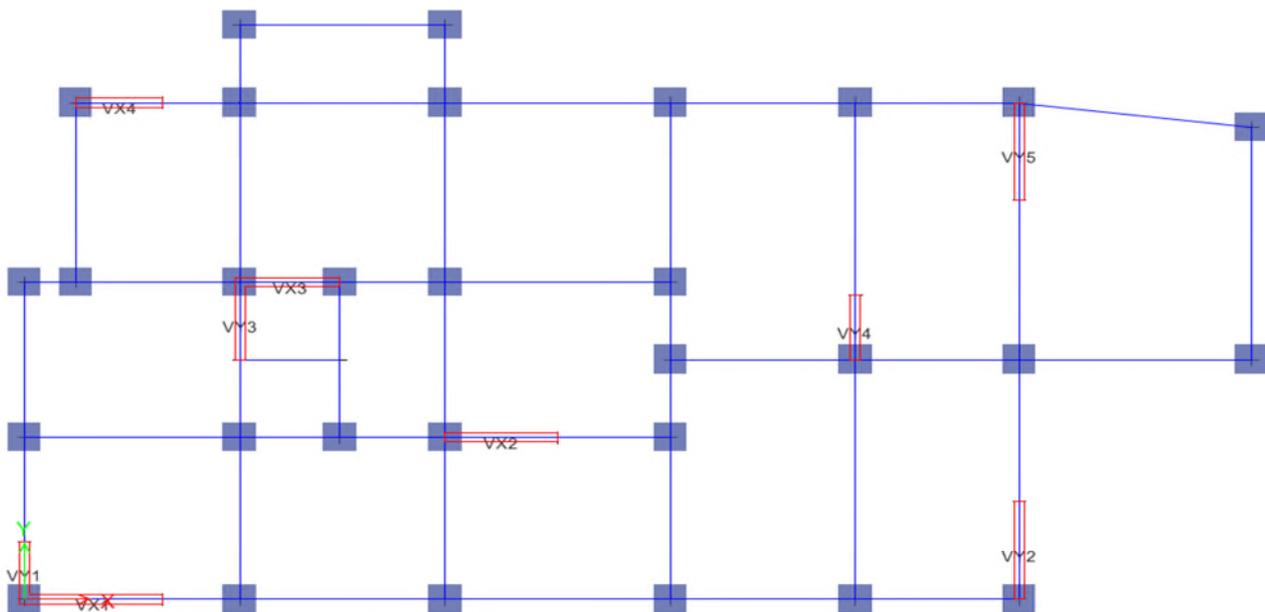


Figure V.6. Disposition des voiles

V.4.1.6 Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

TableauV.16. Sollicitation dans le voile V_{y1}

étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
s-sol+ RDC +1 ^{er}	-509.99	307.35	-317.81	1108.77	1108.77	-317.81	181.64
	Combi	ELA	Combi	ELA	Combi	ELA	
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	-148.05	21.60	-146.10	380.18	658.70	-49.73	121.00
	Combi	ELA	Combi	ELA	Combi	ELA	
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	-89.94	111.32	118.34	-31.98	455.38	-79.50	103.11
	Combi	ELA	Combi	ELA	Combi	ELA	
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	-242.90	134.36	142.10	-201.98	482.95	-95.57	89.14
	Combi	ELA	Combi	ELA	Combi	ELA	
8 ^{ème} + 9 ^{ème}	-195.46	68.44	-78.56	372.15	372.15	-78.56	174.15
	Combi	ELA	Combi	ELA	Combi	ELA	

V.4.1.7 Ferrillages du voile V_{y1} :

Le calcul de ferrillage se fera sous N_{\max} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrillage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données : $N_{\max} = -509.99 \text{ KN.m}$; $M_{\text{cor}} = 307.35 \text{ KN}$

$l = 1 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 0.95 \text{ m}$.

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{307.35}{509.99} = 0.60 > \frac{l}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \rightarrow \text{effort de traction et } c \text{ en dehors de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 307.35 + 509.99 \times \left(0.95 - \frac{1}{2}\right) = 536.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{536.84 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.95^2 \times 18.47} = 0.161$$

$$\mu_{bu} = 0.161 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.220$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.866 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 15.49 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 15.49 \times 10^{-4} - \frac{509.99 \times 10^{-3}}{400} = 14.88 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendes et comprimées) :**

$$\text{On a : } l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \quad ; \quad l_c = L - 2l_t \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{509.99 \times 10^{-3}}{0.2} + \frac{307.35 \times 10^{-3}}{0.0166} \times 0.5 = -11.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{509.99 \times 10^{-3}}{0.2} - \frac{307.35 \times 10^{-3}}{0.0166} \times 0.5 = 6.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } l_t = \frac{6.67 \times 1}{11.76 + 6.67} = 0.362 \text{ m}$$

$$l_c = 1 - (2 \times 0.362) = 0.277 \text{ m}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$A_{\min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times l_t) = 0.2\% (20 \times 36.2) = 1.447 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{Z.C} = 0.10\% (e \times l_c) = 0.10\% (20 \times 27.7) = 0.553 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**,

$$A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 100) = 3 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales et des barres horizontales**

