

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE A. MIRA - BEJAÏA -

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : matériaux et structures

*Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS- SOL) à
usage multiple contreventé par un système
mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

M^r : ADLI RAFIK

M^r : MOULEKAF ABDESSAMIA

Encadré par :

M^r : OURABAH

Membres de jury :

M^r : BOUROUBA

M^{me} : BOUKHEZAR

2016-2017

Remerciements

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

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

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

M^{me} HAMOUCHE : notre promotrice, pour avoir accepté de nous encadrer et 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.

Rafik & Abdessamiaa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mon très cher frère Menad et sa femme Zakia.

A la mémoire de mon cher oncle « Salim ».

A mes très chers grands parents à qui je souhaite une longue vie.

A mes très chères tantes et oncles ainsi que leurs familles et enfants

*A mes très chers amis (Oughlis, N - Mazigh - Abdelkader - Nabil-
Karim - Idir - M'hamed - Cherif - Abbas - Makhlouf)*

A mon collègue Abdessamiaa

A-Rafik

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mes très cher frères Bachir, Imade et ma sœur Yasmina

A mes très chers grands parents a qui je les souhaite une longue vie.

A mes très chères tantes et oncles ainsi que leurs familles et enfants

*A mes très chers amis (Oughlis - N - Mazigh - Abbas - Hamza -
Mokrane - Nacer - Kamel - Zoubir - Tahar - Karim - Lotfi)*

A toute la promotion Genie Civile 2017.

A mon collègue Rafik.

Abdessamiaa

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

1. Introduction	1
2. Présentation de l'ouvrage	1
3. Caractéristique de la structure	1
4 .Règlements et normes utilisés.....	2
5. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	3

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments secondaire

1. Introduction	5
2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires.....	5
3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	14
4. Evaluation des charges et des surcharges	16
5. Pré dimensionnement des poteaux.....	20
6. Vérifications à faire	29
7Conclusion.....	31

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

1. Introduction	32
2. Calcul des planchers.....	32
3. Etude des escaliers.....	59
4. Etude de la poutre de chainage	83
5. Etude de l'ascenseur.....	85

Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction	95
2. Modélisation.....	95

3. Choix de la méthode de calcul.....	96
4. Présentation de la méthode modale spectrale.....	96
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	103
6. Conclusion.....	108

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

1. Introduction	109
2. Etude des poteaux.....	109
3. Etude des poutres	119
4. Étude des voiles.....	131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	140
2. Combinaisons de calcul.....	140
3. Reconnaissance du sol	140
4. Choix du type de fondation	141
5. Étude des poutres de rigidité.....	144
6. Les longrines	147
7. Etude du voile Périphérique	149

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers	4
Tableau II .1. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	16
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	17
Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	17
Tableau II .4. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine	18
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	18
Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine (sous-sol et RDC)	18
Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine (du 1 ^{ere} au 8 ^{eme} Etage)	19
Tableau II.8. Charge permanente et d'exploitation revenant à la toiture	19
Tableau II.9. Charge permanente et d'exploitation revenant au volée.....	19
Tableau II.10. Charge permanente et d'exploitation revenant au dalle pleine terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	20
Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (P1).....	22
Tableau II.13. Résultats de la descente de charge du poteau (P2).....	25
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P3).....	27
Tableau II.15. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	29
TableauII.16. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	30
Tableau III.1. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	36
Tableau III.2. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions	37
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible :	39

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage courant (habitation)	39
Tableau III.5. Sollicitations maximales dans le planche service.....	39
Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage sous-sol (commerce).....	40
Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	47
Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU	48
Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	48
Tableau III.10. Vérifications de la flèche à l'ELS	48
Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	49
Tableau III.12. Données des différents types de dalle pleine.....	51
Tableau III.13. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	55
Tableau III.14. Vérification de l'effort tranchant.....	55
Tableau III.15. Calcul du ferrailage à l'ELU	55
Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS.	56
Tableau III.17. Section d'armatures recalculée.....	57
Tableau III.18. Evaluation de la flèche	58
Tableau III.19. Vérifications de la flèche à l'ELS	58
Tableau III.20. Tableau de ferrailage de l'escalier N°1 en travée et aux appuis :	61
Tableau III.21. Vérification des contraintes à l'ELS :	62
Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	64
Tableau III.23. Les sollicitations de la poutre palière.	66
Tableau III.24. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	66
Tableau III.25. Ferrailage de la poutre palière à la torsion	66
Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.....	67
Tableau III.27. Ferrailage de l'escalier en travée et aux appuis.....	70
Tableau III.28. Vérification des contraintes à l'ELS.....	71
Tableau III.29. Tableau de ferrailage de la partie B-C (calculé).....	72

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.....	73
Tableau III.31. Tableau de ferrailage de l'escalier N°3 en travée et aux appuis	75
Tableau III.32. Vérification des contraintes à l'ELS.....	76
Tableau III.33. Evaluation de la flèche de l'escalier	76
Tableau III.34. Tableau de ferrailage de l'escalier N°3 en travée et aux appuis	78
Tableau III.35. Les sollicitations de la poutre palière.	80
Tableau III.36. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	80
Tableau III.37. Ferrailage de la poutre palière à la torsion	80
Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS.....	81
Tableau III.39. Ferrailage de la poutre de chaînage	84
Tableau III.40. Vérification de la contrainte dans le béton	85
Tableau III.41. Evaluation de la flèche.	85
Tableau III.42. Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	87
Tableau III.43. Tableau d'armatures adoptées	88
Tableau III .44. Vérification de la contrainte dans le béton	89
Tableau III.45. Ferrailage de la dalle cas charge concentrée	91
Tableau III.46. Tableau de ferrailage en travée et en appuis	92
Tableau III.47. Vérification de la contrainte dans le béton	93
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	97
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	101
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	104
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	104
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	104
Tableau IV.6. Vérifications des déplacements de niveaux.....	105
Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	106
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	107
Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux	108

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	111
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux	112
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	114
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux	114
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	115
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	117
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	118
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	118
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	120
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm ²	121
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles	123
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	123
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton	124
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux	126
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	126
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	126
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	127
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	127
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile V _{5=1,4m}	133
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V _{5=1,4m} dans tous les niveaux	136
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V _{8=1,45m}	136
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V _{8=1,45m} dans tous les niveaux	137
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V _{9=2m} dans tous les niveaux dans sensé (y-y)	138
Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V _{9=2m} dans tous les niveaux	138
Tableau VI.1. ferrailage de la poutre rigidité	144
Tableau VI.2. Le ferrailage recalculé	145

Tableau VI.3. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	145
Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	146
Tableau VI.5. Ferrailage longitudinal des longrines	148
Tableau VI.6. Ferrailage des voiles périphérique	151
Tableau VI.7. Vérifications des contraintes à l'ELS	153
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	153

Liste des figures

Figure II.1 . Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	5
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Étage courants.)	6
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle.....	7
Figure II.4. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	10
Figure II.5. Schéma de l'escalier droit à deux volées	10
Figure II.6. Schémas statique de la première volée de l'étage (RDC)	12
Figure II.7. Schémas statique de la première volée de l'étage RDC	12
Figure II.8. Schémas statique de la 1ere volées sous –sol et RDC	13
Figure II.9. schémas statique de la 2eme volée sous- sol et RDC.....	14
Figure II.10. Coupe transversale d'un voile	16
Figure II.11. Surface afférente du niveau 1 ^{er} au 8 ^{eme} niveau + et sous-sol et Terrasse inaccessible	21
Figure II.12. Surface afférente du niveau RDC.....	22
Figure II.13. Surface afférente du niveau sous-sol.....	24
Figure II.14. Surface afférente du 1 ^{ere} au 8 ^{eme} niveau et RDC	24
Figure II.15. Surface afférente du la terrasse inaccessible.....	24
Figure II.16. Surface afférente du niveau Sous-sol	26
Figure II.17. Surface afférente du niveau RDC	26
Figure II.18. Surface afférente du 1ere au 8eme niveau.....	27
Figure II.19. Surface afférente de la terrasse inaccessible.....	27
Figure III.1. Diagramme des moments à deux travées	33
Figure III.2. Diagrammes des moments à plusieurs travées.....	33
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle.....	37
Figure III.4. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées.	37
Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.	39
Figure III. 6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	50

Figure.III.7. Schéma statique de la dalle D10	51
Figure.III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D7.....	58
Figure. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D2.....	58
Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D10.....	59
Figure III.11. Schéma statique de l'escalier type 1(étage courant)	59
Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(étage courant).....	63
Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière	63
Figure.III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière	68
Figure III.15. Schéma statique de l'escalier type 2(volée 1)	68
Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (partie A-B)	71
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la partie (B-C).....	73
Figure III.18. Schéma statique de l'escalier type 3	73
Figure. III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier N°3	77
Figure III .20. Schéma statique de la poutre palière	77
Figure.III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière	82
Figure III.22. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	83
Figure.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.....	85
Figure III.24. Ferrailage de la dalle cas charge répartie	89
Figure III.25. Ferrailage de la dalle Cas d'une charge concentrée	94
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	99
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement	100
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14.....	100
Figure IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X) (T=0.707).....	102
Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y) (T=0.648).....	102
Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) (T= 0,56)	103
Figure V.1. Zone nodale.....	110
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales	112

Figure V.3. Section d'un poteau.....	116
Figure V.4. Schéma de ferrailages des poteaux	119
Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales	125
Figure V.6. Schéma des contraintes	134
Figure V.7. Schéma de ferrailage du Voile V8=1.45m (niveau R.D.C)	139
Figure VI.1. Semelle filante	141
Figure VI.2. Schéma de ferrailage de la semelle filante	146
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe A-A' et B-B')	147
Figure VI.4. Schéma de ferrailage des longrines.....	149
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique	153

Liste des symboles

- Au** : Section d'aciers à l'ELU.
- At** : Section d'armature transversale.
- A** : Coefficient d'accélération de zone
- B** : Aire d'une section de béton.
- Br** : Section réduite.
- B** : La largeur (m).
- C** : Constante de compressibilité.
- C_T** : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- C_u** : La cohésion du sol (KN/m²).
- C_r** : Cohésion réduite.
- D** : Diamètre.
- D_e** : Hauteur d'ancrage équivalente (m).
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS** : Etat limite de service.
- ELU** : Etat limite ultime.
- E** : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
- E_b** : Module de déformation longitudinal de béton.
- E_i** : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
- E_s** : Module d'élasticité de l'acier.
- F** : Force.
- F_{c28}** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F_{t28}** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- F** : Coefficient de sécurité = 1.5
- G** : Action permanente.
- H** : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
- H_c** : La profondeur critique (m).
- I** : Moment d'inertie (m⁴)
- Q** : Charge variable (d'exploitation).
- Q** : Facteur de qualité
- L** : Longueur ou portée.
- L_{max}** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
- M** : Moment en général.
- Ma** : Moment sur appui.
- Mu** : Moment de calcul ultime.
- Mser** : Moment de calcul de service.
- Mt** : Moment en travée.
- Ns** : Effort normal de service.
- Nu** : Effort normal ultime
- N** : Effort normale du aux charges verticales.
- N_{Tot}** : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{ci} : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
η : Facteur d'amortissement.
q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.
γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction générale

Introduction générale

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment de huit étages plus un sous sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques en vigueurs.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I

1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer des connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré.

2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+8, avec sous sol). Il est implanté au lieu dit Tighzert village Djemaa Saharidj wilaya de TIZI OUZOU qui est classé par les règles parasismique algériennes (RPA 99 / VERSION 2003) comme zone de moyenne sismicité **IIa**.

3. Caractéristique de la structure

3.1. Caractéristiques géométriques

- ✓ Largeur en plan **12.95m.**
- ✓ Longueur en plan **23.7m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment..... **31.16m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol **04.08m.**
- ✓ Hauteur des étages courants **03.06m.**
- ✓ Hauteur du RDC. **(5.1 ,4.76,4.42,4.08,3.74,3.40 et 3.06)m**

3.2. Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué d'une argile marneuse compacte sur la surface, argile marneuse brune à épaisseur moins 2m.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.9 \text{ bars}$.
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=1.5 m**.

3.3 : Description structurale

- ✓ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ✓ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

✓ Les maçonneries :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de briques de 10 cm

✓ Revêtement :

- Céramique pour salle d'eau et cuisine
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Enduit de ciment pour les murs intérieurs
- Mortier de ciment pour les façades extérieures

3.4. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. Le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles), avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

4 : Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

5. Caractéristiques des matériaux utilisés

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- ✓ Le béton.
- ✓ L'acier.

5.1. Béton

5.1.1. Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de matériaux internes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la quantité d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton, mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C), est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci.

Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Un entretien facile
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes

5.2. Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

❖ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

- **La contrainte limite des aciers**

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Art (A.4.5.3.2) BAEL91

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.3) BAEL91}$$

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

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.4) BAEL91}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences } \phi \geq 6mm. \end{array} \right.$$

Chapitre II

1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

2.1. Les planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge 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 notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

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

2.1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$)

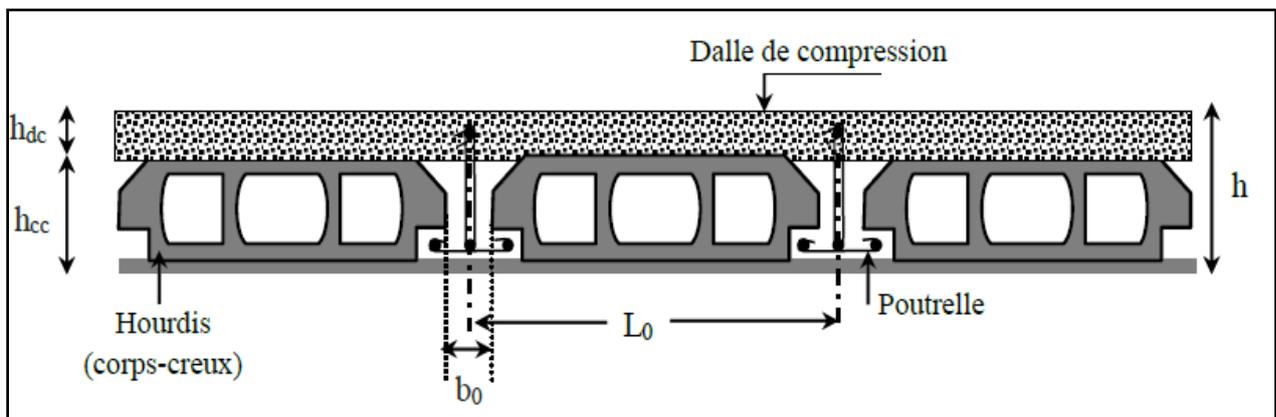


Figure .II.1 . Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Avec :

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) : $h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

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

$$L_{max} = 3,65 - 0,3 = 3,35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{335}{22,5} \Rightarrow h \geq 14,88 \text{ cm}$$

On prend $h = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16+4) cm

a. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

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

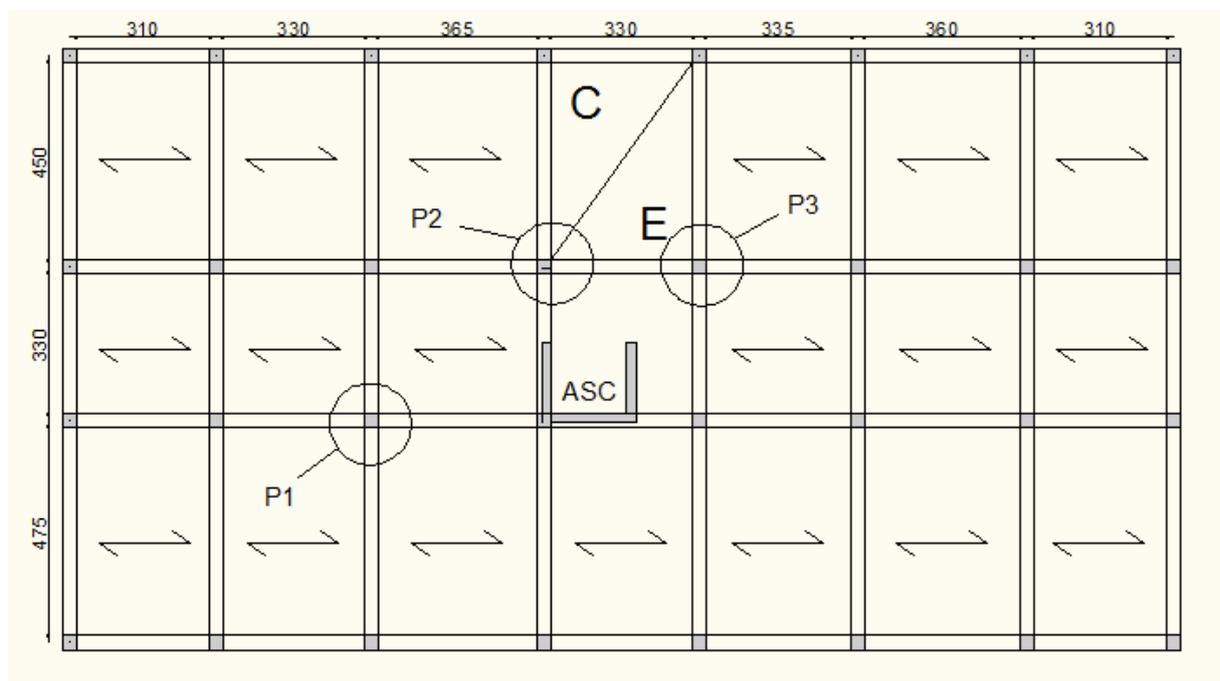


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Étage courants.).

b. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

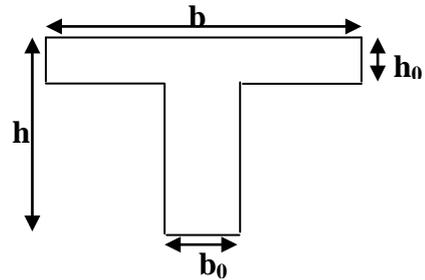


Figure II. 3 : schéma d'une poutrelle

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots\dots (\text{CBA93. Art 4. 1. 3}).$$

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.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 28 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

2.1.2. Les dalles planes

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a. Critère de résistance

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis avec $\rho \leq 0.4$
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

b. Coupe Feu :

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

Type 1 dalle sur deux appuis :✓ **D1 :**

- $\rho = Lx / Ly = 0,41 > 0,4$
- $125 / 45 \leq e \leq 125 / 40$
- $e = 3\text{cm}$

✓ **D2 :**

- $\rho = Lx / Ly = 0,36 < 0,4$
- $125 / 35 \leq e \leq 125 / 30$
- $e = 4\text{cm}$

Type 2 dalles sur trois appuis :✓ **D3 :**

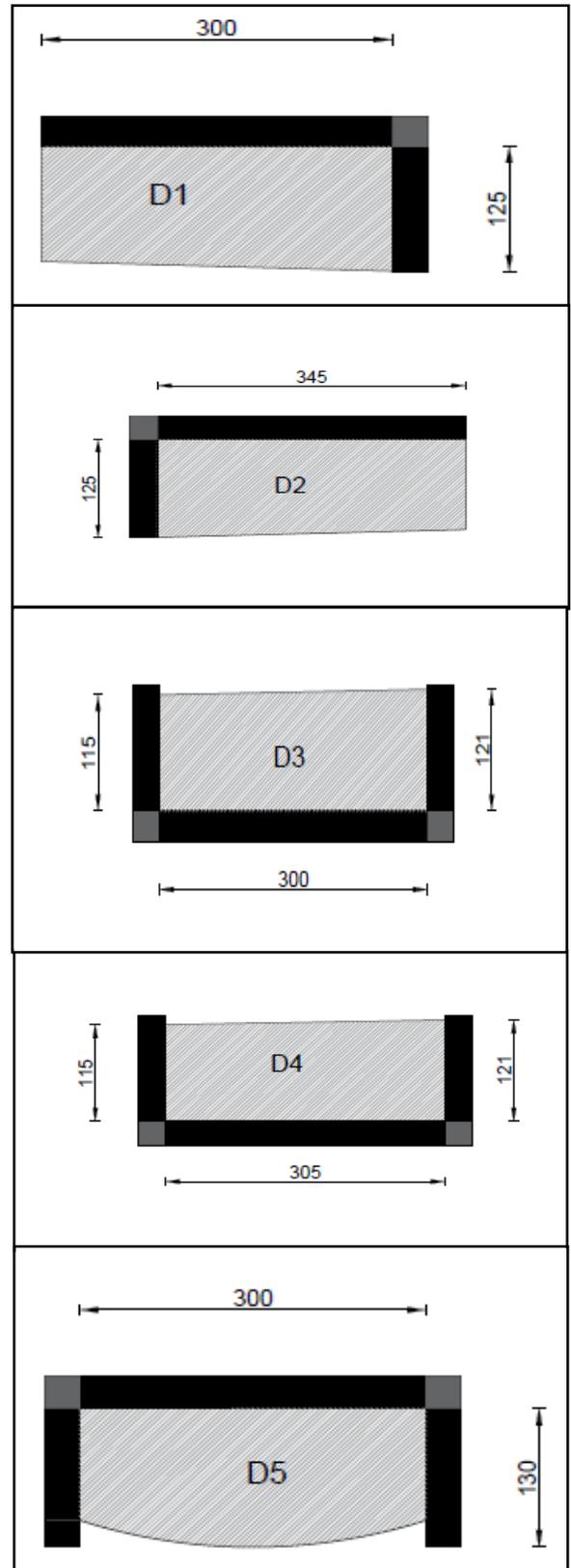
- $\rho = Lx / Ly = 0,403 > 0,4$
- $121 / 45 \leq e \leq 121 / 40$
- $e = 3\text{cm}$

✓ **D4 :**

- $\rho = Lx / Ly = 0,39 < 0,4$
- $121 / 45 \leq e \leq 121 / 40$
- $e = 3\text{cm}$

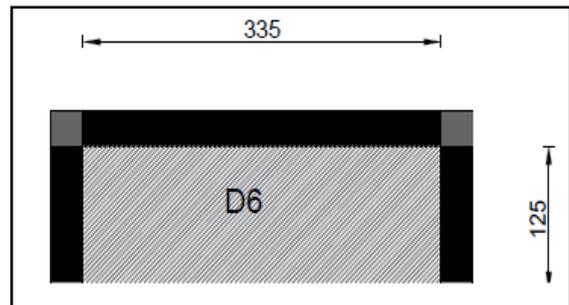
✓ **D5 :**

- $\rho = Lx / Ly = 0,43 > 0,4$
- $130 / 45 \leq e \leq 130 / 40$
- $e = 3\text{cm}$

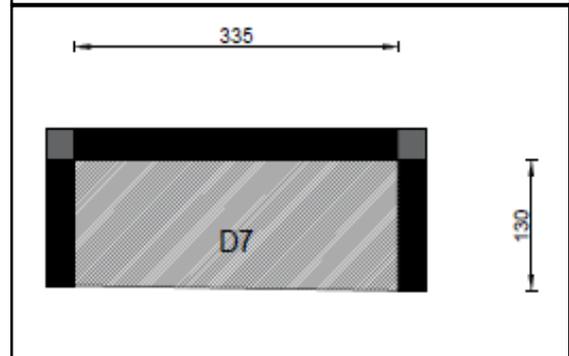


✓ **D6 :**

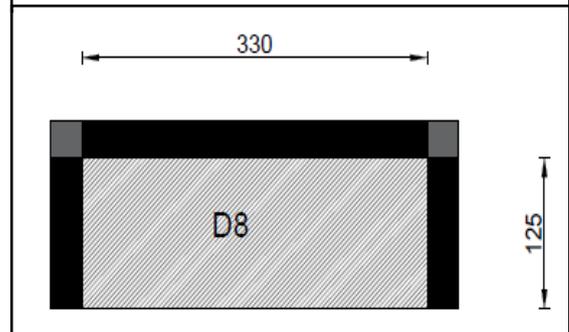
- $\rho = Lx / Ly = 0,37 > 0,4$
- $125/45 \leq e \leq 125/40$
- $e=3\text{cm}$

✓ **D7 :**

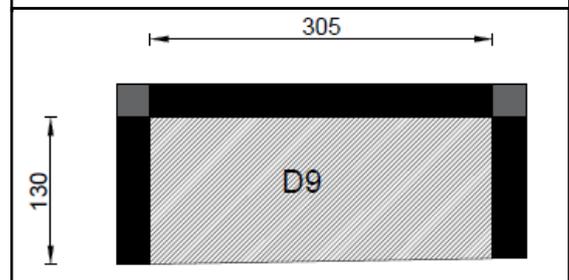
- $\rho = Lx / Ly = 0,38 > 0,4$
- $130/45 \leq e \leq 130/40$
- $e=3\text{cm}$

✓ **D8 :**

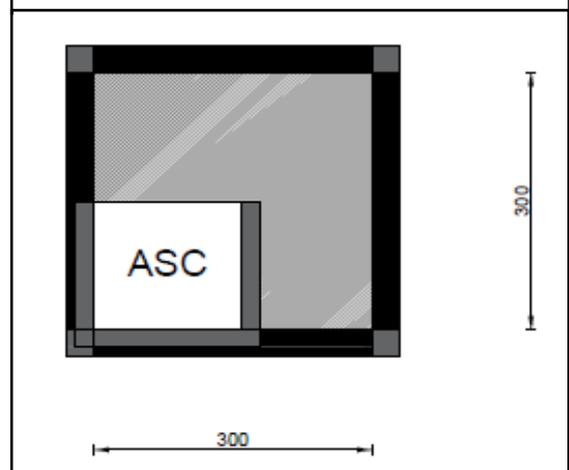
- $\rho = Lx / Ly = 0,37 < 0,4$
- $125/45 \leq e \leq 125/40$
- $e=3\text{cm}$

✓ **D9 :**

- $\rho = Lx / Ly = 0,42 > 0,4$
- $130/45 \leq e \leq 130/40$
- $e=3\text{cm}$

**Type3 dalle sur quatre appuis :**

- $\rho = Lx / Ly = 1 > 0,4$
- $300/45 \leq e \leq 300/40$
- $e=12\text{cm}$



Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coup feu est la plus défavorable.

On prend $e=12\text{cm}$

2.2. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, Permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncide avec notre projet :

a. Type 1 : Escalier droit à deux volées (du 1^{er} au 8^{eme} étage)

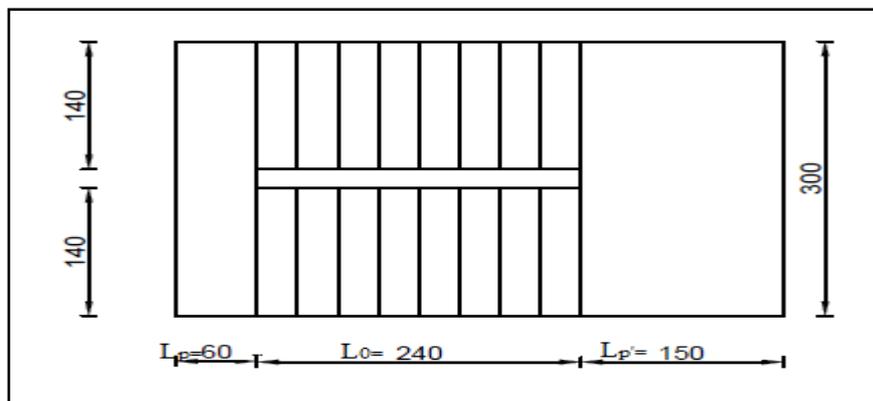


Figure II.4. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

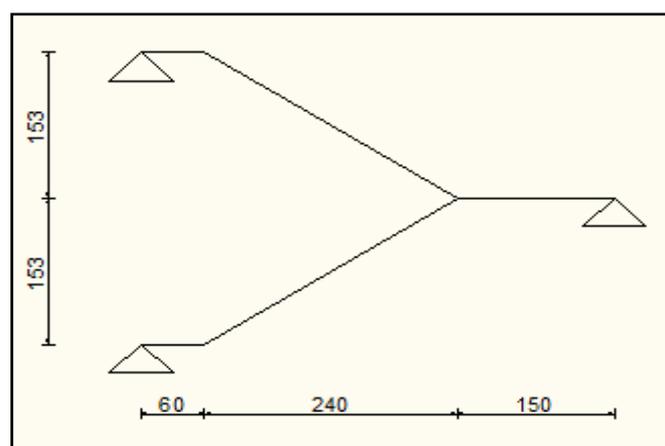


Figure II.5. Schéma de l'escalier droit à deux volées

H : la hauteur du palier.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier de repos.

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

• **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

- ✓ la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- ✓ le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17 = 9$ contre marches \Rightarrow le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches.

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

Qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

• **Epaisseur de la pailasse (e)**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 0.6 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.50 = 4.95 \text{ m.}$$

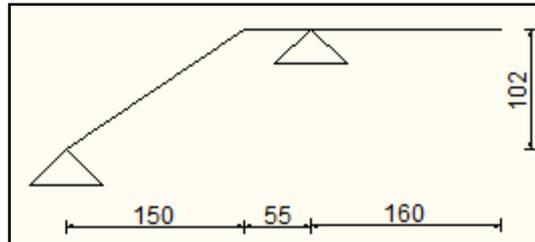
$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow 16,5 \text{ cm} \leq e \leq 24,75 \text{ cm}$$

..... pour 2 heures de coupe feu

On prend : **e = 20cm.**

Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) = 32,52^\circ$$

b. Type 2 : Escalier droit à Trois volées (pour RDC)**La 1^{er} volée :****Figure II.6.** Schémas statique de la première volée de l'étage (RDC)

On trouve :

Le nombre de contre marche est : **$n = 6$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 5$**

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

La hauteur d'une contremarche est : **$h = 17\text{cm}$** .

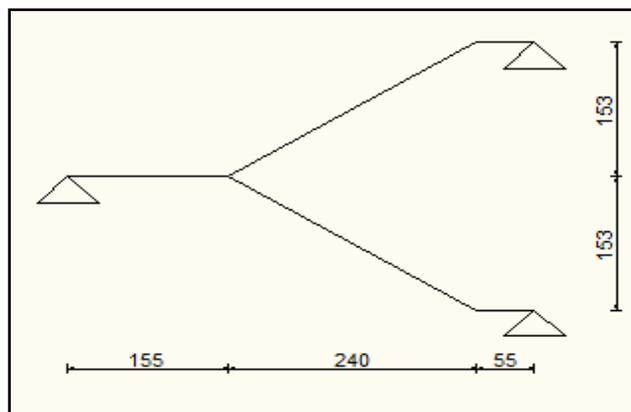
$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow 7,88 \text{ cm} \leq e \leq 11,82 \text{ cm}$$

..... pour 2 heures de coupe feu

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

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{102}{150} \right) = 34,21^\circ$$

La 2^{eme} et 3^{eme} volée :**Figure II.7.** Schémas statique de la 2^{eme} et 3^{eme} volée de l'étage RDC

On trouve :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**

Le giron d'une marche est : **g = 30cm.**

La hauteur d'une contremarche est : **h = 17cm.**

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow 16,49 \text{ cm} \leq e \leq 24,73 \text{ cm}$$

..... pour 2 heures de coupe feu

On prend : **e = 20cm.**

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) = 32,52^\circ$$

c .Type 3 : Escalier droit à deux volées sous sol et RDC

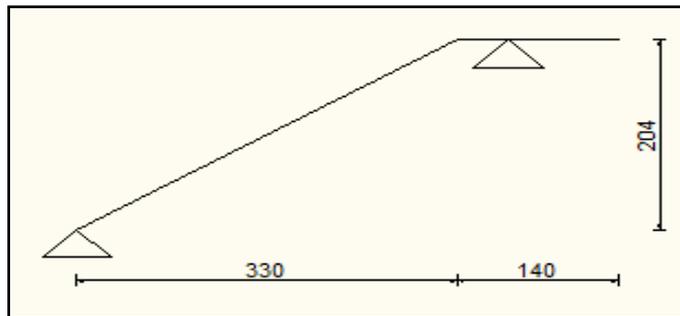


Figure II.8. Schémas statique de la 1ere volées sous -sol et RDC

La 1^{ere} volée :

On trouve :

Le nombre de contre marche est : **n = 12**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 11**

Le giron d'une marche est : **g = 30cm.**

La hauteur d'une contremarche est : **h = 17cm.**

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow 14,43 \text{ cm} \leq e \leq 21,65 \text{ cm}$$

..... pour 2 heures de coupe feu

On prend : **e = 15cm.**

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{204}{330}\right) = 31,72^\circ$$

La 2^{eme} volée :

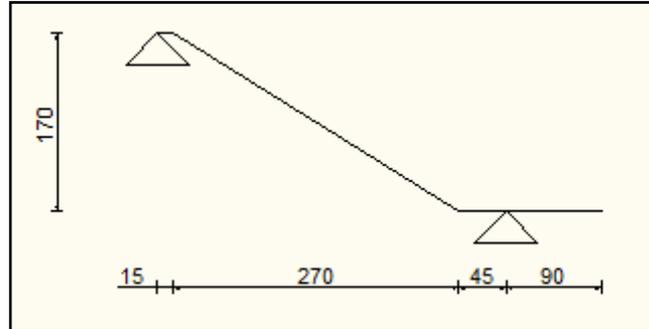


Figure II.9.schémas statique de la 2eme volée sous- sol et RDC

On trouve :

Le nombre de contre marche est : **$n = 10$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 9$**

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

La hauteur d'une contremarche est : **$h = 17\text{cm}$** .

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 12,63 \text{ cm} \leq e \leq 18,95 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

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

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{170}{270}\right) = 31,19^\circ$$

3. Pré dimensionnement des éléments principaux

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

3.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

A) Les poutres principales :

Selon les règles BAEL 91 :

La hauteur de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

h_t : hauteur total de la poutre

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

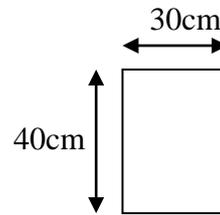
$L_{max} = 445 \text{ cm} \Rightarrow 29,66 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm}$

Nous prenons : $h_t = 40 \text{ cm}$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifié
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifié
- $h_t/b = 1,33 \leq 4 \Rightarrow$ vérifié

**B) Les poutres secondaires :**

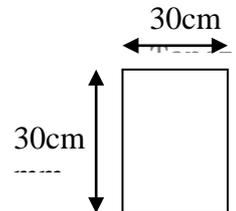
$L_{max} = 335 \text{ cm} \Rightarrow 22,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 33,5 \text{ cm}$

Nous prenons : $h_t = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifier
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifier
- $h_t/b = 1 \leq 4 \Rightarrow$ vérifier



Conclusion : Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

- Poutres principales : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $h_t = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

3.2. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99 version2003)

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

h_e : Hauteur libre d'étage

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Pour le RDC :

$$h_e = 510 - 20 = 490 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 0,25 = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{vérifie}$$

Pour le sous sol :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 0,25 = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{vérifie}$$

Dans notre projet la hauteur libre de 1^{er} au 8^{eme} étage est la même :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

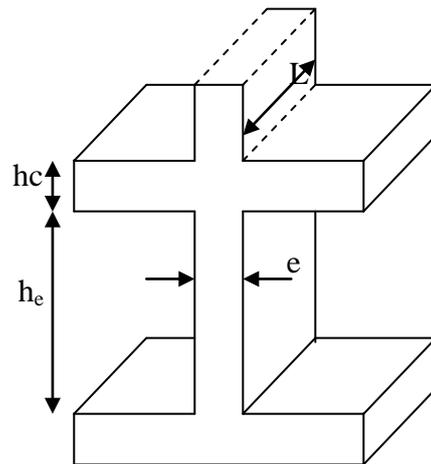


Figure II.10. Coupe transversale d'un voile

4. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II .1. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	0,4
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,36

4	Corps creux	0,2	2,85
5	Cloisons	0,1	0,9
6	Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanent G		=	5,27
Q étages courant		=	1,5
Q étage commercial		=	5
Q étage service		=	2.5

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couches	Épaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Cloisons	0,2	1,75
2	Enduit de ciment	0,02	0,36
3	Corps creux	0,2	2,85
Charge permanent G		=	4.96
Charge d'exploitation Q		=	1

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couches	Épaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	0,4
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,12	3
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanent G		=	4,52
Charge d'exploitation Q		=	3.5

Tableau II .4. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine

N°	Couches	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	0,4
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,12	3
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
6	Cloisons	0,1	0,9
Charge permanent G			= 5,42
Charge d'exploitation Q			= 2.5
étage commercial Q			= 5

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	0,36
2	Briques creuses	0 ,1	0,9
3	Briques creuses	0 ,15	1,3
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanent G			= 2,92

Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine (sous-sol et RDC)

N°	Couches	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	0,4
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0 ,02	0,36
Charge permanent G			= 5,27
Charge d'exploitation Q			= 2.5

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine (du 1^{ère} au 8^{ème} Etage)

N°	Couches	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,4
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de pose	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,2	5
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanent G			= 6,52
Charge d'exploitation Q			= 2.5

Tableau II.8. Charge permanente et d'exploitation revenant à la toiture

N°	Couches	Poids (KN/m ²)
1	Toiture	0.43
Charge permanent G		= 0.43
Charge d'exploitation Q		= 1

Tableau II.9. Charge permanente et d'exploitation revenant au volée

N°	Couches		Epaisseur (m)	Type 1		Type 2		Type 3	
				Volée 1et2	Volée1	Volée 2et3	Volée1	Volée2	
1	dalle pleine		$e / \cos(\alpha)$	5.92	4.53	5.92	4.4	4.38	
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,02	0.02	0.02	0.02	0.02	
		Vertical	0,02h/g	0,23	0.23	0.23	0.23	0.23	
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	
		Vertical	0,02h/g	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	
4	Enduit de ciment		$0,02/\cos(\alpha)$	0.42	0.43	0.42	0.42	0.42	
5	poids des marches		h/2	1,87	1.87	1.87	1.87	1.87	
6	Garde de corps		/	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
Charge permanent Gvi (KN/m2)				9.31	7.93	9.31	7.79	7.77	

Tableau II.10. Charge permanente et d'exploitation revenant au dalle pleine terrasse inaccessible

N°	Couches	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Dalle pleine	0,15	3.75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanent G			= 4.05
Charge d'exploitation Q			= 1

5. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA.

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

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités entre P1, P2 et P3

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×30) cm² pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions ($b \times h$) cm ²	poids propre g (KN) $g = h b He \gamma_c$
Sous-sol	(50× 55)	28.05
RDC	(50× 55)	/
Etages 1 et 2	(45× 50)	17,21
Etages 3 et 4	(40× 45)	13,77
Etages 5 et 6	(35× 40)	10,71
Etages 7 et 8	(30× 35)	8,03

Avec :

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

H_e : hauteur du poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} H_e = 4.08 \text{ m pour le sous sol et le RDC pour le poteau 3} \\ H_e = 4.08 \text{ m pour le sous sol et } H_e = 4.42 \text{ m pour RDC le poteau 2} \\ H_e = 4.08 \text{ m pour le sous sol et } H_e = 4.76 \text{ m pour RDC le poteau 1} \\ H_e = 3,06 \text{ m pour le reste des étages} \end{array} \right.$$

5.1. Pré dimensionnement du Poteau P1

5.1. 1. Surfaces afférentes

❖ Du 1^{ère} au 8^{ème} niveau et sous-sol et Terrasse inaccessible :

$$S1=2,25 \text{ m}^2 \quad S3=3,33 \text{ m}^2$$

$$S2=2,51 \text{ m}^2 \quad S4=3,72 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 3,725 = 11,2 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,175 = 7,14 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = 18,34 \text{ KN}$$

$$G1 = G_{cc} \times S_{tot} = 5,27 \times 11,83 = 62,34 \text{ KN}$$

$$Q1 \dots 8 = Q_{cc} \times S_{tot} = 17,71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{terrasse inaccessible}} = 58,58 \text{ kN}$$

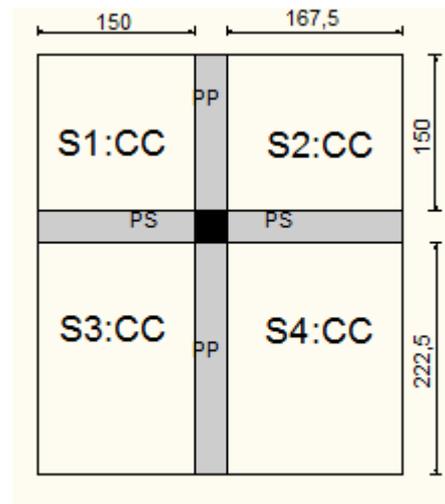


Figure II.11. Surface afférente du niveau 1^{er} au 8^{ème} niveau + et sous-sol et Terrasse inaccessible

$$Q_{\text{sous-sol}} = Q_{\text{commerce}} \times S_{cc} = 5 \times 11,81 = 59,05 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse inaccessible}} = 11,81 \text{ KN}$$

D.P : dalle pleine ; **C.C** : corps creux.

PP : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire.