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

- **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 181.64 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.95} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{1.34 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Tableau V.17. Ferrailage du voile V_{Y1}

Section	S-sol+ RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
l(m)	1	1.00	1.00	1.00	1.00
e(m)	0.2	0.20	0.20	0.20	0.20
M(KN)	307.3	21.60	111.30	134.36	68.44
N(KN.m)	-509.99	-148.05	-89.94	-242.90	-195.46
d (m)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
V(KN)	181.64	121.00	103.11	89.14	174.10
τ (MPa)	1.34	0.89	0.76	0.66	1.28
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5.00	5.00	5.00	5.00
A^{cal}(cm²)	14.88	3.70	4.13	6.72	4.88
A^{min}(cm²)	3	3.00	3.00	3.00	3.00
I(m⁴)	0.017	0.02	0.02	0.02	0.02
v(m)	0.5	0.50	0.50	0.50	0.50
σ_1 (MPa)	-11.769	-1.39	-3.79	-5.25	-3.03
σ_2 (MPa)	6.67	-0.09	2.89	2.82	1.08
l_t (m)	0.362	0.06	0.43	0.35	0.26
l_c (m)	0.277	0.88	0.13	0.30	0.48
A_{tendu}^{min} (cm²)	1.447	0.25	1.73	1.40	1.05
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	0.553	1.75	0.27	0.60	0.95
S_t(m)	0.2	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA14+4HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (m)	0.2	0.20	0.20	0.20	0.20
A_h^{cal}(cm²)	1.49	0.99	0.84	0.73	1.43
A_h^{min}(cm²)	0.4	0.40	0.40	0.40	0.40
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

V.4.1.8 Schéma de ferrailage :

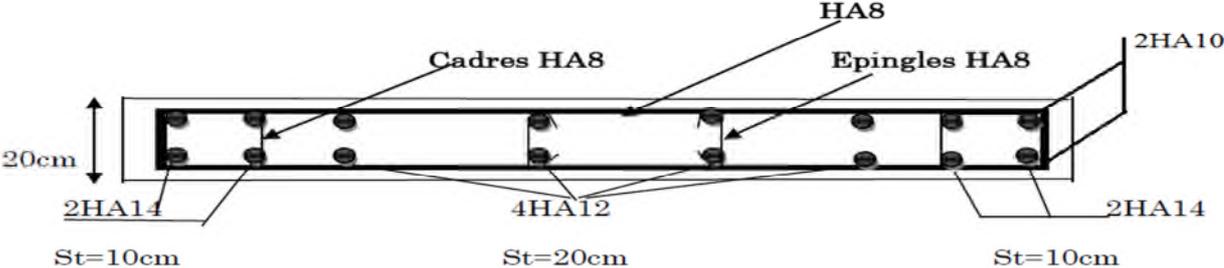


Figure V.7. Schéma de ferrailage de voile V_{Y1} au sous-sol et RDC et 1^{er} étage

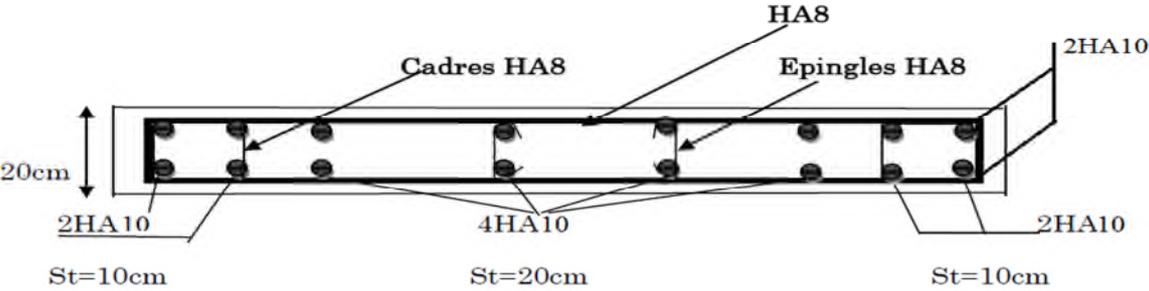


Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile V_{Y1} du 2^{ème} au 9^{ème} étage