❖ **RDC :**

$$S1=2,25 \text{ m}^2 \quad S3=3,3 \text{ m}^2$$

$$S2=2,51 \text{ m}^2 \quad S4=3,68 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 3,7 = 11,1 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,175 = 7,14 \text{ KN}$$

$$G = G_{cc} \times Stot = 61,87 \text{ KN}$$

$$Q_{service} = 2,5 \times 11,74 = 29,35 \text{ KN}$$

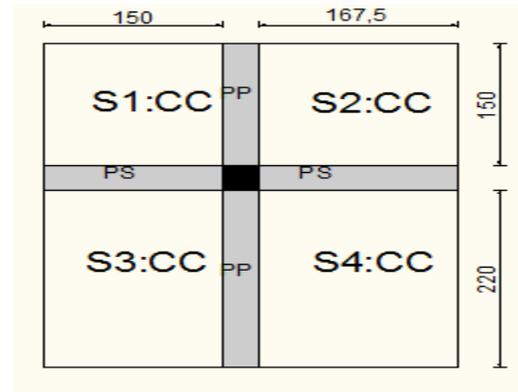


Figure II.12. Surface afférente du niveau RDC

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par (le DTR.BC2.2.ART6.3) comme suit :

Sous la toiture : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum Q_{in1}$

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

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau P1 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G(KN)	surcharges Q(KN)
8	0	Tuile	5.1	11.81
		Plancher	58.57	
		Poteau (30× 35)	8.0325	
		Poutres	18.34	
		Potelet (25× 25)	2.68	
Somme			92.72	11.81
7	1	Venant de 8	92.72	29.52
		Plancher	62.34	
		Poteau (30× 35)	8.0325	
		Poutres	18.34	
Somme			181.43	29.52
6	2	Venant de 7	181.43	45.45
		Plancher	62.34	
		Poteau (35× 40)	10.71	

		Poutres	18.34	
		Somme	272.82	45.45
5	3	Venant de 6	272.82	59.62
		Plancher	62.34	
		Poteau (35× 40)	10.71	
		Poutres	18.34	
		Somme	364.21	
4	4	Venant de 5	364.21	72.02
		Plancher	62.34	
		Poteau (40× 45)	13.77	
		Poutres	18.34	
		Somme	458.66	
3	5	Venant de 4	458.66	82.65
		Plancher	62.34	
		Poteau (40× 45)	13.77	
		Poutres	18.34	
		Somme	553.11	
2	6	Venant de 3	553.11	91.5
		Plancher	62.34	
		Poteau (45× 50)	17.21	
		Poutres	18.34	
		Somme	651	
1	7	Venant de 2	651	100.32
		Plancher	62.34	
		Poteau (45× 50)	17.21	
		Poutres	18.34	
		Somme	748.89	
RDC	9	Venant de 1	748.89	117.21
		Plancher	62.34	
		Poteau (50× 55)	32.72	
		Poutres	18.34	
		Somme	862.29	
Sous-sol	10	Venant de RDC	862.29	153.24
		Plancher	62.34	
		Poteau (50× 55)	28.05	
		Poutres	18.34	
		Somme	971.02	
ELU			1,35G=1310.87	1.5Q=229.87
Effort normal à la base du poteau			$N_u = 1540.74$	

5.2. Pré dimensionnement du Poteau P2

5.2.1. Surfaces afférentes

❖ Sous-sol :

$$S1=3,52 m^2$$

$$S3= 2,51m^2$$

$$S2= 3,15m^2$$

$$S4= 2,25 m^2$$

$$G_{pp} = 10,8KN$$

$$G_{ps}= 7,14KN \Rightarrow G_{poutres}$$

$$=17.94KN$$

$$G=60,6KN$$

$$Q=57.15KN$$

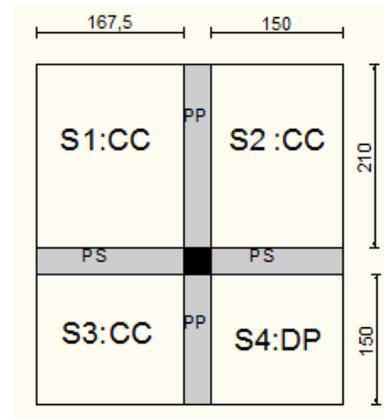


Figure II.13. Surface afférente du niveau sous-sol

❖ Du 1^{er} au 8^{ème} niveau et RDC :

$$S1=3,52m^2$$

$$S3=2, 51 m^2$$

$$S2=2,94 m^2$$

$$S4= 2, 25 m^2$$

$$G_{pp} = 10,8KN$$

$$G_{ps} = 7,14KN \Rightarrow G_{poutres} = 17,94 KN$$

$$G=70 KN$$

$$Q= 22,02KN$$

$$Q_{RDC}=28.05KN$$

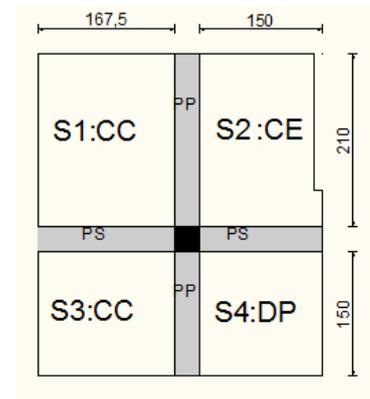


Figure II.14. Surface afférente du 1^{er} au 8^{ème} niveau et RDC

❖ Terrasse inaccessible:

$$S1=3.52 m^2$$

$$S3= 2.51m^2$$

$$S2=3.15 m^2$$

$$S4= 2.25 m^2$$

$$G_{pp} = 10,8KN$$

$$G_{ps} = 7,14 KN \Rightarrow G_{poutres} = 17.94 KN$$

$$G= 54.64KN$$

$$Q= 11.43KN$$

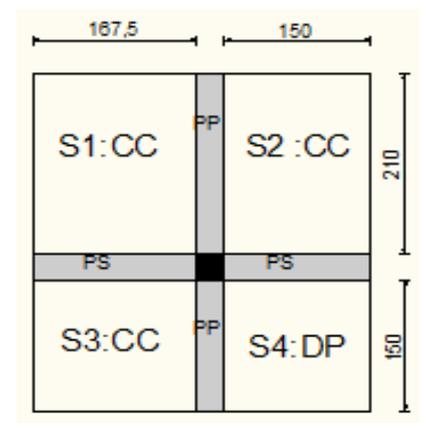


Figure II.15. Surface afférente de la terrasse inaccessible

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau P2 sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau II.13. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G(KN)	surcharges Q(KN)
8	0	Tuile	4.93	11.43
		Planche	54.64	
		Poteau (30× 35)	8.0325	
		Poutres	17.94	
		Potelet(25× 25)	2.55	
		Somme	88.09	11.43
7	1	Venant de 8	88.09	33.45
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (30× 35)	8.0325	
		Poutres	17.94	
		Somme	184.06	33.45
6	2	Venant de 7	184.06	53.26
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (35× 40)	10.71	
		Poutres	17.94	
		Somme	282.71	53.26
5	3	Venant de 6	282.71	70.88
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (35× 40)	10.71	
		Poutres	17.94	
		Somme	381.36	70.88
4	4	Venant de 5	381.36	86.29
		Plancher	70	
		Poteau (40× 45)	13.77	
		Poutres	17.94	
		Somme	483.07	86.29
3	5	Venant de 4	483.07	99.51
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (40× 45)	13.77	
		Poutres	17.94	
		Somme	584.78	99.51
2	6	Venant de 3	584.78	110.52
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (45× 50)	17.21	
		Poutres	17.94	
		Somme	689.93	110.52
1	7	Venant de 2	689.93	121.48
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (45× 50)	17.21	
		Poutres	17.94	
		Somme	795.08	121.48

RDC	8	Venant de 1	795.08	136.68
		Plancher+Escalier	70	
		Poteau (50× 55)	30.38	
		Poutres	17.94	
Somme		913.4	136.68	
Sous-sol	10	Venant de RDC	913.4	170.83
		Plancher+Escalier	60.6	
		Poteau (50× 55)	28.05	
		Poutres	17.94	
Somme		1019.99	170.83	
ELU		1,35G=1376.98	1.5Q=256.24	
Effort normal à la base du poteau		N_u=1633.22		

5.3. Pré dimensionnement du Poteau P3 :

5.1. Surfaces afférentes

Sous-sol :

S1=3,15m² S3= 2,25m²

S2=1,75 m² S4= 2,14 m²

G_{pp} = 10,8KN G_{ps} = 6,8KN G_{p-ch}= 3.43KN

⇒ G poutres =21.03KN

G=80KN Q=44.1KN

RDC :

S1=3m² S3= 2.25m²

S2= 3.2m² S4= 2,13 m²

G_{pp} = 10,8KN G_{ps}= 6,8KN G_{p-ch}= 3.43KN

⇒ G poutres =21.03KN

G=89.21KN Q=29.6KN

P- CH: poutre de chainage

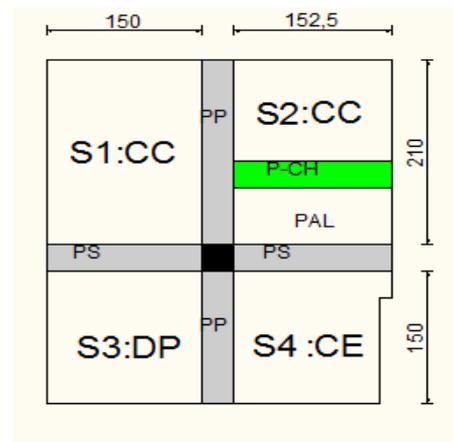


Figure II.16. Surface afférente du niveau Sous-sol

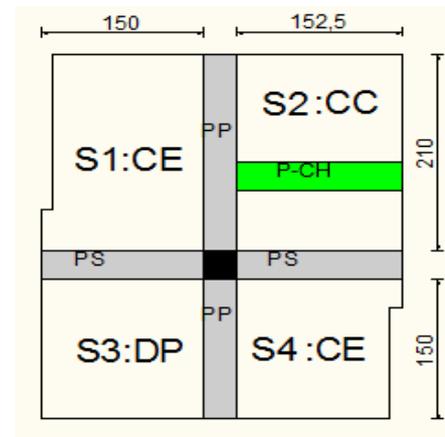


Figure II.17. Surface afférente du niveau RDC

Du 1^{ere} au 8^{eme} niveau

$S1=3m^2$ $S3= 2.25m^2$

$S2= 3.2m^2$ $S4= 2.3 m^2$

$G_{pp} = 10,8KN$ $G_{ps} = 6,8KN \Rightarrow G \text{ poutres} =17.6KN$

$G=67.6KN$ $Q=21.37KN$

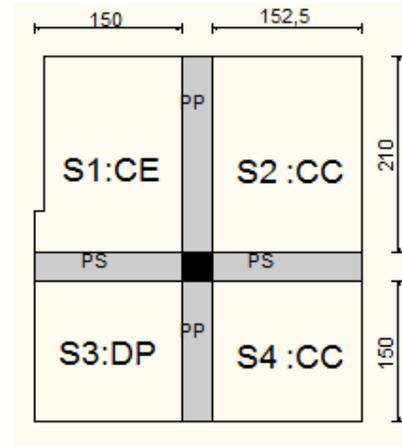


Figure II.18. Surface afférente du 1^{ere} au 8^{eme} niveau

Terrasse inaccessible

$S1=3.15 m^2$ $S3= 2.25m^2$

$S2=3.2 m^2$ $S4= 2.29 m^2$

$G_{pp} = 10,8KN$ $G_{ps} = 6.8 KN \Rightarrow G \text{ poutres} =17.6 KN$

$G= 51.96$ $Q= 10.89KN$

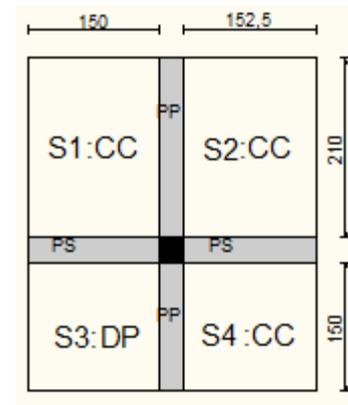


Figure II.19. Surface afférente de la terrasse inaccessible

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau P3 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P3)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G(KN)	surcharges Q(KN)
8	0	Tuile	4.68	10.98
		Plancher	51.96	
		Poteau (30× 35)	8.0325	
		Poutres	17.6	
		Potelet (25× 25)	2.55	
		Somme	84.82	10.89
		Venant de 8	84.82	

7	1	Plancher+Escalier	67.6	32.26
		Poteau (30× 35)	8.0325	
		Poutres	17.6	
	Somme		178.05	32.26
6	2	Venant de 7	178.05	51.49
		Plancher+Escalier	67.6	
		Poteau (35× 40)	10.71	
	Poutres	17.6		
Somme		273.96	51.49	
5	3	Venant de 6	273.96	68.58
		Plancher+Escalier	67.6	
		Poteau (35× 40)	10.71	
	Poutres	17.6		
Somme		369.87	68.58	
4	4	Venant de 5	369.87	83.54
		Plancher	67.6	
		Poteau (40× 45)	13.77	
	Poutres	17.6		
Somme		468.84	83.54	
3	5	Venant de 4	468.84	96.37
		Plancher+Escalier	67.6	
		Poteau (40× 45)	13.77	
	Poutres	17.6		
Somme		567.81	96.37	
2	6	Venant de 3	567.81	107.05
		Plancher+Escalier	67.6	
		Poteau (45× 50)	17.21	
	Poutres	17.6		
Somme		670.22	107.05	
1	7	Venant de 2	670.22	117.69
		Plancher+Escalier	67.6	
		Poteau (45× 50)	17.21	
	Poutres	17.6		
Somme		772.63	117.69	
RDC	8	Venant de 1	772.63	134.08
		Plancher+Escalier	89.21	
		Poteau (50× 55)	28.05	
	Poutres	21.03		
Somme		910.92	134.08	
Sous-sol	9	Venant de RDC	910.92	159.6
		Plancher+Escalier	80	
		Poteau (50× 55)	28.05	
	Poutres	21.03		
Somme		1040	159.6	
ELU		1,35G=1404	1.5Q=239.4	
Effort normal à la base du poteau		$N'_u=1643.4$		

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau P3, l'effort normal ultime :

$$N'_u = 1643.4 \text{ KN}$$

Selon CBA (Art B.8.1.1) l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_U = 1.1 \times N'_u = 1.1 \times 1643.4 = 1807.74 \text{ KN}$$

6. Vérifications à faire

➤ Vérification à la compression simple

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1807.74 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B \geq 0.127 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

Pour le poteau a la base (Sous-sol) $B = 0.5 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,127 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Tableau II.15. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{cal}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{cal} (m ²)	
8	143.92	0.105	0.01	Vérifiée
7	317.63	0.105	0.022	Vérifiée
6	491.78	0.14	0.034	Vérifiée
5	662.41	0.14	0.046	Vérifiée
4	834.07	0.18	0.058	Vérifiée
3	1002.2	0.18	0.07	Vérifiée
2	1171.9	0.225	0.082	Vérifiée
1	1341.54	0.225	0.094	Vérifiée
RDC	1573.9	0.275	0.11	Vérifiée
Sous - sol	1807.7	0.275	0.127	Vérifiée

➤ Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

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

l_0 = hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale

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

As \in [0,8 % Br ; 1,2 % Br]

On prend As = 1% \times Br.

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

$$Br = (b-2) \times (h-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq Br^{cal}$

Tableau II.16. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq Br^{cal})$		Observation
					B_r	Br^{cal}	
8	143.92	0.1	18.6	0.8	0.09	0.008	Vérifiée
7	317.63	0.1	18.6	0.8	0.09	0.018	Vérifiée
6	491.78	0.12	15.5	0.82	0.13	0.027	Vérifiée
5	662.41	0.12	15.5	0.82	0.13	0.036	Vérifiée
4	834.07	0.13	14.31	0.83	0.16	0.045	Vérifiée
3	1002.2	0.13	14.31	0.83	0.16	0.054	Vérifiée
2	1171.9	0.14	12.93	0.83	0.21	0.064	Vérifiée
1	1341.54	0.14	12.93	0.83	0.21	0.073	Vérifiée
RDC	1573.9	0.16	16.33	0.82	0.254	0.087	Vérifiée
Sous-sol	1807.7	0.16	16.33	0.82	0.254	0.1	Vérifiée

➤ **Vérifications des Condition de RPA 99**

1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifié.
2. $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

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

7.Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments et avoir procédé à faire les vérifications nécessaires. On a adopté pour les éléments les sections suivantes :

➤ **Les poutres :**

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) cm^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 30) cm^2$

➤ **Les poteaux :**

- Sous-sol et RDC : $(b \times h) = (50 \times 55) cm^2$
- Etage 1 et 2 : $(b \times h) = (45 \times 50) cm^2$
- Etage 3 et 4 : $(b \times h) = (40 \times 45) cm^2$
- Etage 5 et 6 : $(b \times h) = (35 \times 40) cm^2$
- Etage 7 et 8 : $(b \times h) = (30 \times 35) cm^2$

➤ **Voile :**

- Sous-sol et RDC : $e = 25 cm$
- Etage 1 a 8 : $e = 15 cm$

Chapitre III

1. 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'ascenseur.
- les poutres de chaînage.

2. Calcul des planchers

2.1. Planchers 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 $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$; et présente une bonne isolation thermique et phonique.

2.1.1. 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.

2.1.1.1 Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes de la RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- a) *La méthode forfaitaire.*
- b) *La méthode de Caquot.*

a.1) Méthode Forfaitaire

➤ Domaine d'application

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- 1) Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$
- 2) Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$.
- 3) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- 4) Fissuration peu nuisible (F.P.N).

➤ Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : Moment isostatique maximal dans la travée.

Les diagrammes des moments qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

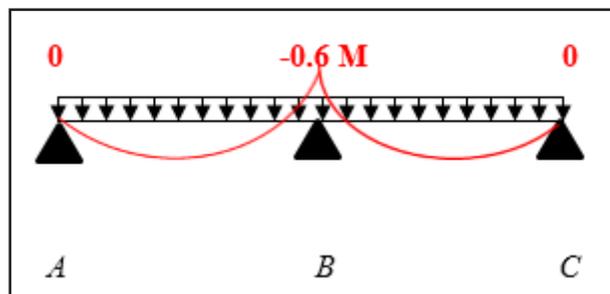


Figure III.1. Diagramme des moments à deux travées

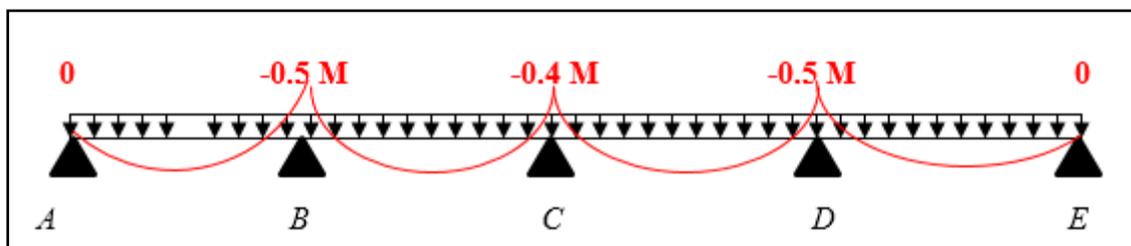


Figure III.2. Diagrammes des moments à plusieurs travées

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge.
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

b.1) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharges élevée

$$Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G).$$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite \rightarrow on applique la méthode de Caquot minorée, on remplace la charge permanent G par $G = 2/3G$ pour la calcul des moments au niveau des appuis seulement

➤ Application de la méthode

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

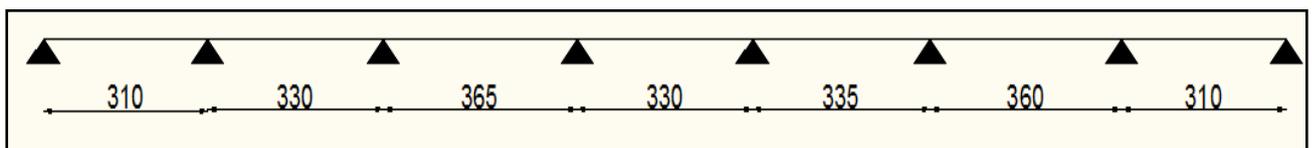
$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

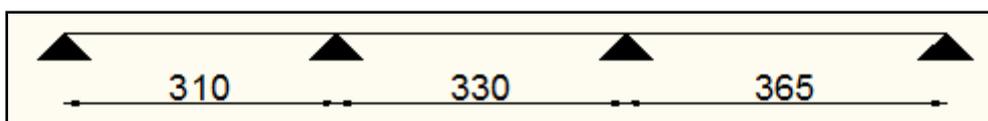
- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

2.1.1.2. Les différents types de poutrelles

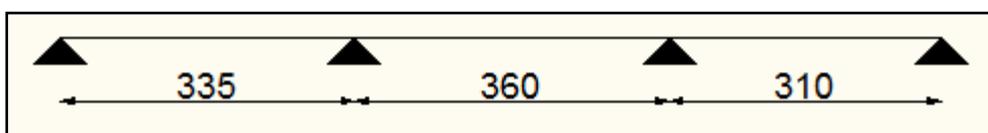
Types 1 (étage courant, terrasse inaccessible et service)

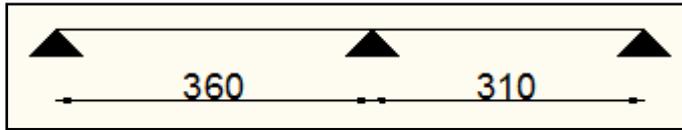
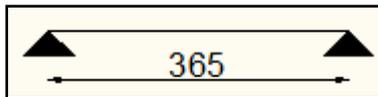


Types 2 (service et étage courant, terrasse inaccessible)



Type 3 :(service ; étage courant et terrasse inaccessible)



Type 4 : (service)**Type 5 : (commerce)**➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1, 2,3et4	Vérifiées	- $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ - F. P.N - $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ - $I = \text{Constant}$	Méthode forfaitaire
Type 5	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

2.1.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4 : plancher service)

➤ Schéma statique

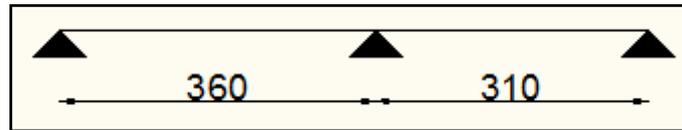


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle.

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III.2. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher service	5.27	2.5	0.65	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 10.86$	$q_u = P_u \times 10$ $q_u = 7.06$
				$P_s = G + Q$ $P_s = 7.77$	$q_s = P_s \times 10$ $q_s = 5.05$

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

✓ Calcul des moments

Moments isostatiques

$$\text{On a } M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 11,44 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 8,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis

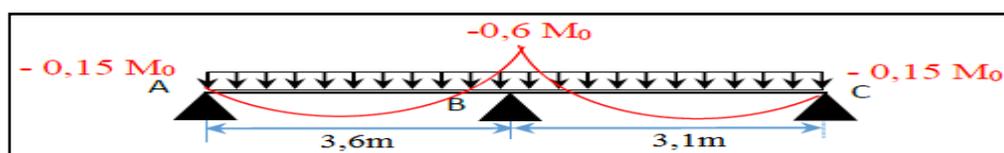


Figure III.4. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées.