Chapitre VI
Etude de
l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.2 Choix de type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants:

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du sol résistant.
- Les Charges transmises au sol.
- La nature du sol.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

Selon **RPA 99(Art 10.1.4)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

G + Q + E**0.8G ± E****ELU****ELS****VI.3 Les vérifications des types des fondations :**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivant : $\frac{N}{S} \leq \underline{\sigma}_{sol}$

Avec : N : l'effort normal du poteau le plus sollicité.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\underline{\sigma}$: Contrainte admissible du sol.

VI.3.1 Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base (b × h), donc les semelles sont rectangulaire (A × B)

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :N est l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS2016**

S : surface d'appui de la semelle S =A×B

Ns =1899.04 KN

$$\frac{N}{B \times L} \leq \underline{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{a \times \underline{\sigma}_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\left(\frac{0.65 \times 1899.04}{0.65 \times 180}\right)} = 3.24 \text{m}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car on dispose des distances plus petite entre axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

VI.3.2 Vérification semelle filante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{7286.55}{180 \times 11.2} = 3.61m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.3.3 Vérification radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

A. Pré dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

1) **La condition de coffrage :**

- **Nervure:** $h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{580}{10} = 58cm$
- **Dalle:** $h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{580}{20} = 29cm$

2) **La condition de rigidité :**

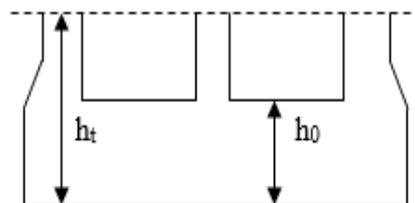


Figure VI.1.Dimension du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{array} \right.$$

L_e : est la longueur élastique, qui

permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

K : module de résistance du sol. (On un sol moyen $\rightarrow K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h \geq 0.885\text{m}$$

D'où : $h_t=90\text{cm}$ et $h_r=40\text{cm}$

B. Surface de radier :

N_{Ser} est charge totale transmise par la superstructure tirer à partir de **ETABS2016**

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{rad}} \geq 220.64\text{m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = 245.26\text{m}^2$

On opte : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} = 245.26\text{m}^2$

C. Vérifications :

1) Vérification de la poussée hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec : F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m

S : surface totale du bâtiment = 245.26m^2

γ : Poids volumique 10kN/m^3

$$N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \rightarrow 39718.81 \text{ KN} > 7357.8\text{KN}$$

2) Vérification au poinçonnement :

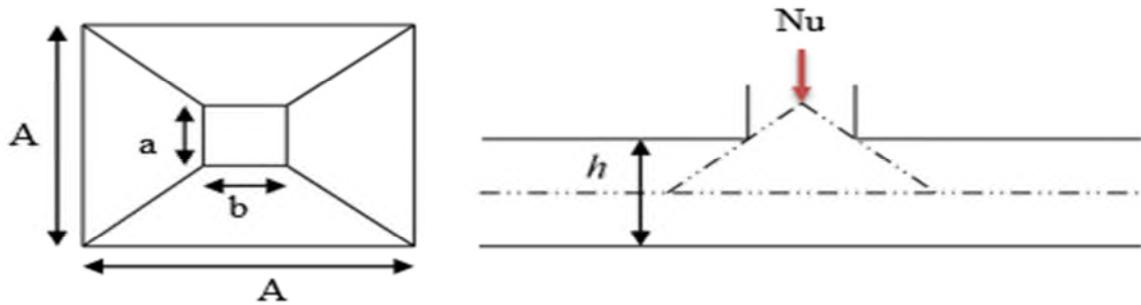


Figure VI.2. Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier. $U_c = 2(A + B)$

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier. → $h = 40\text{cm}$.

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 6.2$$

$$Q_u = 2427.80 \text{ KN} < 0.045 \times 6.2 \times 0.9 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 4185 \text{ KN}$$

3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.81 \text{ m}$.

$$V_d = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{39718.81 \times 5.8}{2 \times 245.26} = 469.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{469.64}{0.81} = 0.579 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$$

4) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel ETAB2016, avec la combinaison G+Q+E.

NB : après avoir calculer avec la surface du bâtiment, les contraintes sont pas vérifier donc on augmente la surface du radier (adopter un radier avec débord de 1m)

On a : $I_x=11000 \text{ m}^4$ et $X_G=11.05 \text{ m}$; $I_y=17600.6 \text{ m}^4$ et $Y_G=6.06 \text{ m}$
 $N = 42413 \text{ KN}$; $M_x = 47911.17 \text{ KN.m}$: $M_y = 53567.87 \text{ KN.m}$

Tableau VI.1.Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	σ_{max}	σ_{min}	σ_{moy}	Observation
X-X	0.170	0.0739	0.1459	Vérifiée
Y-Y	0.140	0.1035	0.1308	Vérifiée

5) Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (Article 10.1.5)

Sens X-X $e = \frac{53567.87}{42413} = 1.26 \text{ m} < \frac{26.53}{4} = 6.632 \text{ m}$vérifiée

Sens Y-Y $e = \frac{47911.17}{42413} = 1.129 \text{ m} < \frac{15.55}{4} = 3.887 \text{ m}$vérifiée

VI.3.4 Calcul du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

VI.3.4.1 Calcul les sollicitations :

$$Q_u = \frac{Nu}{S_{radier}} + 1.35G_o = \frac{55323.05}{347.58} + 1.35 \times 10 \rightarrow Q_u = 172.66 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.88}{5.15} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe II}$$

$$M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 161.41 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 82.40 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 121.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 61.80 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a^x = -0.5 M_0^x = -80.70 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 M_0^y = -41.20 \text{ KN.m}$$

VI.3.4.2 Calcul de ferrailage du radier :

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Résumé des résultats du ferrailage du radier

Localisation	Sens	M (KN.m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	x-x	121.06	9.44	3.6	5HA16=10.05	25
	y-y	61.80	4.74	3.2	5HA12=5.65	25
Appuis		80.70	6.23	3.6	5HA14=7.7	25

VI.3.4.3 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r \geq 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 3.6 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 3.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Effort tranchant

$$V_u = P_u \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 253.33 \text{ KN}$$

$$\tau^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\delta b} \times f_{c28} \rightarrow 0.68 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

Pas de rupture par cisaillement

VI.3.4.4 Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28} \times \eta}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3. Vérification des contraintes du radier

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
x-x	M _t	97.51	6.57	15	vérifier	346.35	201.63	N.V
	M _a	65.00	5.32	15	vérifier	363.96	201.63	N.V
y-y	M _t	62.86	5.70	15	vérifier	444.86	201.63	N.V
	M _a	41.91	3.80	15	vérifier	296.57	201.63	N.V

Il est bien remarquable que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4.ferrailage du radier a L'ELS

Localisation	Sens	M (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	97.51	13.74	3.6	5HA20=15.71	25
	y-y	62.86	8.67	3.2	5HA16=10.05	25
Appuis		65.00	9.02	3.6	5HA16=10.05	25

Tableau VI.5.Vérification des contraintes du radier

Localisation	Sens	M (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	condition
Travée	x-x	97.51	201.63	201.63	vérifier
	y-y	62.86	201.63	201.63	vérifier
Appuis		65.00	185.34	201.63	vérifier

VI.3.5 Schéma de ferrailage :

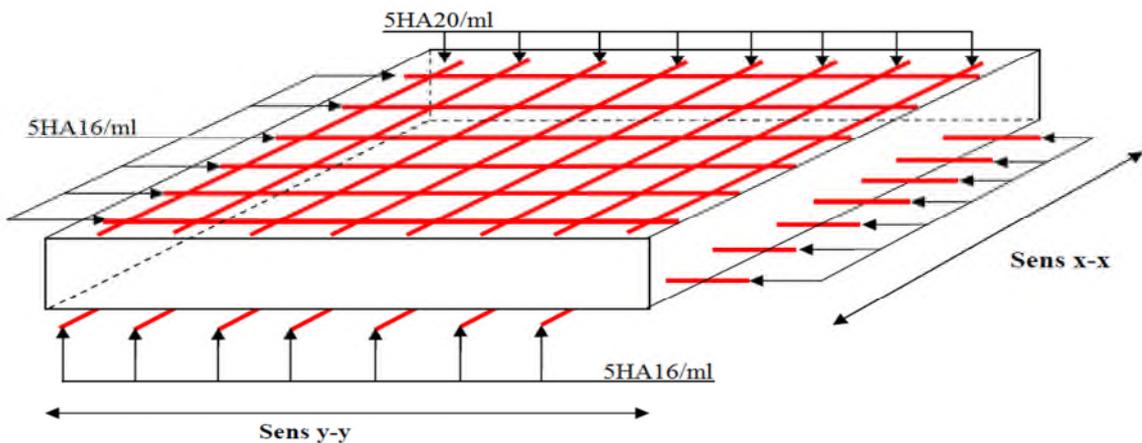


Figure VI.3.Schéma de ferrailage du radier

VI.4 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres, servant 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 :