✓ **appui intermédiaire**

$$M_a^{\text{int}} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{int}} = -6,86 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{int}} = -4,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **appuis de rives**

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

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{\text{rive}} = -0,15 M_0$

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

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{rive}} = -1,72 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{rive}} = -1,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{2,5 + 5,27} = 0,321$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0963 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,65 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\text{ELU : } M_{AB}^t \geq 9.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{AB}^t \geq 6.52 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\text{ELU : } M_{BC}^t \geq 5.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{BC}^t \geq 4.2 \text{ KN.m}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants

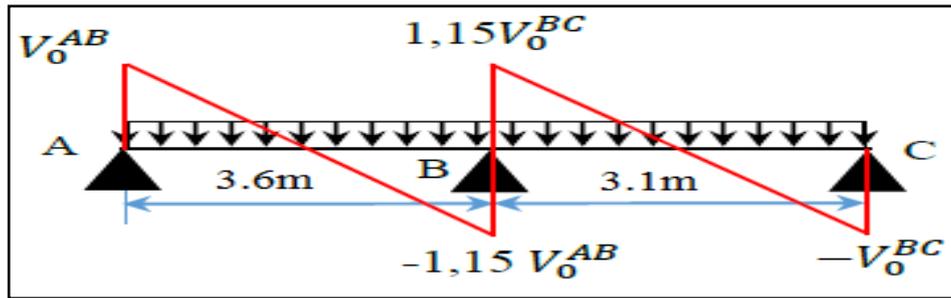


Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.

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

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 12,71 \text{ KN} \\ V_B = -14,61 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 12,58 \text{ KN} \\ V_C = -10,9 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	- 0.96	- 4.315	5.77	10.547	- 0.69	- 3.138	4.196
T2	- 1.33	-4.436	7.1	10.694	-0.97	-3.226	5.163
T3	-1.12	-4.315	5.692	10.547	-0.82	-3.138	4.139
Max	-1.33	-4.436	7.1	10.694	-0.97	-3.226	5.163

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage courant (habitation)

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.096	-4.931	6.757	12.052	-0.793	-3.565	4.885
T2	-1.52	-5.069	8.278	12.22	-1.099	-3.665	5.985
T3	-1.28	-4.931	6.642	12.052	-0.926	-3.565	4.803
Max	-1.52	-5.069	8.278	12.22	-1.099	-3.665	5.985

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans le plancher service

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.272	-5.72	8.192	13.983	-0.910	-4.092	5.86
T2	-1.764	-5.88	9.956	14.177	-1.261	-4.206	7.121

T3	-1.485	-5.72	8.004	13.983	-1.062	-4.092	5.725
T4	-1.72	-6.864	9.113	14.618	-1.22	-4.91	6.518
Max	-1.764	-6.864	9.956	14.618	-1.261	-4.91	7.121

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage sous-sol (commerce)

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T5	-2.372	/	15.819	17.336	-1.667	/	11.118
Max	-2.372	/	15.819	17.336	-1.667	/	11.118

2.1.2 Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul (type 4 de service)

$$\text{Données: } ELU \begin{cases} M_t = 9,956 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6,864 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,764 \text{ KN.m} \\ V = 14,618 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7,121 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -4,91 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,261 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures en travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

a) Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,09956 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,09956}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,033 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034} \right] = 0,041$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,041) = 0,177 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,09956}{0,177 \times 348} = 1,62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,62 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

b.1) Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{6,864 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,149 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,161 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,2 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,165 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,19 \text{ cm}^2$$

b.2) Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,764 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,038 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,048 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,764 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,286 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,286 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Choix des barres**

En travée :..... $A = 1,62 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 + 2HA8 = 1,80 cm^2

En appui intermédiaire :..... $A = 1,19 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = 1,57 cm^2

En appui de rive :..... $A = 0,286 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0,79 cm^2

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(8 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

❖ **Vérifications nécessaires**a) **Vérifications à l'ELU**➤ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 14,618 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 0,81 \text{ MPa}$$

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

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 101,33 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 14,618 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,42 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2,59 \text{ cm}^2 > 0,42 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(14,618 \times 10^{-3} - \frac{6,864 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,797 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

❖ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d; (30 - 4)\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 14,618\text{KN} < 108,135\text{KN}$vérifié

❖ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_1^u = 0,954 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

b) Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

❖ Vérification des contraintes

➤ En travée

▪ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,8 \times 10^{-4}(0,18 - 0,04)$$

$$H = 1,42 \text{ cm} > 0$$

Donc : $H > 0$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 32,5 y^2 + 27 y - 486 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 252,80 \quad \Rightarrow \quad y = 3,47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,47)^3}{3} + 15 \times 1,8(18 - 3,47)^2$$

$$I = 6605,54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,121 \times 10^{-3}}{6605,54 \times 10^{-8}} \times 3,47 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ En appui intermédiaire

▪ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -0,0002 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

▪ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 95,04 \quad \Rightarrow \quad y = 7,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (7,15)^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 7,15)^2$$

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,91 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 7,15 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 9,39 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche

➤ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 3,65 \text{ m} ; M_{0s} = 8,41 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 7,121 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,847 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 20 \text{ cm} > 20,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A = 1,80 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3650}{500} = 7,3 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0,847 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,847 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,847 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 4,82 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3,44 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 7,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

avec: $j = G - G^{revêtement} = 5,27 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,36) = 3,75 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10721,4 \text{ MPa} \\ E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ **Coefficients λ, μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 4,27 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,71 \end{array} \right. \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1,80}{10 \times 18} = 1 \%$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 159,03 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 113,5 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 234,92 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 6605,54 \text{ cm}^4 \\ y = 3,47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,565 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,446 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,68 \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 0,0654 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0) - (v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 17434,81 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5617.73 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6600.56 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4911.05 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 9756.13 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6.08 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 2.138 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 5.95 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 3.52 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,372 \text{ mm} < \bar{f} = 7,3 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)
Terrasse	Travée	7.1	0.024	0.03	0.178	1.15	1.41	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	4.436	0.015	0.019	0.179	0.75	0.22	2HA8=1.01
	appui de rive	1.33	0.004	0.005	0.18	0.22	0.22	1HA8=0.5
Etage courant	Travée	8.278	0.028	0.036	0.177	1.34	1.41	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	5.069	0.11	0.146	0.169	0.86	0.22	2HA8=1.01
	appui de rive	1.52	0.033	0.042	0.177	0.25	0.22	1HA8=0.5
Etage service	Travée	9.956	0.033	0.041	0.177	1.62	1.41	2HA8+1HA10=1.8
	Appui Inter	6.864	0.149	0.2	0.165	1.19	0.22	2HA10=1.57
	appui de rive	1.764	0.038	0.048	0.177	0.286	0.22	1HA10=0.79
Sous Sol	Travée	15.819	0.053	0.068	0.175	2.6	1.41	2HA10+1HA12=2.7
	appui de rive	2.372	0.052	0.067	0.175	0.39	0.22	1HA8=0.5

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau u < \tau$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_{lmin}(cm^2) \geq$		Bielle $Vu \leq 0.267. \alpha. b0. fc28$ (KN)	Jonction $\tau 1u \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{y_s}{f_e} Vu$	$\frac{y_s}{f_e} (vu + \frac{M_u^{int}}{0.9 \times d})$		
Terrasse	0.59 < 3.33	3.2 > 0.307	2.81 > -0.479	10.694 < 108.135	0.739 < 3.33
Etage courant	0.678 < 3.33	3.2 > 0.35	2.81 > -0.548	12.22 < 108.135	0.844 < 3.33
Etage service	0.81 < 3,33	2.59 > 0.42	3.37 > -0.797	14.168 < 108.135	0.979 < 3.33
Sous sol	0.963 < 3.33	3.2 > 0.49	/	17.336 < 108.135	1.19 < 3.33
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	Mts (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Terrasse	Travée	7.1	1.8	3.47	6605.54	3.72 < 15	Vérifiée
	Appui	-3.226	1.01	6.023	2901.54	6.69 < 15	Vérifiée
Etage courant	Travée	5.985	1.8	3.47	6605.54	3.14 < 15	Vérifiée
	Appui	-3.665	1.01	6.023	2901.55	7.6 < 15	Vérifiée
Etage service	Travée	7.121	1.8	3.47	6605.54	3.74 < 15	Vérifiée
	Appui	-4.91	1.57	7.15	3990.78	9.39 < 15	Vérifiée
Sous sol	Travée	11.118	2.7	4.156	8001.28	5.77 < 15	Vérifiée
	Appui	-1.667	/	/	/	/	/

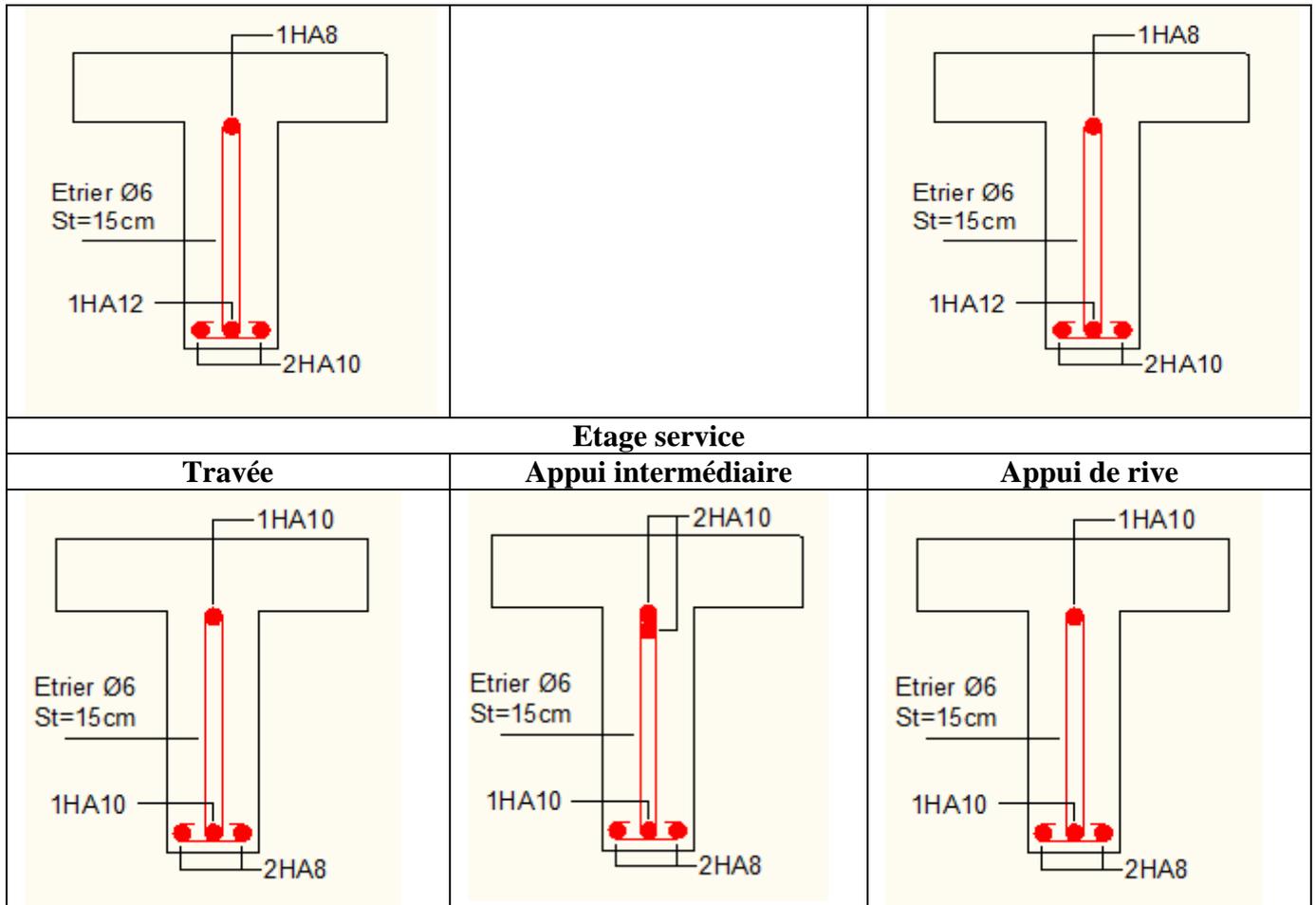
Tableau III.10. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Terrasse	Etage courant	Etage service	Sous sol
L (m)	3.65	3.65	3.65	3.65
$q_{j ser}$ (KN/m)	2.99	2.44	2.44	2.44
$q_{g ser}$ (KN/m)	3.224	3.43	3.43	3.43
$q_{p ser}$ (KN/m)	3.874	4.4	5.05	6.67
$M_{j ser}$ (KN.m)	3.98	3.31	4.82	6.24
$M_{g ser}$ (KN.m)	4.29	4.66	3.44	5.7
$M_{p ser}$ (KN.m)	5.163	5.98	7.12	11.11
I (cm ⁴)	6605.5	6605.54	6605.54	8001.28
I ₀ (cm ⁴)	17434.81	17428	17428	19133
λ_i	4.27	4.27	4.27	2.84

λ_v	1.708	1.71	1.708	1.14
σ_{st}^j (MPa)	131.32	109.21	113.5	161.94
σ_{st}^g (MPa)	141.55	153.75	159.03	147.93
σ_{st}^p (MPa)	170.25	197.31	234.92	288.34
μ_j	0.5	0.43	0.446	0.68
μ_g	0.53	0.56	0.565	0.66
μ_p	0.59	0.63	0.68	0.81
$I_{fji}(cm^4)$	6117.48	6759.56	6600.56	7180.09
$I_{fgi}(cm^4)$	5877.32	5653.1	5617.73	7321.8
$I_{fpi}(cm^4)$	5449.46	5195.19	4911.05	6376.89
$I_{fgv}(cm^4)$	10066.08	9793.01	9756.13	12009.98
f_{ji} (mm)	2.7	2.01	2.138	3.56
f_{gi} (mm)	3	3.38	3.52	5.85
f_{pi} (mm)	3.9	4.72	5.95	7.15
f_{gv} (mm)	5.2	5.85	6.08	3.19
Δf (mm)	3.4	5.18	6.372	6.25
f_{adm} (mm)	7.3	7.3	7.3	7.3
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Etage courant + Terrasse		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Sous-sol		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive



✓ **Etude de la dalle de compression**

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

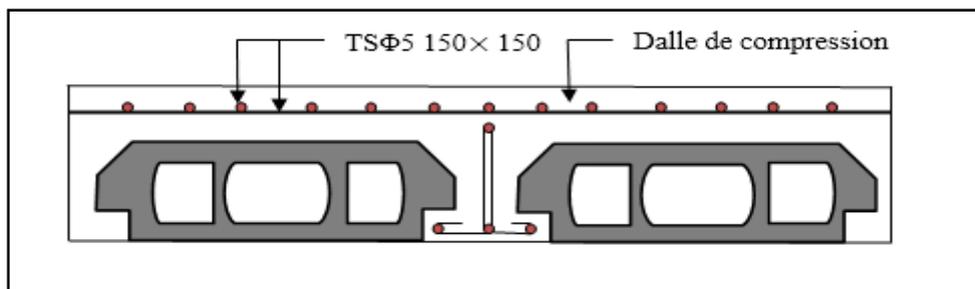


Figure III. 6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

2.2. Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

2.2.1. Les différentes dalles

Tableau III.12. Données des différents types de dalle pleine

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	1.25	3	0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3
D2	1.25	3.45	0.36	/	/	/	/
D3	1.21	3	/	/	/	/	/
D4	1.21	3.05	/	/	/	/	/
D5	1.3	3	/	/	/	/	/
D6	1.25	3.35	/	/	/	/	/
D7	1.3	3.35	/	/	/	/	/
D8	1.25	3.3	/	/	/	/	/
D9	1.3	3.05	/	/	/	/	/
D10	3	3	1	0.0368	1	0.0441	1

2.2.2. Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur « D10 »

$$G = 5,42 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$A \text{ l'ELU : } P_u = (1,35 \times 5,42) + (1,5 \times 2,5) = 11,067 \text{ KN/m}$$

$$A \text{ l'ELS : } P_s = (5,42 + 2,5) = 7,92 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 3 \text{ m}$$

$$L_y = 3 \text{ m}$$

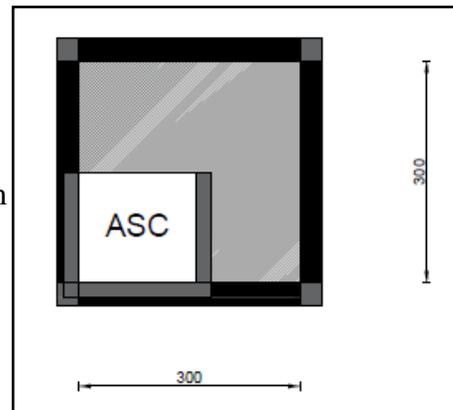


Figure.III.7. Schéma statique de la dalle D10

$P = L_x/L_y = 3/3 = 1 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille sur deux sens L_x, L_y

❖ Calcul a l'ELU

$$\rightarrow v = 0 \quad \rho = 1 \quad \mu_x = 0,0368 \quad \mu_y = 1$$

➤ Calcul les moments isostatiques

$$M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 3,66 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels dans la dalle**

En appuis

$$M_a^x = -0,5M_0^x = -1.83 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M^x = 0,75 \times M_0^x = 2.745 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 0,75 \times M_0^y = 2.745 \text{ KN.m}$$

2.2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \cdot e) = (100 \cdot 12) \text{ cm}^2$

➤ **En travée**

• **Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,002745}{14,2 \times 1 \times 0,1^2} = 0,019 < \mu_\ell = 0,393$$

$$\mu_{bu} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_t = \frac{M^x}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,024 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,099m \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,71 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Sens y-y**

$$\mu_{bu} = \frac{M^y}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,002745}{14,2 \times 1 \times 0,1^2} = 0,019 < \mu_\ell = 0,393$$

$$\mu_{bu} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_t = \frac{M^y}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,024 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,099m \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,71 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{Ma^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,00183}{14,2 \times 1 \times 0,1^2} = 0,012 < \mu_\ell = 0,393$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_t = \frac{M^{xy}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,016 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,099m \end{cases} \Rightarrow A_t = 0,53cm^2$$

Donc on choisit $A_t = 3HA10 = 2,36cm^2/ml$

❖ Vérification condition non fragilité**➤ En travée****• Sens x-x**

Pour $h \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho = 1$

$$A_{min} = \frac{P_0}{2}(3 - \rho) \times b \times e \quad \text{avec} \quad P_0 = 0,0008$$

$$A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

• Sens y-y

$$A_{min} = b \times e \times \rho_0 = 0,96 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2/ml \quad A_{min} > A_{calculé}$$

❖ Calcul de l'espacement

Sens x-x : on opte pour $St = 33cm < \min(3e, 33cm)$

Sens y-y : on opte pour $St = 33 \text{ cm} < \min(4e, 45cm)$

❖ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_x^4 + L_y^4)} = 8,3 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{ux} = 8,3 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{(L_x^4 + L_y^4)} = 8,3 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{uy} = 8,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,083 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

- **Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{8.3}{1 \times 0.1} \times 10^{-3} = 0.083 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa}$$

- **Sens y-y**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{8.3}{1 \times 0.1} \times 10^{-3} = 0.083 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire

➤ **Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50y^2 + 35,4y - 354 = 0$$

$$Y = 2,33 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow 33,33 \times 2,33^3 + 15 \times 2,36(10 - 2,33)^2$$

$$I = 2503,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{2,35 \cdot 10^{-3}}{2503,9 \cdot 10^{-8}} \times 0,0233 \leq 0,6 \times 25$$

$$2,18 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$15 \times \frac{2,35 \cdot 10^{-3}}{2503,9 \cdot 10^{-8}} (0,1 - 0,0233) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 108,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Tableau III.13. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
Balcons	D1	1.61	0.4	-0.95	6.88	0.49	1.16	0.34	-0.68
	D2	1.88	/	-0.88	7.095	/	1.33	/	-0.78
	D3	9.79	2.84	-5.76	6.86	/	6.92	2.006	-4.07
	D4	10.14	2.84	-5.96	6.7	/	7.16	0.94	-4.21
	D5	10.33	3.53	-6.07	7.12	0.57	7.3	2.5	-3.65
	D6	12.68	3.14	-7.46	7.095	/	8.96	2.22	-5.27
	D7	13.18	3.53	-7.75	7.37	/	9.31	2.49	-5.47
	D8	12.31	3.14	-7.24	7.095	/	8.69	2.21	5.11
	D9	10.73	3.53	-6.31	7.14	0.55	7.58	2.49	4.46
Plancher	D10	2.745	2.745	-1.83	8.3	8.3	2.35	2.35	1.57
Sous-Sol	D'10	3.68	3.68	-2.45	11.11	11.11	3.1	3.1	2.06

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

Types	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs
D1	6.88	$0,076 \leq 1.17$	Vérifiée	0.49	$0.0054 \leq 1.17$	Vérifiée
D2	7.095	$0.078 \leq 1.17$	Vérifiée	/	/	/
D3	6.86	$0.076 \leq 1.17$	Vérifiée	/	/	/
D4	6.7	$0.074 \leq 1.17$	Vérifiée	/	/	/
D5	7.12	$0.079 \leq 1.17$	Vérifiée	0.57	$0.0063 \leq 1.17$	Vérifiée
D6	7.095	$0.078 \leq 1.17$	Vérifiée	/	/	/
D7	7.37	$0.081 \leq 1.17$	Vérifiée	/	/	/
D8	7.095	$0.078 \leq 1.17$	Vérifiée	/	/	/
D9	7.14	$0.079 \leq 1.17$	Vérifiée	0.55	$0.0061 \leq 1.17$	Vérifiée
D10	8.3	$0.083 \leq 1.17$	Vérifiée	8.3	$0.083 \leq 1.17$	Vérifiée
D'10	11.11	$0.111 \leq 1.17$	Vérifiée	11.11	$0.111 \leq 1.17$	Vérifiée

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

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)
D1	X-X	1.61	0.014	0.017	0.089	0.52	0.92	3HA10=2.36
	Y-Y	0.4	0.0034	0.0043	0.089	0.13	0.72	3HA10=2.36
	Appui	0.95	0.0082	0.01	0.089	0.31	1.09	3HA10=2.36
D2	X-X	1.88	0.016	0.02	0.089	0.61	0.96	3HA10=2.36
	Appui	0.88	0.0076	0.0096	0.089	0.28	1.09	3HA10=2.36
D3	X-X	9.79	0.085	0.111	0.085	3.3	1.24	5HA10=3.93
	Y-Y	2.84	0.024	0.031	0.088	0.93	0.96	3HA10=2.36
	Appui	5.76	0.05	0.064	0.087	1.9	1.09	3HA10=2.36
D4	X-X	10.14	0.088	0.115	0.085	3.43	1.25	5HA10=3.93
	Y-Y	2.84	0.024	0.031	0.088	0.93	0.96	3HA10=2.36
	Appui	5.96	0.051	0.066	0.087	1.96	1.09	3HA10=2.36

D5	X-X	10.33	0.09	0.118	0.085	3.5	1.23	5HA10=3.93
	Y-Y	3.53	0.03	0.039	0.088	1.15	0.96	3HA10=2.36
	Appui	6.07	0.052	0.067	0.087	2	1.09	3HA10=2.36
D6	X-X	12.68	0.11	0.146	0.084	4.34	1.26	4HA12=4.52
	Y-Y	3.14	0.027	0.034	0.088	1.03	0.96	3HA10=2.36
	Appui	7.46	0.065	0.084	0.086	2.5	1.09	4HA10=3.14
D7	X-X	13.18	0.114	0.152	0.084	4.5	1.25	4HA12=4.52
	Y-Y	3.53	0.03	0.039	0.088	1.15	0.96	3HA10=2.36
	Appui	7.75	0.067	0.087	0.086	2.59	1.09	4HA10=3.14
D8	X-X	12.31	0.107	0.142	0.084	4.21	1.26	4HA12=4.52
	Y-Y	3.14	0.027	0.034	0.088	1.03	0.96	3HA10=2.36
	Appui	7.24	0.063	0.081	0.087	2.4	1.09	4HA10=3.14
D9	X-X	10.73	0.093	0.0122	0.085	3.63	1.26	4HA12=4.52
	Y-Y	3.53	0.03	0.039	0.088	1.16	0.96	3HA10=2.36
	Appui	6.31	0.054	0.07	0.087	2.08	1.09	3HA10=2.36
D10	X-X	2.745	0.019	0.024	0.099	0.71	0.96	3HA10=2.36
	Y-Y	2.745	0.019	0.024	0.099	0.71	0.96	3HA10=2.36
	Appui	1.83	0.012	0.016	0.099	0.53	1.2	3HA10=2.36
D'10	X-X	3.68	0.025	0.032	0.098	1.1	0.96	3HA10=2.36
	Y-Y	3.68	0.025	0.032	0.098	1.1	0.96	3HA10=2.36
	Appui	2.45	0.017	0.021	0.099	0.71	0.96	3HA10=2.36

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

Types	Sens	Ms (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs
D1	X-X	1.16	2.19	1991.8	$1.27 \leq 15$	Vérifiée	$59.45 \leq 201.6$	Vérifiée
	Y-Y	0.34	2.19	1991.8	$0.37 \leq 15$	Vérifiée	$17.42 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	0.68	2.19	1991.8	$0.75 \leq 15$	Vérifiée	$34.84 \leq 201.6$	Vérifiée
D2	X-X	1.33	2.19	1991.8	$1.47 \leq 15$	Vérifiée	$68.16 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	0.78	2.19	1991.8	$0.85 \leq 15$	Vérifiée	$39.97 \leq 201.6$	Vérifiée
D3	X-X	6.92	2.19	1991.8	$7.63 \leq 15$	Vérifiée	$217.57 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	2.006	2.19	1991.8	$2.21 \leq 15$	Vérifiée	$102.8 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	4.07	2.19	1991.8	$4.49 \leq 15$	Vérifiée	$208.57 \leq 201.6$	N.V
D4	X-X	7.16	2.19	1991.8	$7.9 \leq 15$	Vérifiée	$225.11 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	0.94	2.19	1991.8	$1.04 \leq 15$	Vérifiée	$29.55 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	4.21	2.19	1991.8	$4.64 \leq 15$	Vérifiée	$215.75 \leq 201.6$	N.V
D5	X-X	7.3	2.19	1991.8	$8.04 \leq 15$	Vérifiée	$229.51 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	2.5	2.19	1991.8	$2.75 \leq 15$	Vérifiée	$128.11 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	3.65	2.19	1991.8	$4.02 \leq 15$	Vérifiée	$187.05 \leq 201.6$	Vérifiée
D6	X-X	8.96	2.19	1991.8	$9.87 \leq 15$	Vérifiée	$246.56 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	2.22	2.19	1991.8	$2.45 \leq 15$	Vérifiée	$113.76 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	5.27	2.19	1991.8	$5.8 \leq 15$	Vérifiée	$205.33 \leq 201.6$	N.V
D7	X-X	9.31	2.19	1991.8	$10.25 \leq 15$	Vérifiée	$256.19 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	2.49	2.19	1991.8	$2.74 \leq 15$	Vérifiée	$127.6 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	5.47	2.19	1991.8	$6.03 \leq 15$	Vérifiée	$213.12 \leq 201.6$	N.V
D8	X-X	8.69	2.19	1991.8	$9.58 \leq 15$	Vérifiée	$239.13 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	2.21	2.19	1991.8	$2.44 \leq 15$	Vérifiée	$113.25 \leq 201.6$	Vérifiée

	Appui	5.11	2.19	1991.8	$5.63 \leq 15$	Vérifiée	$199.09 \leq 201.6$	Vérifiée
D9	X-X	7.58	2.19	1991.8	$8.35 \leq 15$	Vérifiée	$208.58 \leq 201.6$	N.V
	Y-Y	2.49	2.19	1991.8	$2.74 \leq 15$	Vérifiée	$127.6 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	4.46	2.19	1991.8	$4.91 \leq 15$	Vérifiée	$228.56 \leq 201.6$	N.V
D10	X-X	2.35	2.33	2503.9	$2.18 \leq 15$	Vérifiée	$120.43 \leq 201.6$	Vérifiée
	Y-Y	2.35	2.33	2503.9	$2.18 \leq 15$	Vérifiée	$120.43 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	1.57	2.33	2503.9	$1.46 \leq 15$	Vérifiée	$80.45 \leq 201.6$	Vérifiée
D'10	X-X	3.1	2.33	2503.9	$2.88 \leq 15$	Vérifiée	$142.43 \leq 201.6$	Vérifiée
	Y-Y	3.1	2.33	2503.9	$2.88 \leq 15$	Vérifiée	$142.43 \leq 201.6$	Vérifiée
	Appui	2.06	2.33	2503.9	$1.91 \leq 15$	Vérifiée	$94.65 \leq 201.6$	Vérifiée

Remarque : la condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS de ses types du tableau suivant :

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

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

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

Tableau III.17. Section d'armatures recalculée

Types	Sens	Ms (KN.m)	β	α	A^{ser} recalculée	Adoptée (cm ² /ml)
D3	X-X	6.92	0.0042	0.31	4.25	4HA12=4.52
	Appui	4.07	0.0024	0.31	4.27	4HA12=4.52
D4	X-X	7.16	0.0043	0.31	4.4	4HA12=4.52
	Appui	4.21	0.0025	0.25	2.5	4HA10=3.14
D5	X-X	7.3	0.0044	0.319	4.5	4HA12=4.52
D6	X-X	8.96	0.0054	0.348	5.5	5HA12=5.65
	Appui	5.27	0.0032	0.277	3.1	4HA10=3.14
D7	X-X	9.31	0.0057	0.353	5.8	6HA12=6.79
	Appui	5.47	0.0033	0.28	3.3	3HA12=3.39
D8	X-X	8.69	0.0053	0.344	5.4	5HA12=5.65
D9	X-X	7.58	0.0046	0.324	4.68	5HA12=5.65
	Appui	4.46	0.0027	0.257	2.68	4HA10=3.14

➤ **Evaluation de la flèche**

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

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

➤ **Tableau III.18.** Evaluation de la flèche

Types	$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x$	Obs	$A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e}$	Obs
D1	12 cm > 5.29 cm	vérifiée	2.36 cm ² < 4,5 cm ²	vérifiée
D2	12 cm ≥ 5.31 cm	vérifiée	2,36 cm ² < 4,5 cm ²	vérifiée
D3	12 cm > 5.14 cm	vérifiée	4,52 cm ² > 4,5 cm ²	non vérifiée
D4	12 cm > 5.41 cm	vérifiée	4.52 cm ² > 4.5 cm ²	non vérifiée
D5	12 cm > 5.52 cm	vérifiée	4.52 cm ² > 4.5 cm ²	non vérifiée
D6	12 cm > 5.3 cm	vérifiée	5.56 cm ² > 4.5 cm ²	non vérifiée
D7	12 cm > 5.52 cm	vérifiée	6.79 cm ² > 4.5 cm ²	non vérifiée
D8	12 cm > 5.31 cm	vérifiée	5.65 cm ² > 4.5 cm ²	non vérifiée
D9	12 cm > 5.52 cm	vérifiée	5.65 cm ² > 4.5 cm ²	non vérifiée
D10	12 cm > 11.25	vérifiée	2.36 cm ² < 5 cm ²	vérifiée

Tableau III.19. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D3	X-X	0.521	0.108	0.479	0.242	0.649 ≤ 2.42	vérifiée
D4	X-X	0.55	0.118	0.507	0.26	0.679 ≤ 2.42	vérifiée
D5	X-X	0.652	0.142	0.603	0.31	0.802 ≤ 2.6	vérifiée
D6	X-X	0.756	0.19	0.664	0.368	0.86 ≤ 2.5	vérifiée
D7	X-X	0.81	0.207	0.676	0.383	0.896 ≤ 2.6	vérifiée
D8	X-X	0.725	0.18	0.635	0.35	0.83 ≤ 2.5	vérifiée
D9	X-X	0.646	0.147	0.558	0.299	0.758 ≤ 2.6	vérifiée

❖ **Schémas de ferrillages**

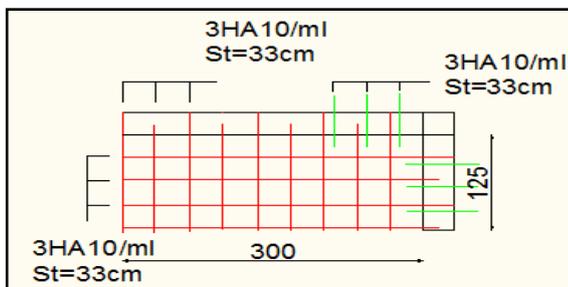


Figure. III.9. Schéma de ferrillage de la dalle D2

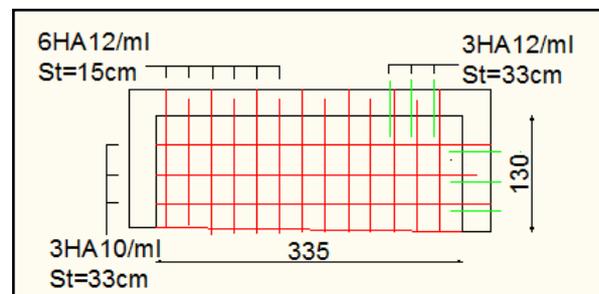


Figure.III.8. Schéma de ferrillage de la dalle

D7

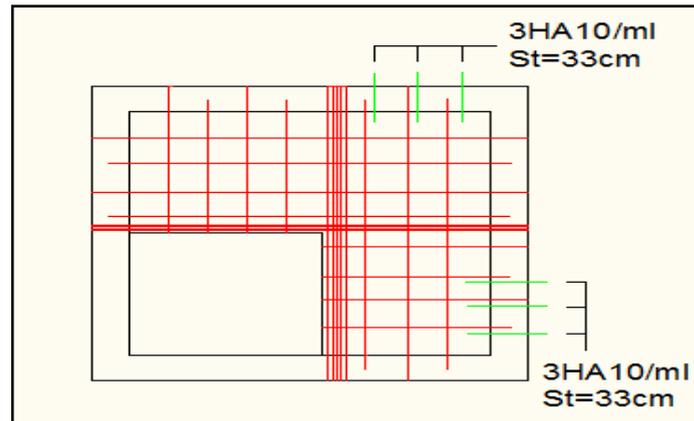


Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D10

3. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles ils sont soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui leur convient. Dans notre projet on dispose de trois types d'escaliers

3.1. Etude d'escalier type 1: (étage courant)

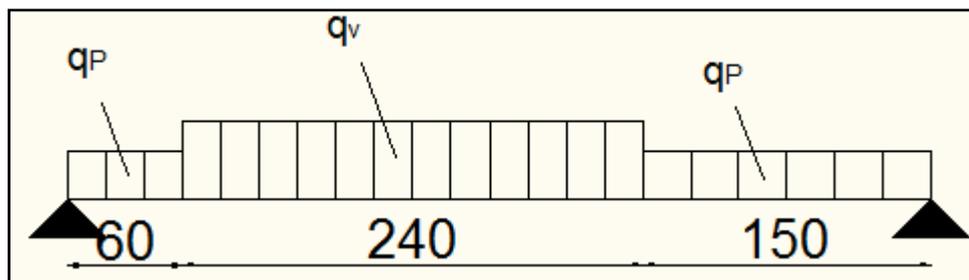


Figure III.11. Schéma statique de l'escalier type 1(étage courant)

- **La charge permanente sur la volée d'escalier**
 $G=9,31 \text{ KN/m}^2$.
 $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.
- **La charge permanente sur le palier d'escalier**
 $G=6,52 \text{ KN/m}^2$.
 $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

3.1.1. Calcul à l'ELU

➤ La charge qui revient sur la volée et le palier

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = (1,35 \times 9,31) + (1,5 \times 2,5) = 16,31 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = (1,35 \times 6,52) + (1,5 \times 2,5) = 12,55 \text{ KN/ml.}$$

a) Calcul des sollicitations

➤ Calcul des réactions

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 33,64 \text{ KN.}$$

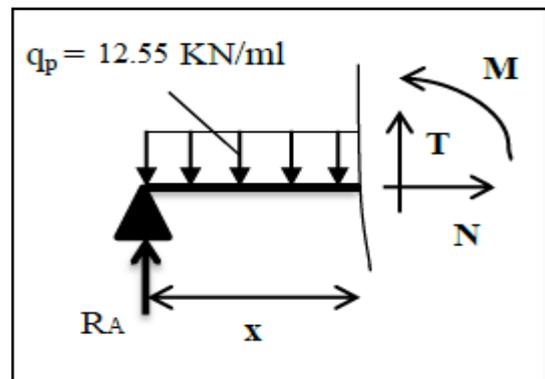
$$R_B = 31,85 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des moments :

• 1^{er} tronçon : $0 < x < 0,6 \text{ m}$

$$T(x) = 12,55x - 33,64 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -33,64 \\ T(0,6) = -26,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6,27x^2 + 33,64x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0,6) = 17,92 \text{ KN} \end{cases}$$

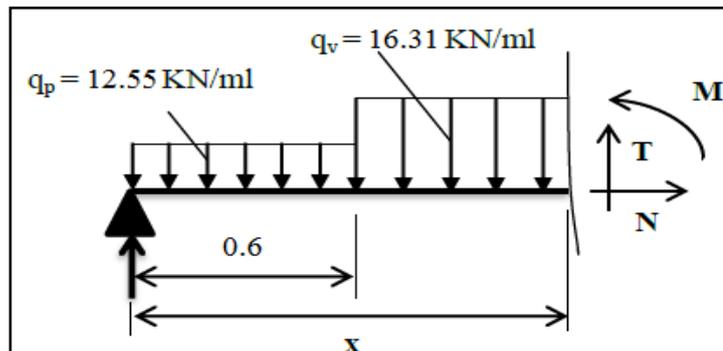


• 2^{ème} tronçon : $0,6 \text{ m} < x < 3 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(0,6) = 26,11 \text{ KN} \\ T(3) = -13,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8,155x^2 + 35,97x - 0,67$$

$$\begin{cases} M(0,6) = 17,92 \text{ KN.m} \\ M(3) = 33,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM/dx = 0, x = 2,2 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 38,99 \text{ KNm.}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 38,99 = -19,49 \text{ KNm.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 38,99 = 33,14 \text{ KNm.}$$

- b) **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Tableau de ferraillage de l'escalier N°1 en travée et aux appuis :

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ² /ml)	Adopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	33,14	0,072	0,093	0,174	5,5	2,17	5HA12=5,65	20
Appui	-19,49	0,042	0,054	0,176	3,18	2,17	4HA12=4,52	25

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 33,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.186 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

3.1.2. Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

➤ **La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 9,31 + 2,5 = 11,81 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6,52 + 2,5 = 9,02 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

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

Position	R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	/	/	/	28,08	23,86	4,74	18451,26	6,12	15
Appui	24,31	22,97	2,2	28,08	14,04	4,3	15375,28	3,92	15

➤ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \Rightarrow e = 20 \text{ cm} \geq 19 \text{ cm} \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \Rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \leq 9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

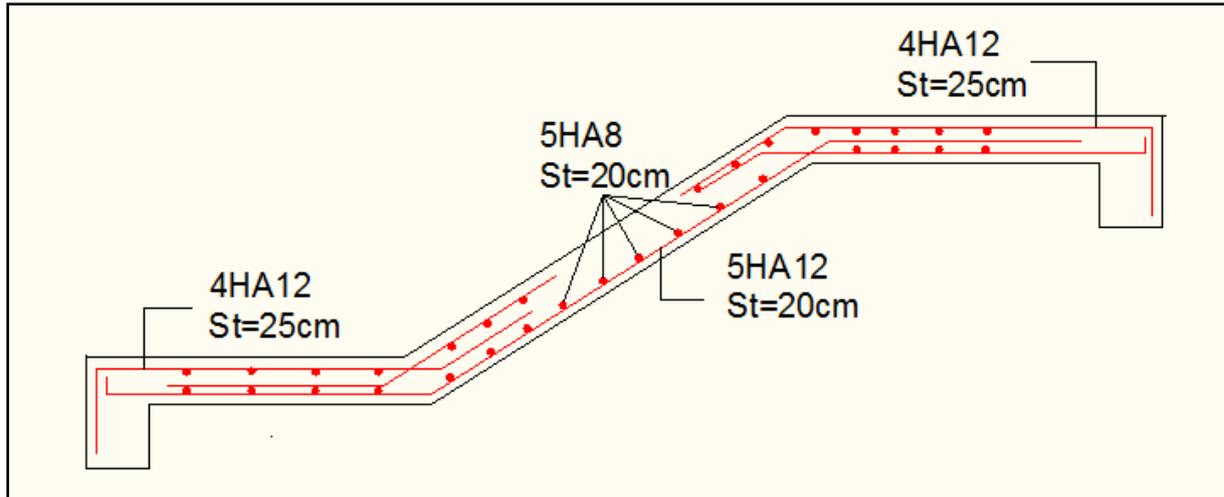


Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (étage courant)

3.1.3. Etude de la poutre palière

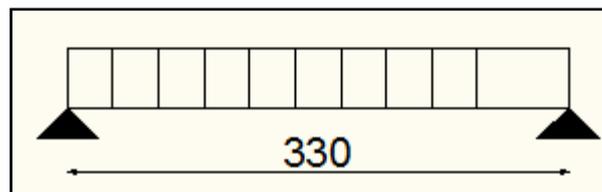


Figure III .13. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui ou point

$$B : \begin{cases} ELU: 31,85 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 22,97 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$
- G_m : poids de mur extérieur : $G_m = 2.92 \times (1.53 - 0.3) = 3,59 \text{ KN.m}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} q_u = (1,35 \times (2,25 + 3,59) + 31,85 = 39,73 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2,25 + 3,59 + 22,97 = 28,81 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

➤ **Moments isostatiques:**

$$M^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39,73 \times 3,3^2}{8} = 54,08 \text{ KN.m}$$

$$M^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28,81 \times 3,3^2}{8} = 39,21 \text{ KN.m}$$

a) Calcul des sollicitations :

▪ **En travée :**

$$M_{tu} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 54,08 = 45,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 39,21 = 33,32 \text{ KN.m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_{au} = -0,5 \times M_u = -0,5 \times 54,08 = -27,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0,5 \times M_s = -0,5 \times 39,21 = -19,6 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39,73 \times 3,3}{2} = 65,55 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ² /ml)
Travée	0,147	0,2	0,248	5,32	0,97
Appui	0,087	0,11	0,257	3,02	0,97

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{65,55}{0,3 \times 0,27} \times 10^{-3} = 0,809 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = 27,04 \times \frac{3,3}{2} = 44,61 \text{ KN.m}$$

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

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1,00 \text{ m}$$

➤ Calcul de la section des armatures longitudinales

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{44,61 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1,15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 10,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5,32 + 5,13 = 10,45 \text{ cm}^2$

- **En appui :** $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3,02 + 5,13 = 8,15 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{44,61 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 7,13 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0,65 + 50,83} = 7,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 7,17 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

\Rightarrow On doit augmenter la section de poutre palière.

Remarque : Redimensionnement de la poutre palière (b=40cm, h=40cm).