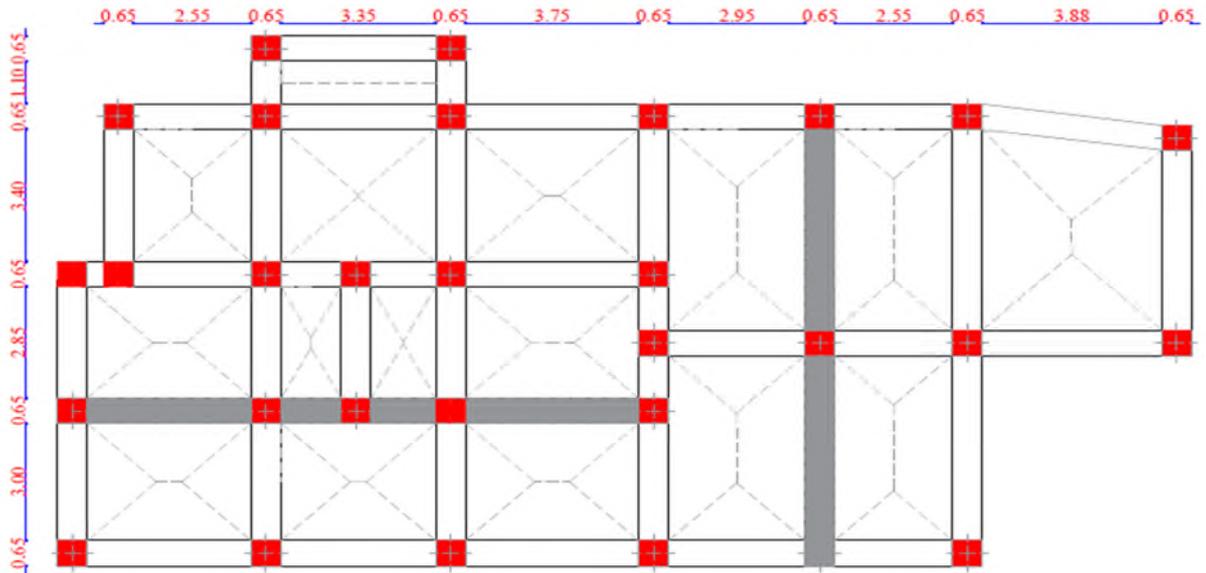


Figure VI.4. Schémas de rupture de la dalle du radier

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.

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

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$ $P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec : $q_u = 175.27 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 128.27 \text{ KN/m}^2$

- **Sens X-X:**



Figure VI.5. Charges transmises sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

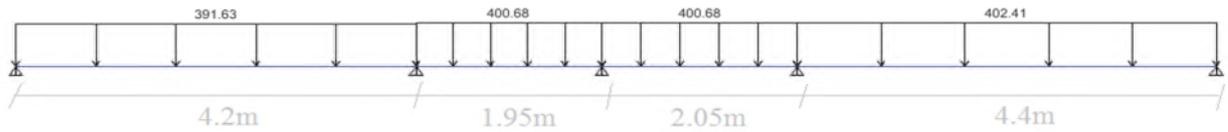


Figure VI.6. Schémas statiques équivalents de la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

- Sens Y-Y :

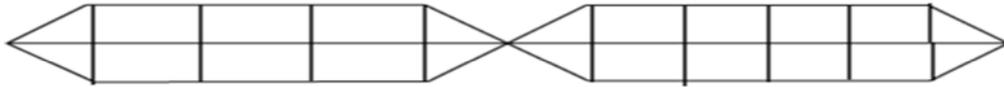


Figure VI.7. Charges transmises sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

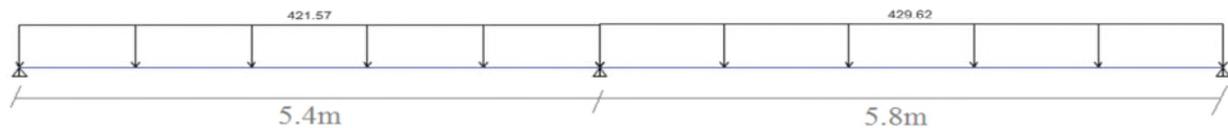


Figure VI.8. Schémas statiques équivalents de la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

VI.4.1 Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

$$\text{Moment en travée : } M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. sollicitation sur la nervure

		M_U (KN.m)	M_S (KN.m)	V (KN)
X-X	Travée	654.41	478.54	1044.87
	Appuis	-702.10	-513.43	
Y-Y	Travée	1103.78	807.13	1517.93
	Appuis	-1577.79	-1153.77	

VI.4.2 Ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en **T** de la même manière que les poutrelles.