➤ **Calcul des sollicitations**

Tableau III.23. : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 31,85 \text{ KN/ml}$ $g_0 = 4 \text{ KN/m}$ $P_u = 42,09 \text{ KN/m}$ $M^t = 48,69 \text{ KN.m}$ $M^a = -28,64 \text{ KN.m}$ $V_U = 69,44 \text{ KN}$	$R_B = 22,97 \text{ KN/ml}$ $g_0 = 4 \text{ KN/m}$ $P_s = 30,56 \text{ KN/m}$ $M^t = 35,35 \text{ KN.m}$ $M^a = -20,79 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage en flexion**

Tableau III.24. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

Position	Mbu	α	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ² /ml)
Travée	0,062	0,08	0,358	3,9	0,97
Appui	0,036	0,046	0,363	2,26	0,97

➤ **Ferraillage en torsion**

Tableau III.25. Ferraillage de la poutre palière à la torsion

$M_{tor} \text{ (KN.m)}$	e (cm)	$\Omega \text{ (m}^2\text{)}$	U (m)	$A_{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	Amin (cm ²)
47,25	6,66	0,111	1,33	8,13	1,56

$$\text{En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3,9 + 4,06 = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A^t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2,26 + 4,06 = 6,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A^a = 3\text{HA}16 + 1\text{HA}12 = 7,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{47,25 \times 10^{-3}}{2 \times 0,111 \times 0,0666} = 3,19 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0,22 + 10,17} = 2,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

➤ **Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$**

• **En flexion :**

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0,4 \times 35 \times 15}{400} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} = \frac{40 \times 15(0,469 - 0.3 \times 2,1)}{0,9 \times 400}$$

$$\Rightarrow A_{trans} \geq -0,268 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,6 \text{ cm}^2; -0,268 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$$

• **En torsion :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{47,25 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,111 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,6 + 0,92 = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

d) Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 41,59 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

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

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	35,35	8,01	0,12	94838,06	4,76	15	Vérifiée
Appui	20,79	7,16	0,11	73802,27	3,1	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 28,04 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 15,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

3) $L = 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n’y a pas lieu de vérifer la flèche.

e) Schéma de ferrailage

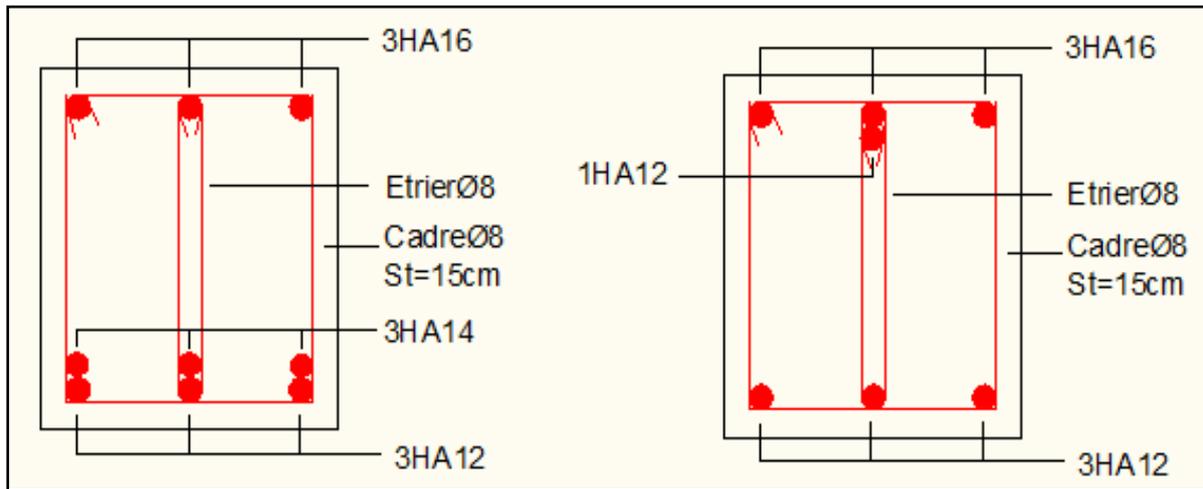


Figure.III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.2. Etude d’escalier type 2 (volée 1)

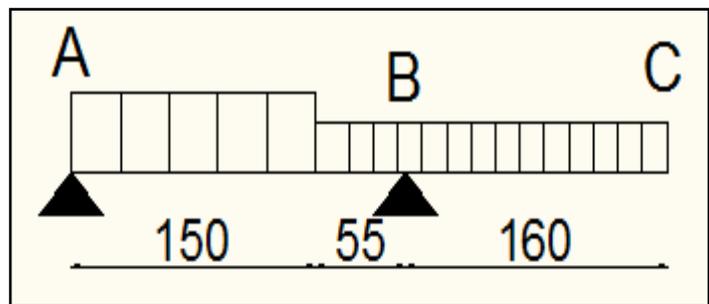


Figure III.15. Schéma statique de l’escalier type 2(volée 1)

3.2.1. Partie A-B

- **La charge permanente sur la volée d’escalier :**

$G = 7,93 \text{ KN/m}^2.$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$

- **La charge permanente sur le palier d’escalier :**

$G = 5,27 \text{ KN/m}^2.$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$

a) Calcul à l'ELU**➤ La charge qui revient sur la volée et palier**

$$q_v = 14,45 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 10,86 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul des sollicitations**▪ Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

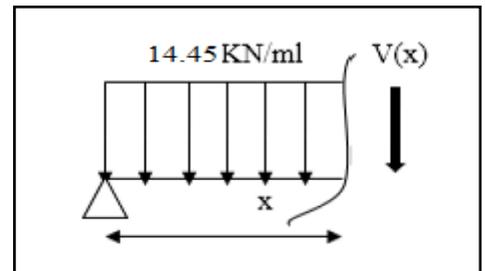
$$R_A = 14,54 \text{ KN.}$$

$$R_B = 13,1 \text{ KN.}$$

▪ Calcul des moments :**• 1^{er} tronçon : $0 < x < 1,5 \text{ m}$**

$$T(x) = 14,45x - 14,54 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -14,54 \text{ KN} \\ T(1,5) = 7,13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7,225x^2 + 14,54x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = 5,56 \text{ KN} \end{cases}$$

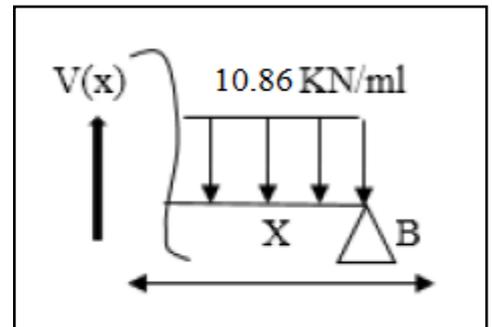
**• 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 0,55 \text{ m}$**

$$T(x) = 10,86x - 13,1$$

$$\begin{cases} T(0) = -13,1 \text{ KN} \\ T(0,55) = -7,13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5,43x^2 + 13,1x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,55) = -5,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**▪ Calcul M^{\max}**

$$M^{\max} = M(x) \quad dM/dx = 0, x = 1,2 \text{ m} \quad \text{Donc } M^{\max} = 7,9 \text{ KNm.}$$

• Calcul des moments réels :

$$M_a = -0,5 M^{\max} = -0,5 \times 7,9 = -3,95 \text{ KNm.}$$

$$M_i = 0,85 M^{\max} = 0,85 \times 7,9 = 6,71 \text{ KNm.}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Ferrailage de l'escalier en travée et aux appuis

Position	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
En travée	6.71	0.0279	0.035	0.128	1.5	1.56	4HA10=3.14	25
En appui	3.95	0.0164	0.020	0.128	0.8	1.56	4HA10=3.14	25

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 14,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Vérification des espacements**

Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

b) Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

- **La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 7,93 + 2.5 = 10,43 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5,27 + 2.5 = 7,77 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mser (KN.m)	Achoisi(cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	4.85	3.14	3.05	2430.79	6.08 < 15	Vérifiée
Appui	2.85	3.14	3.05	2430.79	3.57 < 15	Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \Rightarrow e = 15 \text{ cm} \geq 8.7 \text{ cm} \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

- **Schéma de ferrailage de la volée :**

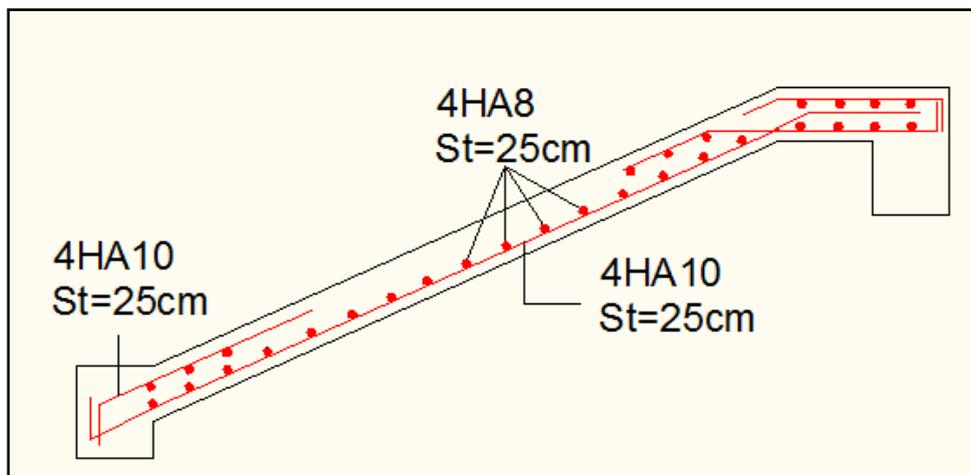


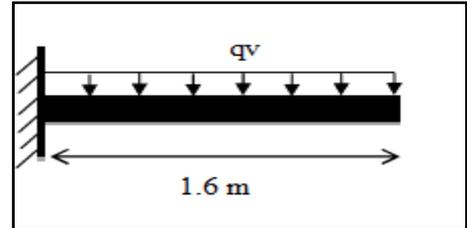
Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (partie A-B)

3.2.2. Partie B-C (Palier)

C'est une dalle plane sur un seul appui, sollicitée par des charges uniformément réparties.

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Avec : $L_x = 1.6 \text{ m}$ et $L_y = 3.3 \text{ m}$



- **Evaluation des charges sur le palier :**

$$G = 5.27 \text{ KK/m}^2 \text{ et } Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 10.86 \text{ KN/m}^2 \quad q_s = 7.77 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = -\frac{q_u \times l_x^2}{2} = -13.9 \text{ KN.m} \quad V_u = q_u \times l_x = 17.37 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Tableau de ferrailage de la partie B-C (calculé)

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
13.9	0.057	0.074	0.126	3.54	1.56	5HA10=3.93	20

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 14,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification des espacements :**

Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Armatures secondaires : $St = 20 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -9.94 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS

M(KN.m)	Achoisi(cm2)	Y(cm)	I (cm4)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b$ (MPa)	Observation
9.94	3.93	3.36	2658.37	12.56 < 15	Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

$$\frac{e}{l_x} = 0.093 \geq \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0.05 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage de palier**

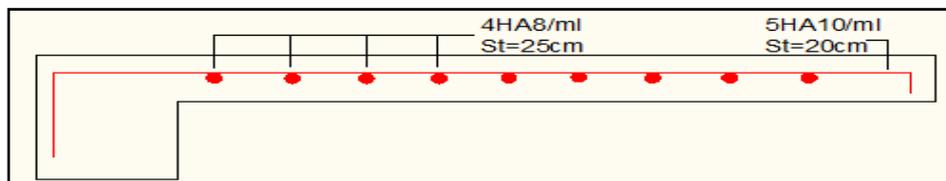


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la partie (B-C)

3.3. Etude d'escalier type 3 (Sous-sol et RDC)

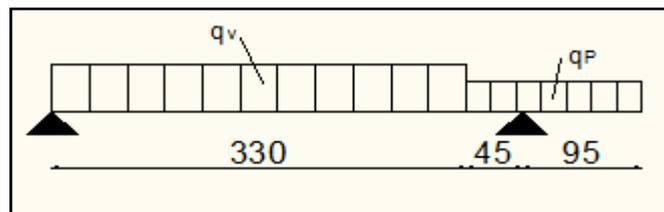


Figure III.18. Schéma statique de l'escalier type 3

• **La charge permanente sur la volée d'escalier**

$$G = 7,79 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier**

$$G=5,27\text{KN/m}^2.$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2.$$

3.3.1. Calcul à l'ELU

- **La charge qui revient sur la volée et le palier**

$$q_v = 14,26 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 10,86 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul des sollicitations**

- **Calcul des réactions**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 25,35 \text{ KN.}$$

$$R_B = 36,92 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments**

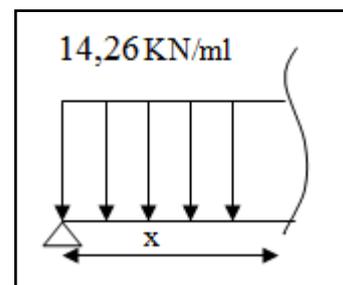
- **1^{er} tronçon : $0 < x < 3,3 \text{ m}$**

$$T(x) = 14,26x - 25,35 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} T(0) = -25,35 \text{ KN} \\ T(3,3) = 21,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7,13x^2 + 25,35x \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,3) = 6 \text{ KN} \end{cases}$$

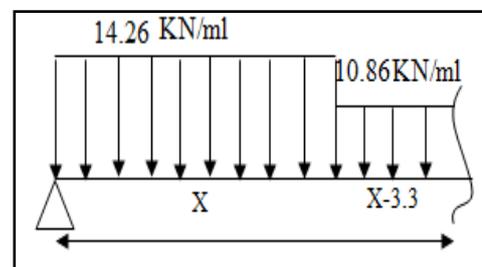


- **2^{ème} tronçon : $3,3 \text{ m} < x < 3,75 \text{ m}$**

$$\begin{cases} T(3,3) = 21,71 \text{ KN} \\ T(3,75) = 26,6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5,45x^2 + 14,13x + 18,51$$

$$\begin{cases} M(3,3) = 6 \text{ KN.m} \\ M(3,75) = -5,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Calcul M^{\max}**

$$M^{\max} = M(x) \quad dM/dx = 0, \quad x = 1,77 \text{ m} \quad \text{Donc } M^{\max} = 22,53 \text{ KNm.}$$

▪ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 22,53 = -11.26 \text{ KNm.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 22,53 = 16,89 \text{ KNm.}$$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Tableau de ferraillage de l'escalier N°3 en travée et aux appuis

Position	Mu (KN.m)	$\mu_b u$	α	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ² /ml)	Adopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	16,89	0,07	0,091	0,125	3,88	1,56	4HA12=4,52	25
Appui	-11,26	0,046	0,06	0,126	2,56	1,56	4HA10=3,14	25

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 25,35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Vérification des espacements :**

Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

3.3.2. Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

➤ **La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$q_v = G_v + Q_v = 7,79 + 2,5 = 10,29 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5,27 + 2,5 = 7,77 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	RA (KN)	RB (KN)	X (m)	M0 (KN.m)	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	/	/	/	16,09	12,06	3,57	7545,75	5,7	15
Appui	17,87	26,95	1,77	16,09	8,04	3,35	5012,65	5,37	15

➤ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \Rightarrow e = 15 \text{ cm} \geq 17,61 \text{ cm} \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de flèche**

$$j = \begin{cases} G_v = 6,27 \\ G_p = 3,75 \end{cases} \text{ KN/m}^2 \quad g = \begin{cases} G_v = 7,79 \\ G_p = 5,27 \end{cases} \text{ KN/m}^2 \quad p = \begin{cases} q_v = 10,25 \\ q_p = 7,77 \end{cases} \text{ KN/m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Evaluation de la flèche de l'escalier

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
0,22	0,39	1,15	0,66	0,33	0,75	Vérifiée

⇒ La flèche est vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage

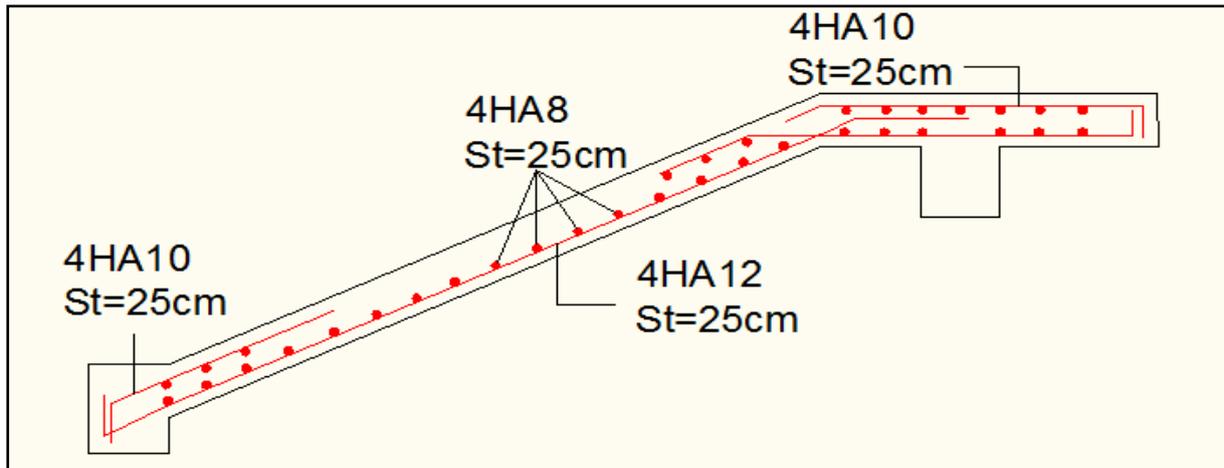


Figure. III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier N°3

3.3.3. Etude de la poutre palière

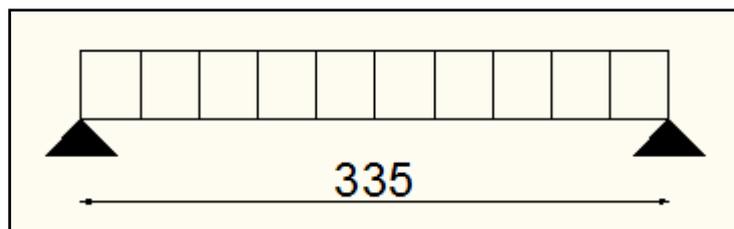


Figure III .20. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui au point B : $\begin{cases} ELU: 36,92 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 26,95 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} q_u = (1,35 \times 2,25) + 36,92 = 39,95 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2,25 + 26,95 = 29,2 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

➤ **Moments isostatiques**

$$M^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39,95 \times 3,35^2}{8} = 56,04 \text{ KN.m}$$

$$M^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29,2 \times 3,35^2}{8} = 40,96 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

▪ **En travée :**

$$M_{tu} = 0,75 \times M_u = 0,75 \times 56,04 = 42,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0,75 \times M_s = 0,75 \times 40,96 = 30,72 \text{ KN.m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_{au} = -0,5 \times M_u = -0,5 \times 56,04 = -28,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0,5 \times M_s = -0,5 \times 40,96 = -20,48 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39,95 \times 3,35}{2} = 66,91 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage à la flexion simple**

Tableau III.34. Tableau de ferraillage de l'escalier N°3 en travée et aux appuis

Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ² /ml)
Travée	0,135	0,182	0,25	4,82	0,97
Appui	0,09	0,118	0,257	3,13	0,97

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,2 \times f_c 28}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{66,91}{0,3 \times 0,27} \times 10^{-3} = 0,826 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul de la poutre palière à la torsion**

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = 28.02 \times \frac{3.35}{2} = 46.93 \text{ KN.m}$$

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

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.00 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{46,93 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1,15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 10,79 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4,82 + 5,39 = 10,21 \text{ cm}^2$
- **En appui :** $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3,13 + 5,39 = 8,52 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{46,93 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 7,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0,68 + 56,25} = 7,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 7,54 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

\Rightarrow On doit augmenter la section de poutre palière.

Remarque : Redimensionnement de la poutre palière (b=40cm, h=45cm).