Les nervures sont de dimensions: $h_t = 0.9\text{m}$; $h_r = 0.4\text{m}$; $b_0 = 0.65$; $d = 0.85\text{m}$

La largeur efficace « b » de la dalle du radier qui intervient dans la résistance est définie par :

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

Sens X-X :

$$L_x = 4.4 - 0.65 = 3.75\text{m}$$

$$L_y = 3.5 - 0.65 = 2.85\text{m}$$

$$\text{Donc : } b = (b_1 \times 2) + b_0 = 1.22\text{m}$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 1.22 \times 0.4 \times \left(0.85 - \frac{0.4}{2}\right)$$

$$M_t = 654.41\text{KN.m} < M_{tu} = 4504.24\text{KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

Sens Y-Y :

D'une manière semblable au premier calcul.

$$b = 1.24\text{m.}$$

Tableau VI.7.Ferrailage des nervures

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	CHOIX
X-X	Travée	654.41	23.34	6.67	35.44	10HA20+2HA16
	Appui	702.10	25.15	6.67	35.44	10HA20+2HA16
Y-Y	Travée	1103.78	35.97	7.45	49.09	10HA25
	Appui	-1577.79	53.42	7.45	73.63	15HA25

VI.4.3 Vérifications :**VI.4.3.1 Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_{lu} (MPa)	$\bar{\tau}_{lu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1044.87	1.89	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1517.93	2.45	2.5	Vérifiée

NB : dans le sens y-y on a augmenté la section de notre nervure a (65×100) cm² parce que l'effort tranchant n'est pas vérifié

VI.4.3.2 Armatures transversales :

Art (3.2.1) [6]

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi\right) = \min(28.5; 6.5; 1.6) = 16\text{mm} \rightarrow \text{soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

VI.4.3.3 Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{\text{min}}\right) = \min(25; 12; 16) = 12\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale et $S_t = 15\text{cm}$ en travée

VI.4.3.4 Armatures de peau :

Comme les nervures ont une hauteur de 90cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section tel que : $A_p = 0.2\%(b_0 \times h)$

$$A_p = 0.2\%(90 \times 65) = 11.7\text{cm}^2 \rightarrow \text{soit } 6\text{HA}16 = 12.06\text{cm}^2$$

VI.4.3.5 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201\text{MPa}.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Vérifications des contraintes de à L'ELS

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	travée	478.55	29.99	0.021	6.54	15	180.3	201.63
	appui	513.43	29.99	0.021	7.02	15	193.15	201.63
y-y	travée	567.147	36.42	0.035	8.22	15	198.43	201.63
	appui	641.874	42.31	0.047	10.37	15	193.70	201.63

VI.4.6 Schéma de ferrailage des nervures

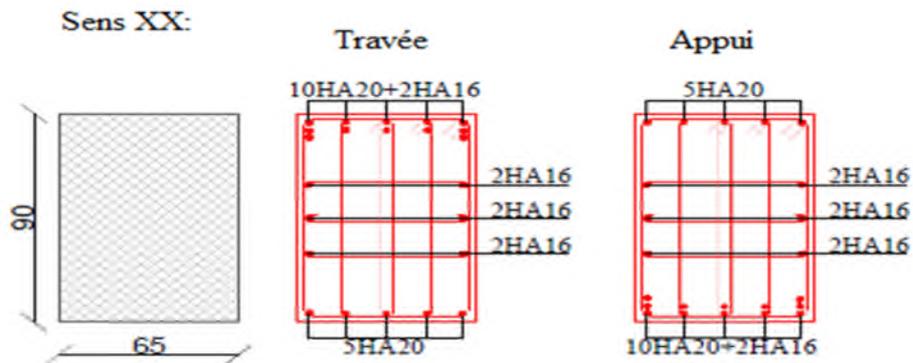


Figure.VI.9. Schémas de ferrailage des nervures sens X-X

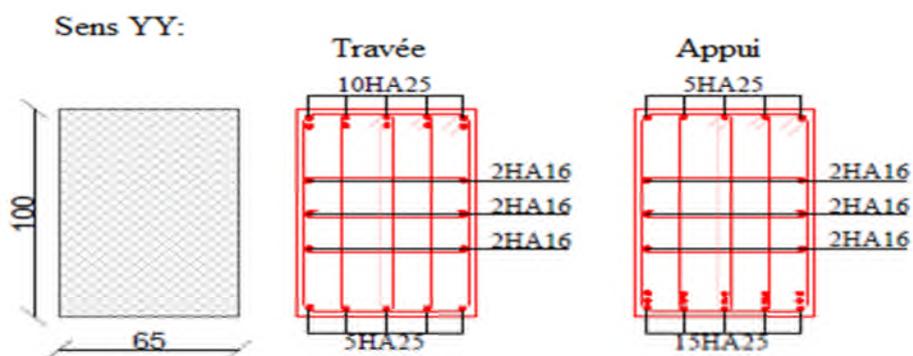


Figure.VI.10. Schémas de ferrailage des nervures sens Y-Y

VI.5 Etude du voile périphérique:

VI.5.1 Introduction :

D'après le **RPA 99/2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel(Entre sol et sous-sol),il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2 Dimensionnement du voile périphérique :

La hauteur $h=2.21$ m ; La longueur $L=5.40$ m ; L'épaisseur $e=20$ cm

VI.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h=20.05$ KN/m³ ; L'angle de frottement $\varphi =23^\circ$

La cohésion $c = 0.3$ bars

VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = (h \times \gamma \times tg^2(\frac{\pi - \phi}{4})) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi - \phi}{4})$$

$$G = 19.408 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi - \phi}{4}\right) = 4.54 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.5 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée d'une contrainte moyenne tel que :

- **ELU :**

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q \rightarrow \sigma_{\max} = 32.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q \rightarrow \sigma_{\min} = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 26.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} \rightarrow q_u = 26.22 \text{ KN/ml}$$

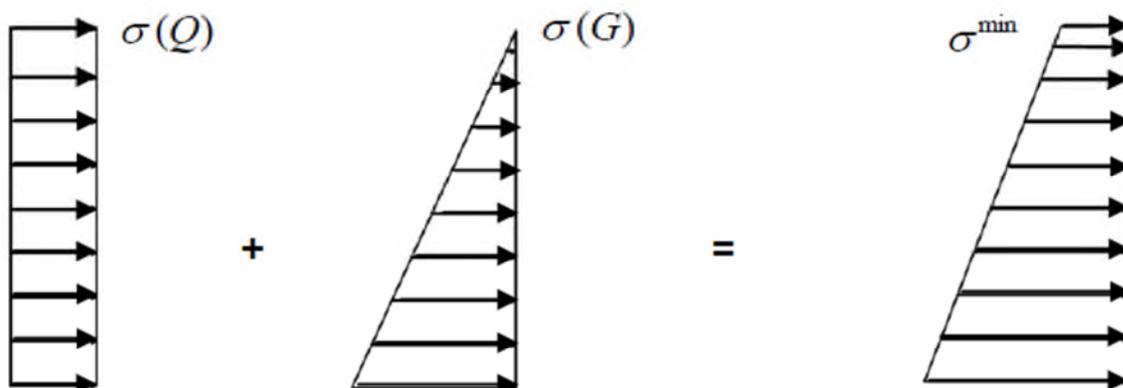
- **ELS :**

$$\sigma_{\max} = G + Q \rightarrow \sigma_{\max} = 23.788 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q \rightarrow \sigma_{\min} = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 18.936 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} \rightarrow q_s = 18.936 \text{ KN/ml}$$



Figures VI.11. Répartitions des contraintes sur les voiles

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 1.81 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$L_y=4.75m ; e=0.2m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.38 \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens

Tableau VI.10.Section des armatures du voile périphérique

LES MOMENTS	ELU	ELS
	$M_x(\text{KN.m})$	$M_x(\text{KN.m})$
M_0	10.73	7.75
$M_t^x = 0.75 M_0$	8.05	5.81
$M_a^x = -0.5 M_0$	-5.36	-3.87

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$Condition exigée par le RPA

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11.Section des armatures du voile périphérique

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	8.05	0.025	0.031	0.148	1.56	1.6	4HA12=4.52	25
appui	5.36	0.016	0.021	0.148	1.03	1.6	4HA12=4.52	25

- Armatures de répartitions :

$A_{répartitions} = \frac{A_{tx}}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ on choisit : 4HA8=2.01cm² ; $S_t=25\text{cm}$

VI.5.6 Vérification a l'ELU :

- Effort tranchant :

$V_u = \frac{Pu \times lx}{2} = 23.73 \text{ KN}$

$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times dx} = 0.158 \text{MPa} \leq \tau' = \frac{0.07}{\delta b} \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ pas de rupture par cisaillement

VI.5.7 Vérification des contraintes à l'ELS:

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240 \text{MPa}.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.12.Résumé des résultats (Vérification des contraintes)

Sens	Moment s	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	5.81	2.18	15	93.88	201.63
	M _a	-3.87	1.45	15	62.58	201.63
Conditions			$\sigma_{bc} (MPa) \leq \bar{\sigma}_{bc} (MPa)$		$\sigma_s (MPa) \leq \bar{\sigma}_s (MPa)$	
			Vérifier		Vérifier	

VI.5.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

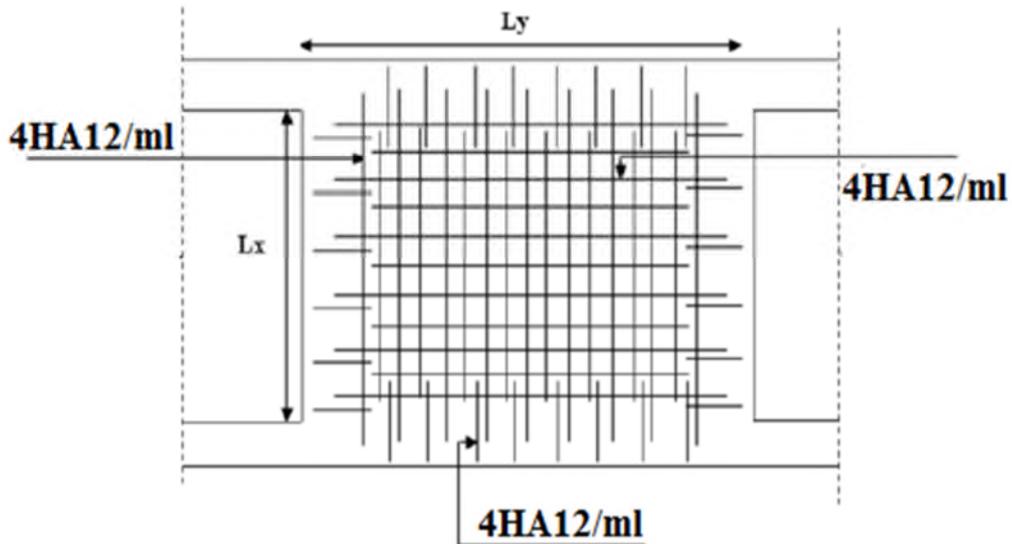


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Notre étude s'est effectuée à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté quelques points :

- La bonne disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- La satisfaction des conditions de vérification des moments résistants en zones nodales, permet de situer le risque de formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Conclusion générale

Bibliographie

BIBLIOGRPHIE

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
 - Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
 - DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre1988.
 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
 - Cours de béton armé, 3ième et 1ere année Master Génie Civil.
 - DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
 - Anciens mémoires de fin d'étude.
-

Conclusion de rapport du sol :

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie pour recevoir une construction à usage d'habitation au profit de la Sarl « Le Royal », est constituée d'un sol de compacité moyenne à bonne.

Le terrain est légèrement en pente, de constitution argileuse limoneuse marneuse en surface, à marneuse argileuse avec passage de blocs d'origine calcaire en profondeur.

Les essais pénétrométriques ont révélé un sol hétérogène vis-à-vis de sa résistance, particulièrement dans le sens de la profondeur.

De ce fait, nous suggérons :

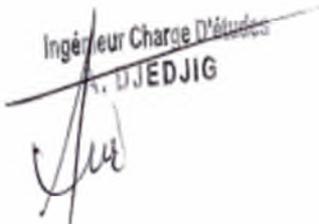
- L'emploi de fondations superficielles.
- L'ancrage des fondations à une profondeur de $-2^m,0$ au moins, par rapport à la côte du terrain naturel.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est de **1.8 bar**
- Les tassements sont négligeables.
- Les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à : $C = 0.3 \text{ bar}$, $\phi = 23^\circ$ et $\gamma_n = 20.05 \text{ kN/m}^3$

Par ailleurs, il est préconisé :

- Le drainage systématique des eaux pluviales, de manière à ce qu'elles évitent le périmètre bâti.
- Ne pas laisser les fouilles longtemps ouvertes.

Béjaia, le

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge d'Études
A. DJEDJIG


LE GERANT DU LABORATOIRE



Annexe II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

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	80.42	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	150.8
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	188.5
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	226.2
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

Annexes