➤ **Calcul des sollicitations**

- **En flexion**

Tableau III.35. : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 36,92 \text{ KN/ml}$ $g_0 = 4,5 \text{ KN/m}$ $P_u = 42,99 \text{ KN/m}$ $M^t = 45,22 \text{ KN.m}$ $M^a = -30,15 \text{ KN.m}$ $V_U = 72 \text{ KN}$	$R_B = 26,95 \text{ KN/ml}$ $g_0 = 4,5 \text{ KN/m}$ $P_s = 31,45 \text{ KN/m}$ $M^t = 33,08 \text{ KN.m}$ $M^a = -22,05 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage en flexion**

Tableau III.36. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	Amin (cm ² /ml)
Travée	0,045	0,057	0,41	3,16	0,97
Appui	0,03	0,038	0,413	2,09	0,97

➤ **Ferraillage en torsion**

Tableau III.37. Ferraillage de la poutre palière à la torsion

$M_{tor} (KN.m)$	e (cm)	$\Omega (m^2)$	U (m)	$A_{tor} (cm^2)$	Amin (cm ²)
50,5	6,66	0,127	1,43	8,15	1,56

- **En travée :** $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3,16 + 4,07 = 7,23 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$

- **En appui :** $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2,09 + 4,07 = 6,16 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{50,5 \times 10^{-3}}{2 \times 0,127 \times 0,0666} = 2,98 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0,18 + 8,88} = 2,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

➤ **Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$**

- **En flexion :**

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0,4 \times 40 \times 15}{400} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} = \frac{40 \times 15(0,428 - 0.3 \times 2,1)}{0,9 \times 400}$$

$$\Rightarrow A_{trans} \geq -0,336 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,6 \text{ cm}^2; -0,336 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **En torsion :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{50,5 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,127 \times 348} = 0,856 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,6 + 0,856 = 1,45 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 44,11 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	33,08	8,01	0,13	94838,06	4,53	15	Vérifiée
Appui	22,05	6,16	0,11	73802,27	3,28	15	Vérifiée

▪ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 45 \text{ cm} > 25,12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 17,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 3,35 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage

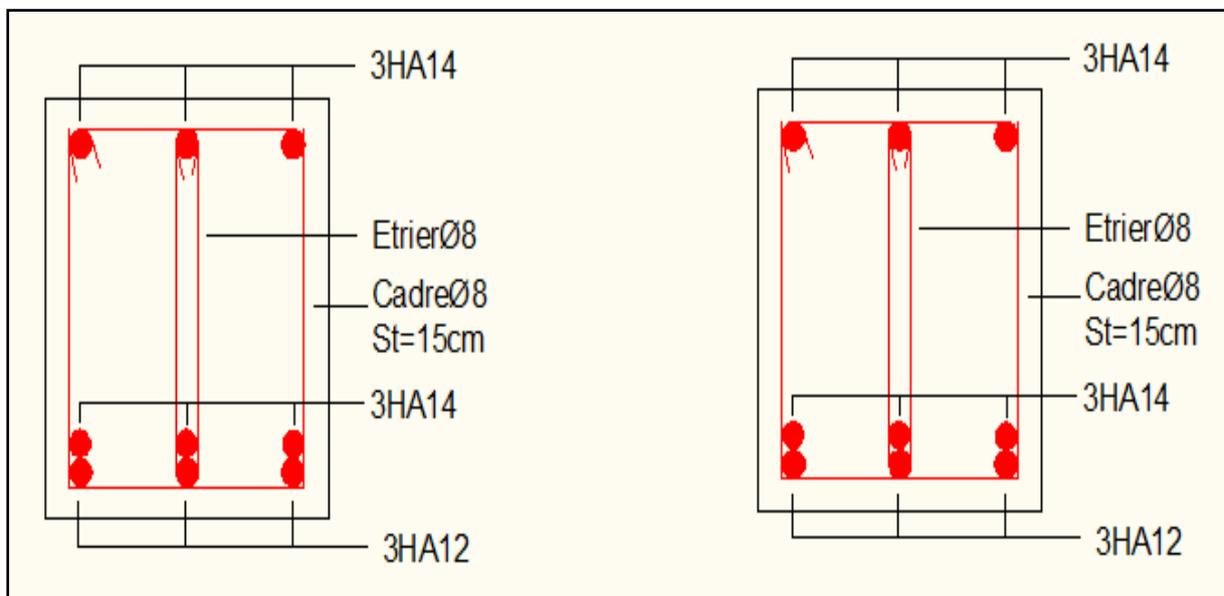


Figure.III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière

4. Etude de la poutre de chaînage

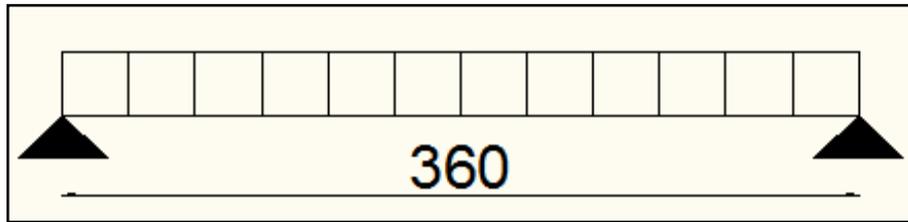


Figure III.22. Schéma statique de la poutre de chaînage

4.1. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

- **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

- **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

4.2. Calcul des sollicitations

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

$$\checkmark G_{p.c} = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml.}$$

$$\checkmark G_{mur} = 2,92 (3,06 - 0,3) = 8,06 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul des moments :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1,35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13,91 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2/8 = 22,53 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l/2 = 25,06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 10,31 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2/8 = 16,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 19,17 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 14,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -11,27 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -8,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Tableau III.39. Ferrailage de la poutre de chaînage

Position	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	19,17	0,057	0,073	0,27	2,04	1,01	3HA10 = 2,36
Appui	11,27	0,034	0,043	0,28	1,16	1,01	3HA10 = 2,36

4.4. Vérification nécessaire

4.3.1. Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25,06 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}, FN$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b} = 78,66 \text{ cm}; S_t \leq \min[0,9d, 40 \text{ cm}] = 25,2 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

4.3.2. Vérifications ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Tableau III.40. Vérification de la contrainte dans le béton

Position	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	14,2	7,034	19041,11	5,25	15
Appui	8,35	7,034	19041,11	3,08	15

➤ **Etat limite de déformation**

• **Evaluation de la flèche**

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,083 \leq 0,085$ Condition non vérifiée.
- ✓ $\frac{A}{b \times d} = \frac{2,36}{30 \times 28} = 2,8 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$Condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{30}{360} = 0,083 \geq 0,062$ Condition vérifiée.

La première condition est non vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire

Tableau III.41. Evaluation de la flèche.

f_{gv} (mm)	f_{gq} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
3.628	3.628	1.649	07.2	Vérifiée

• **Schéma de ferrailage**

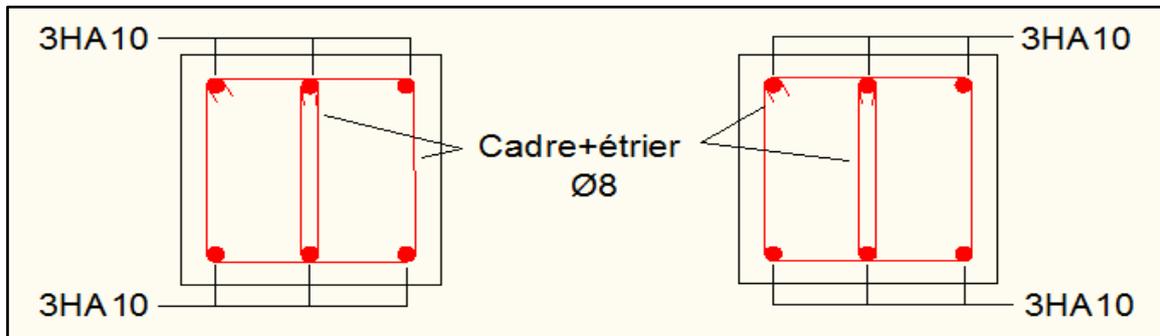


Figure.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre chaînage

5. Etude de l'ascenseur

5. 1.Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

5.1.1 Nombre de passagers

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 32.64\text{m}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{perssonnes} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 170\text{cm}$, $L_y = 200\text{cm} \Rightarrow S = 1.7 \times 2 = 3.4\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **$e = 15\text{cm}$** .

5.1.2. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$: Poids du revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.4} = 30 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{total}} = G + G' = 5 + 30 = 35 \text{ KN/m}^2$ Et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

5.2. Cas de charge répartie

5.2.1. A l'ELU

➤ Calcul les sollicitations

$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 35 + 1.5 \times 1 = 48.75 \text{ KN}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

• **Calcul les sollicitations à ELU**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0506 \times 48.75 \times 1.7^2 = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.6864 \times 7.13 = 4.89 \text{ KN.m}$$

• **Calcul les moments réels**

▪ **En travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 7.13 = 6.06 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 4.89 = 4.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ **En appuis :** $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 7.13 = -3.56 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

Le diamètre des barres utilisé doit être : $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$

Tableau III.42. Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie

Position	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	Selon x	6.06	0.013	0.016	0.178	0.97
	Selon y	4.15	0.009	0.011	0.179	0.66
Appuis	Selon x-y	-3.56	0.0077	0.0097	0.179	0.57

➤ **Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

▪ **En travée**

On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,85$

$$\begin{cases} \rho = 0,85 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.85}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ A_t^y = 0.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

$$A_t^y = 0.66 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.242 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

▪ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,72 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.43. Tableau d'armatures adoptées

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures**

Armatures $\parallel L_x \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
 Armatures $\parallel L_y \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Effort tranchant**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\rho = 0,85 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 27.22 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 16.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{27.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.151 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.2.2. A l'ELS

$q_s = G_{\text{total}} + Q = 35 + 1 = 36 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul des moments**

$$M_x^{0S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0576 \times 36 \times 1,7^2 = 5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{0S} = \mu_y \times M_x^0 = 0,7794 \times 5,99 = 4,66 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul les moments réels**

- **En travées :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^{0S} = 5,09 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^{0S} = 3,96 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appuis :** $M_a = -0.5 \times M_x^{0S} = -2,99 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau .44. Vérification de la contrainte dans le béton

Position	Sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Travée	x-x	5.09	2,01	3	7683.75	1.98	15	Vérifiée
	y-y	3.96	2,01	3	7683.75	1,54	15	Vérifiée
Appuis	x-y	-2,99	2,01	3	7683.75	1.16	15	Vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage**

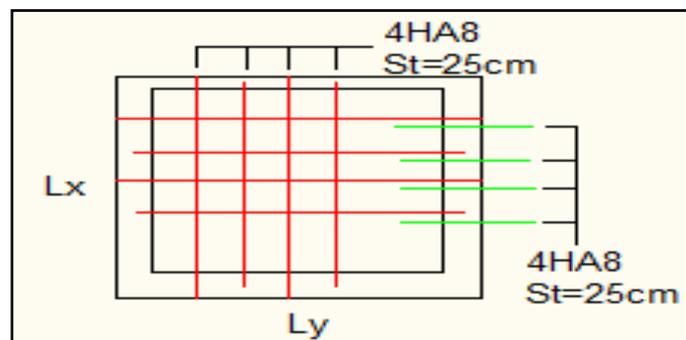


Figure III.24. Ferrailage de la dalle cas charge répartie

5.3. Cas d'une charge concentrée

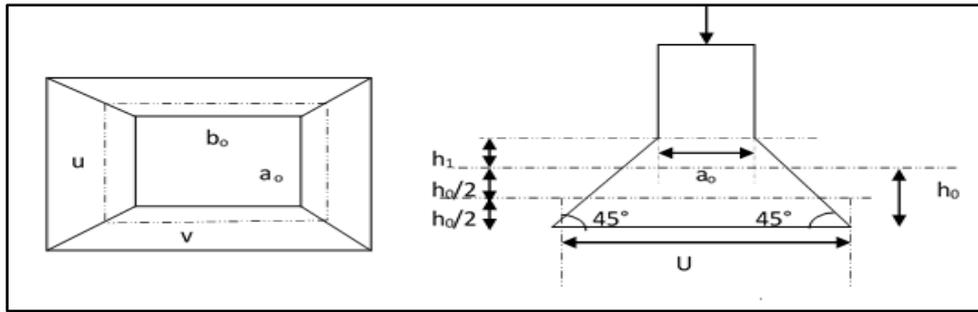
La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur l'aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.



5.3.1. Calcul du rectangle d'impact

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

Avec :

$h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15cm$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05m \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05m \end{cases}$$

5.3.2. Calcul les sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \text{ Avec } v : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$\checkmark M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,7} = 0,617 \text{ et } \rho = 0,85$$

$$\checkmark M_2 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{2} = 0,525 \text{ et } \rho = 0,85$$

En se référant à l'**Annexe (2)**, on trouve : $M_1 = 0,089 KN.m$ et $M_2 = 0,073 KN.m$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU**

On a :

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 kn$$

$$q_u = 1,35G = 139,455 KN$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,455 \times 0,089 = 12,41 KN.m$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,455 \times 0,073 = 10,18 KN.m$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0506 \times 8,25 \times 1,7^2 = 1,2 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 0,6864 \times 1,2 = 0,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_X^0 = M_{x1} + M_{x2} = 12,41 + 1,2 = 13,61 \text{ KN.m} \\ M_Y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 11,156 + 1,136 = 11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels**

- **En travées :** $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 11,56 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 9,35 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appuis :** $M_a = -0,5 \times M_x^0 = -6,8 \text{ KN.m}$

5.3.3. Calcul de ferrailage

Tableau III.45. Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

Position	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	Selon x	11.56	0.0251	0.0318	0.177	1.86
	Selon y	9.35	0.0203	0.0256	0,178	1.5
Appuis	Selon x-y	-6.8	0.0147	0.0186	0,178	1.09

5.3.4. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité**

- **En travée**

On a des HAf_cE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,85$

$$\begin{cases} \rho = 0,85 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,85}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.465 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En appuis**

$$\begin{cases} A_a^x = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.46. Tableau de ferrailage en travée et en appuis

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_a^{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures**

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ **on adopte :** $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ **on adopte :** $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$\begin{aligned} Q_u = q_u = 139,455 \text{ KN} &< 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \\ &= 630 \text{ KN} \end{aligned}$$

$q_u = 139,455 \text{ KN} < 630 \text{ KN}$ Pas de risque de poinçonnement

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On à:

$$u = v = 1,05 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.455}{3.15} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.3.5. Vérification à l'ELS

➤ **Le moment engendré par le moment de levage**

$$M_1 = 0.089 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0,073 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0,089 + 0,2 \times 0,073) = 10,7 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0,073 + 0,2 \times 0,089) = 9,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0576 \times 6 \times 1,7^2 = 0.99 \text{ KN.m} \\ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0.7794 \times 0.99 = 0,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

- **Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 10,7 + 0,99 = 11,69 \text{ KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1S} + M_{y2S} = 9,37 + 0,77 = 10,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments réels :**

- **En travée:** $\begin{cases} M_{txS} = 0.85 \times M_{xS} = 0,85 \times 11,69 = 9,93 \text{ KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0,85 \times 10,14 = 8.61 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appuis:** $M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 11,69 = -5.84 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.47. Vérification de la contrainte dans le béton

Position	sens	M_{ser} [kn. m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Travée	x-x	9,93	2,01	3	7683,75	3,87	15	Vérifiée
	y-y	8,61	2,01	3	7683,75	3,36	15	Vérifiée
Appuis	x-y	-5,84	2,01	3	7683,75	2,28	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n’y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,117 > \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 > \frac{3}{80} = 0,0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,95} = 0,117 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,0424 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,0424 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 1,54 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n’est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**

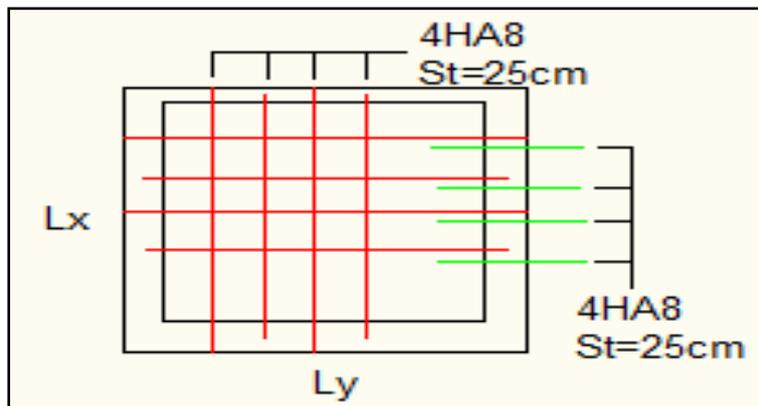


Figure III.25. Ferrailage de la dalle, cas d’une charge concentrée

Chapitre I V

1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc...

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis. Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escaliers et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

3.2. Méthode dynamique

Elle regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan est satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
02	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
03	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
04	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 32577,3 \text{KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site 2 Sol ferme } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 29,58m$: Hauteur total du bâtiment

$C_T=0,05$: Coefficient dépendant du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 23,7 m \\ L_y = 12,55 m \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,63 s, 0,55 s) = 0,55 s \\ T_y = \min(0,63 s, 0,75 s) = 0,63 s \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,67 \\ D_y = 1,5 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1713,72KN \\ V_{yst} = 1539,27 KN \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

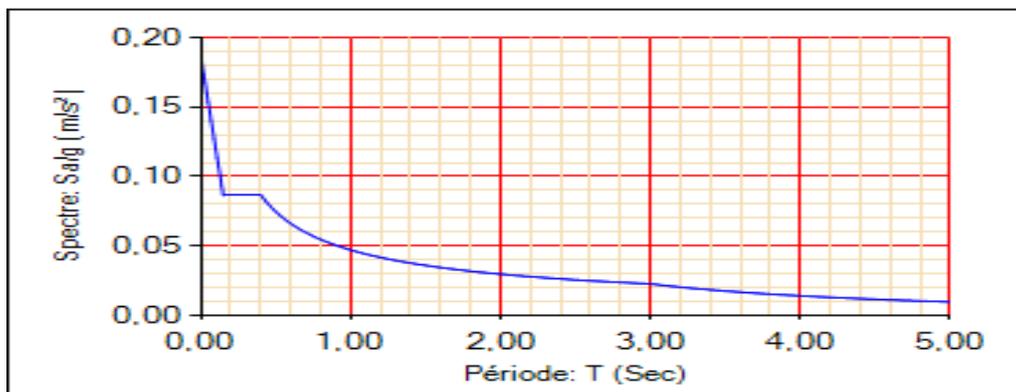


Figure IV.1. Spectre de réponse

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.3. Disposition des voiles de contreventement

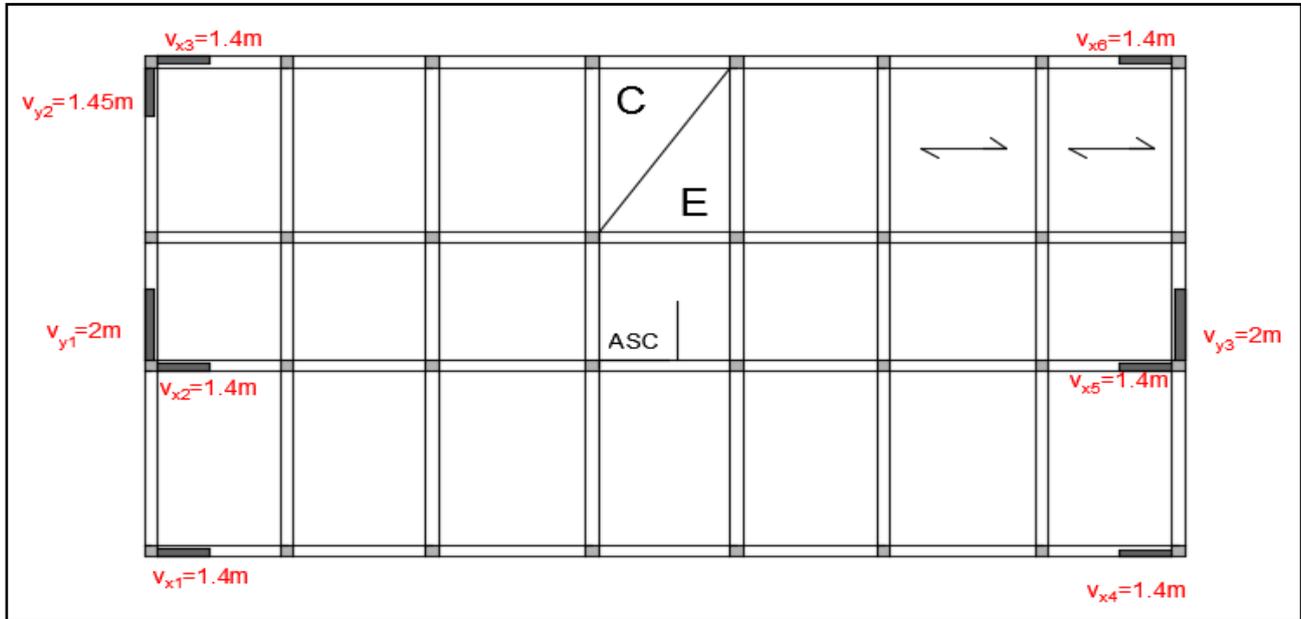


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

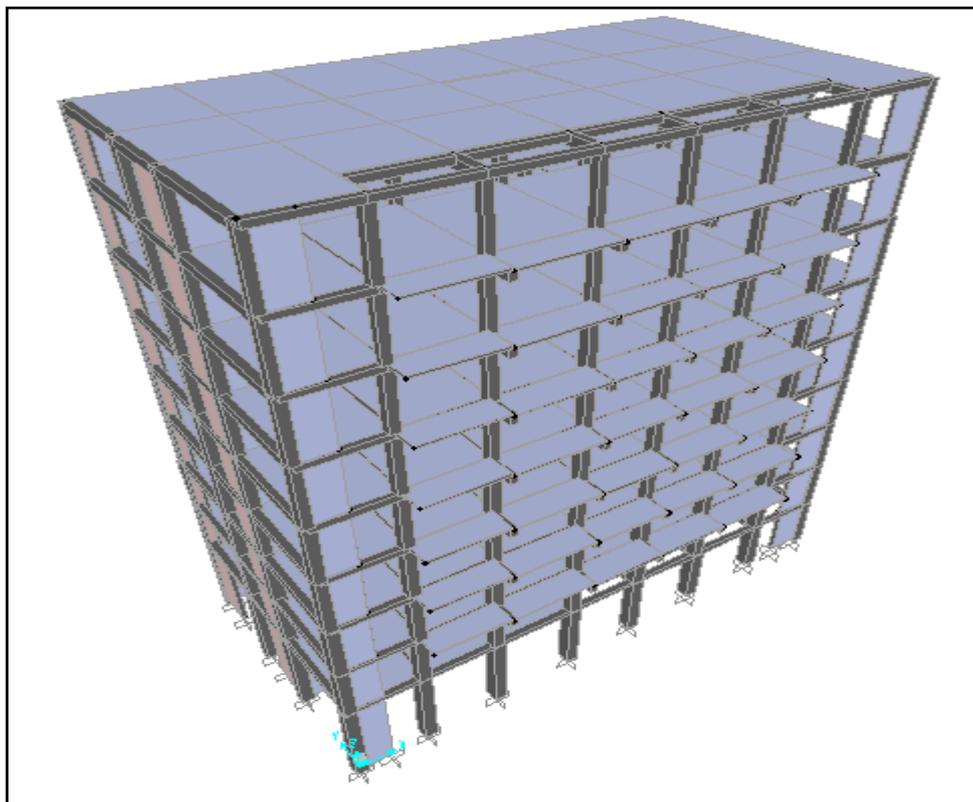


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14

4.4. Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

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. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,707	0,74935	0,00117	0,74935	0,00117
2	0,648	0,00094	0,75645	0,75029	0,75763
3	0,560	0,00072	0,00252	0,75101	0,76015
4	0,235	0,12904	0,00056	0,88005	0,76071
5	0,215	0,00075	0,12987	0,8808	0,89058
6	0,180	0,000071	0,00049	0,88087	0,89106
7	0,127	0,046	0,00058	0,92701	0,89164
8	0,116	0,00083	0,04315	0,92784	0,93479

Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 0,72 \text{ s} \\ T_y = 0,82 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

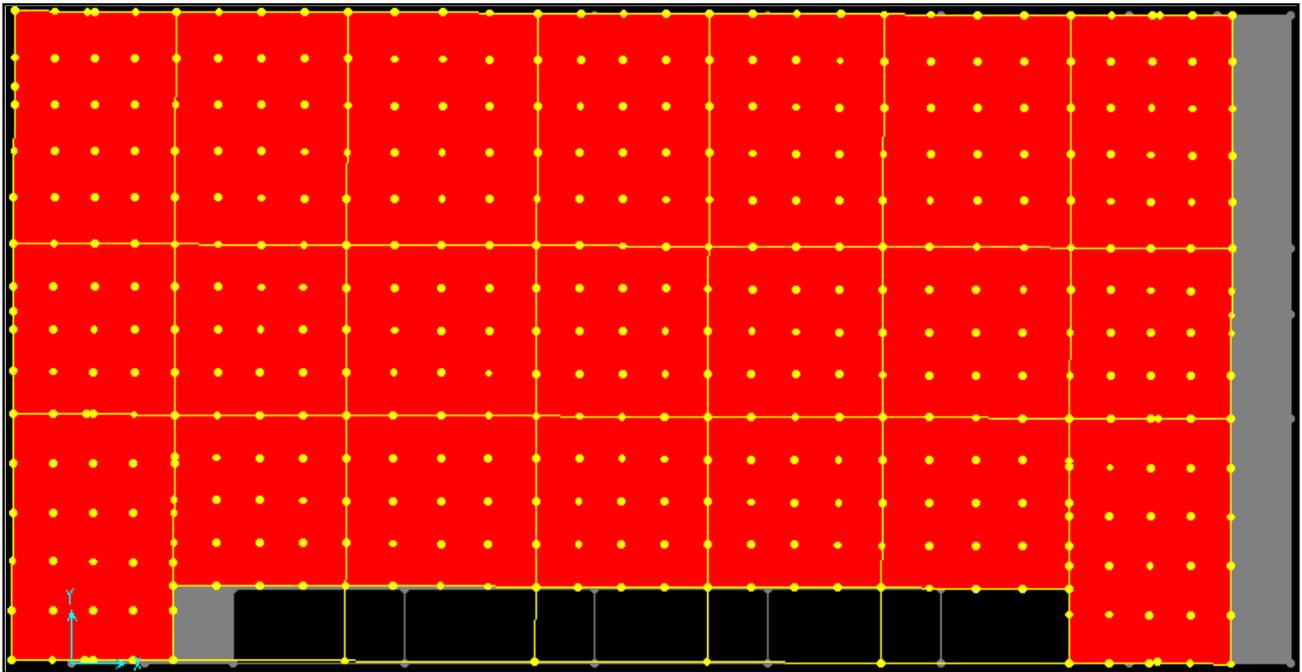


Figure IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X) (T=0.707)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

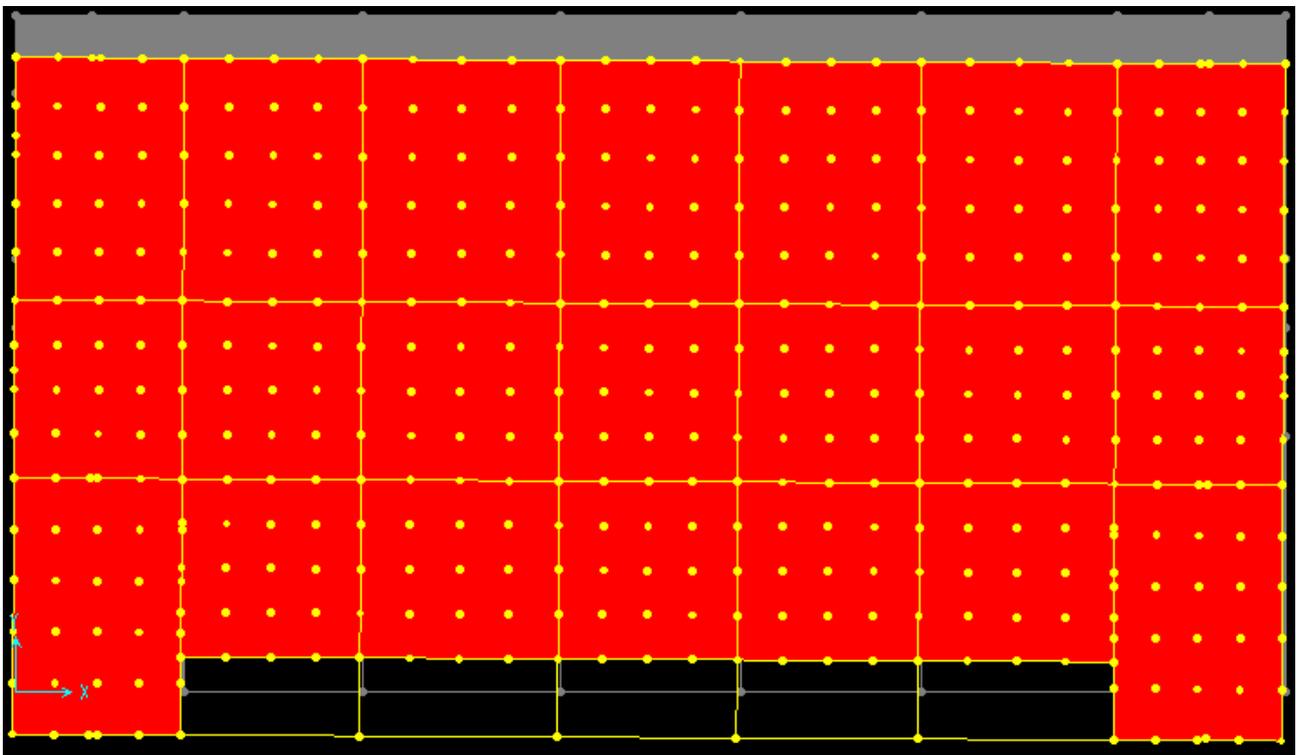


Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y) (T=0.648)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

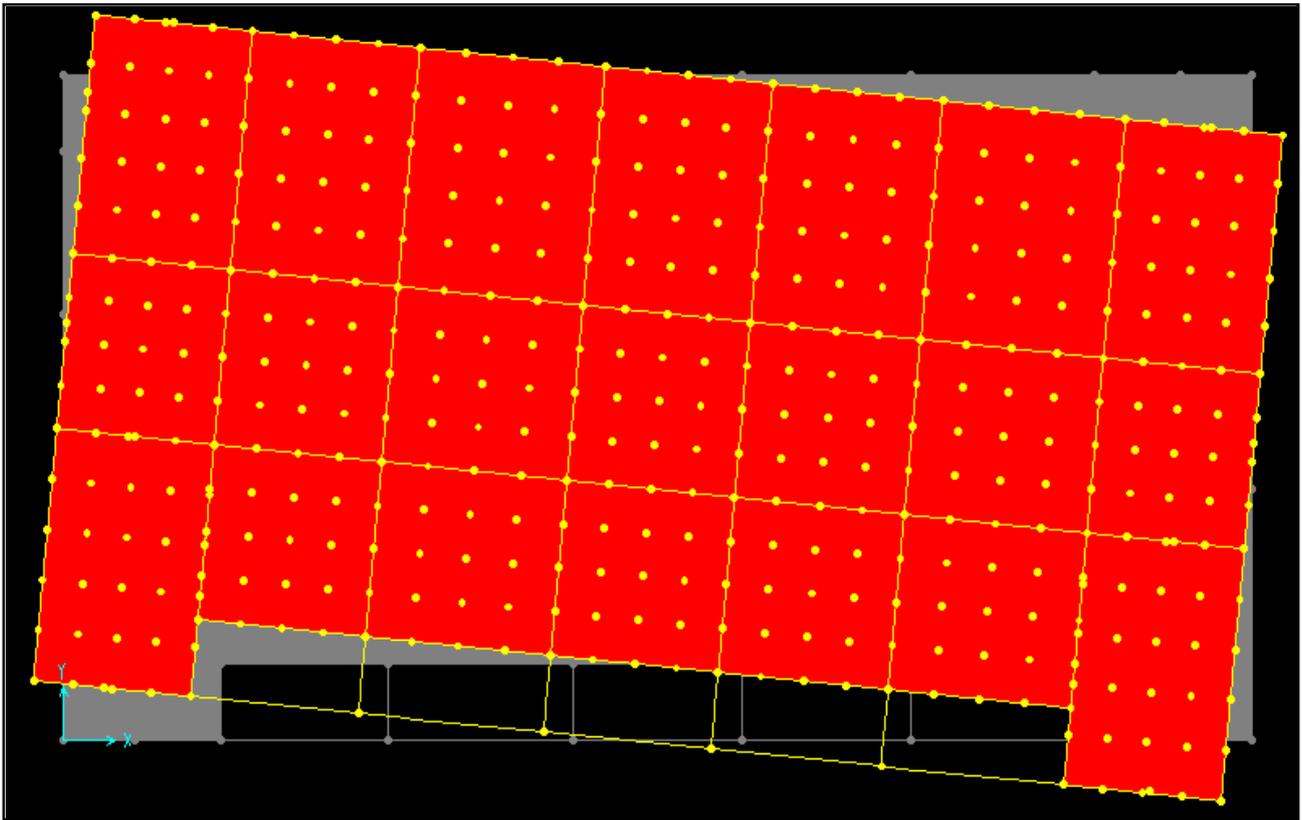


Figure IV.6.Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) (T= 0,56)

5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- ✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	32060.11	4411.472	87,90436	12,09564
1	27776.86	4309.829	86,56817	13,43183
2	24097.39	3683.194	86,74184	13,25816
3	20110.78	3362.394	85,67537	14,32463
4	16440.78	2847.731	85,23613	14,763887
5	12699.7	2403.351	84,08699	15,91301
6	9231.466	1797.081	83,70519	16,29481
7	5741.068	1212.261	82,56575	17,43425
8	2507.817	525.312	82,68086	17,31914

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	814,695	644,116	55,84651	44,15	908.141	533.419	62,9971	37,0028
1	793,929	590,584	57,34356	42,56644	934.005	556.958	62,6444	37,3555
2	858,75	423,457	66,97437	33,02563	950.875	434.657	68,6288	31,3711
3	737,317	435,212	62,88262	37,11738	825.409	438,299	65,3164	34,6835
4	738,467	303,559	70,86839	29,13161	802,632	319.783	71,5093	28,4906
5	555,802	331,612	62,63165	37,36835	611.582	340.384	64,2441	35,7558
6	513,651	197,955	72,18194	27,81806	542.718	216.741	71,4611	28,5388
7	316,46	182,856	63,3787	36,6213	334.921	194.581	63,2520	36,7479
8	256,918	75,478	77,29295	22,70725	263.084	64.227	80,3793	19,6226

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante : $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1527,091	1370,616	Vérifiée
Suivant Y-Y	1633,038	1231,416	Vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), 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 égal à :

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

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donnée par le RPA99/2003(Art4.43).

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

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	hk (m)	Sens x-x				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/hk (%)
RDC	5,1	0,0008	0,004	0	0,004	0,00078431
1	3,06	0,002038	0,01019	0,004	0,00619	0,00202288
2	3,06	0,003423	0,017115	0,01019	0,006925	0,00226307
3	3,06	0,004883	0,024415	0,017115	0,0073	0,00238562
4	3,06	0,006283	0,031415	0,024415	0,007	0,00228758
5	3,06	0,007629	0,038145	0,031415	0,00673	0,00219935
6	3,06	0,008812	0,04406	0,038145	0,005915	0,00193301
7	3,06	0,009849	0,049245	0,04406	0,005185	0,00169444
8	3,06	0,010705	0,053525	0,049245	0,00428	0,00139869
Sens y-y						
RDC	5,1	0,001069	0,005345	0	0,005345	0,00104804
1	3,06	0,002175	0,010875	0,005345	0,00553	0,00180719
2	3,06	0,003337	0,016685	0,010875	0,00581	0,00189869
3	3,06	0,004532	0,02266	0,016685	0,005975	0,00195261
4	3,06	0,005655	0,028275	0,02266	0,005615	0,00183497
5	3,06	0,006865	0,034325	0,028275	0,00605	0,00197712
6	3,06	0,007981	0,039905	0,034325	0,00558	0,00182353
7	3,06	0,008963	0,044815	0,039905	0,00491	0,00160458
8	3,06	0,009734	0,04867	0,044815	0,003855	0,0012598

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

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 :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$: 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 $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	hk (m)	Pk (KN)	Sens x-x		
			Δk	Vk (KN)	θ _K
RDC	5,1	32459,137	0,04	1458,811	0,017451
1	3,06	28562,283	0,00619	1384,513	0,041732
2	3,06	24730,059	0,006925	1282,207	0,043648
3	3,06	20896,463	0,0073	1172,529	0,042516
4	3,06	17186,205	0,007	1042,026	0,037729
5	3,06	13474,992	0,00673	887,414	0,033396
6	3,06	9874,646	0,005915	711,606	0,026823
7	3,06	6273,72	0,005185	499,316	0,02129
8	3,06	2818,146	0,00428	332,396	0,011859
Sens y-y					
RDC	5,1	32459,137	0,00545	1441,56	0,024062
1	3,06	28562,283	0,00559	1490,963	0,034996
2	3,06	24730,059	0,00585	1385,532	0,034123
3	3,06	20896,463	0,006	1263,708	0,032423

4	3,06	17186,205	0,00562	1122,415	0,028122
5	3,06	13474,992	0,00589	951,966	0,027246
6	3,06	9874,646	0,00561	759,459	0,023837
7	3,06	6273,72	0,00494	529,502	0,019128
8	3,06	2818,146	0,00389	327,311	0,010945

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

5.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m2)	N (KN)	γ	Observation
RDC	0,33	1687,067	0,204	Vérifiée
1	0,275	1404,892	0,204	Vérifiée
2	0,275	1198,492	0,174	Vérifiée
3	0,225	991,25	0,176	Vérifiée
4	0,225	790,138	0,140	Vérifiée
5	0,18	595,933	0,132	Vérifiée
6	0,18	422,41	0,093	Vérifiée
7	0,14	292,672	0,083	Vérifiée
8	0,14	150,829	0,043	Vérifiée

6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
Poteaux (cm²)	(55*60)	(50*55)		(45*50)		(40*45)		(35*40)	
Voiles (cm)	25	15							

Chapitre V

1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par l' et h' .
- $$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$
- b_1 et h_1 : La section du poteau considéré
- h_e : Hauteur d'étage

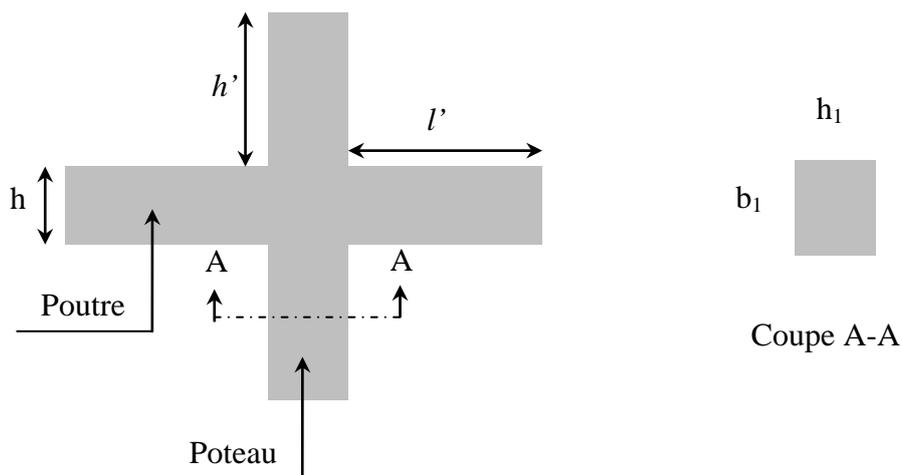


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm2)	Amin (cm2)	Amax (cm2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	(55*60)	26,4	132	198
1er et 2ème étage	(50*55)	22	110	165
3ème et 4ème étage	(45*50)	18	90	135
5ème et 6ème étage	(40*45)	14,4	72	108
7ème et 8ème étage	(35*40)	11,2	56	84

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

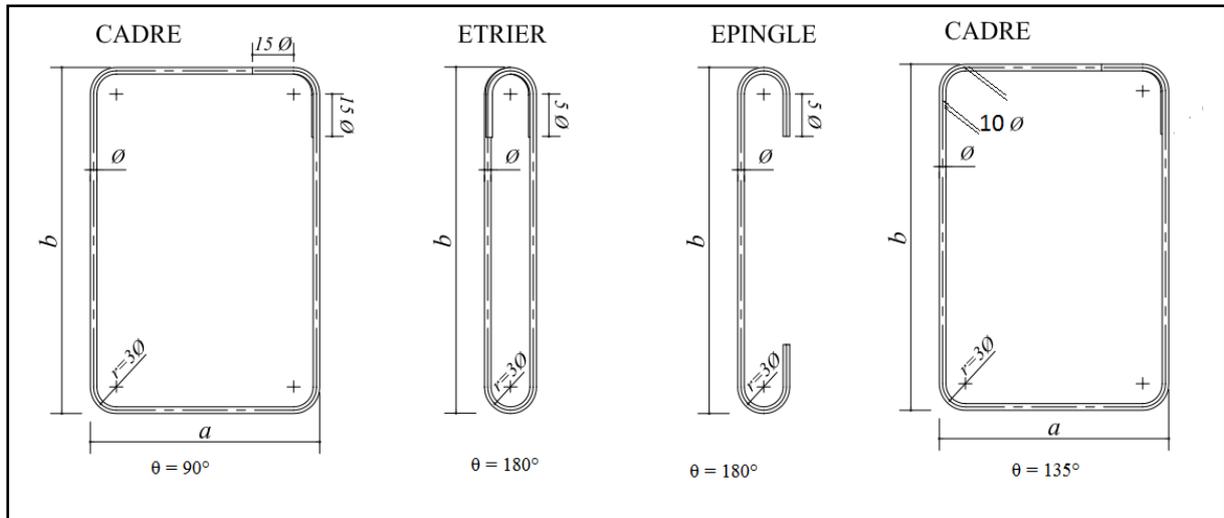


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel SAP2000.V15, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	-1970,903	-10,1737	236.575	-0.8511,	139,8049	1470,514	165,132
Etages1 et 2	-1606.59	-22,39	6.168	-5.9384	92.7921	-299,991	92,026
Etages3 et 4	-1140,727	11,338	-111,626	3,1251	-76,1157	500,909	73,932
Etages 5 et 6	-737,875	-7,6831	-44,155	1,172	-58,2929	-186,079	55,941
Etages7 et 8	-368,777	-0,9014	39,422	1.622	-38,6176	-103,571	33,667

2.3. Calcul du ferrailage

❖ Ferrailage longitudinal

➤ Hypothèses de calcul

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$).
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

✓ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{\max} = 1970,903 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 10,1737 \text{ KN.m}$ (ELU)

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

$e_G = \frac{M}{N} = 0,05 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 10.1737 + 1970.903 \times (0.57 - 0.3) = 542.31 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1970.903 \times 10^{-3} \times (0.57 - 0.03) - 542.31 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.52 \leq 0.83 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{542.31 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.57^2} = 0,213$$

$$A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,3 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 31,12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -25,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} < 0 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
RDC+sous-sol	(55*60)	0	26,4	28,65	4HA20+8HA16
Etages1 et 2	(50*55)	0.78	22	22,24	8HA16+4HA14
Etages3 et 4	(45*50)	0	18	18,47	12HA14
Etages 5 et 6	(40*45)	1.2	14,4	15,21	4HA14+8HA12
Etages7 et 8	(35*40)	1.34	11,2	13,57	12HA12

Tableaux V.4. Ferrailage transversal des poteaux

Niveaux	RDC+sous-sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	(55*60)	(50*55)	(45*50)	(40*45)	(35*40)
ϕ_l^{min} (cm)	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2
l_f (cm)	329	186,3	186,3	186,3	186,3
λ_g	5,06	3,1	3,38	3,72	4,13
$V(KN)$	165,132	92,026	73.932	55,941	33,667
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15
ρ	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t (cm ²)	2,58	2,35	2,07	1,74	1,18
A_t^{min} (cm ²)	4,12	3,75	3,37	3	2,62
A_t^{adop} (cm ²)	9HA8	8HA8	7HA8	6HA8	6HA8

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.4. Vérifications nécessaires

➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{\text{calc}})$		Observation
					Br	Br^{calc}	
RDC+sous-sol	1970,903	0,173	18,995	0,803	0,3074	0,1116	Vérifiée
Etages 1 et 2	1606,59	0,158	11,725	0,831	0,2544	0,0879	Vérifiée
Etages 3 et 4	1140,727	0,144	12,904	0,828	0,2064	0,0626	Vérifiée
Etages 5 et 6	737,875	0,129	14,334	0,822	0,1634	0,0408	Vérifiée
Etages 7 et 8	368,777	0,115	16,121	0,815	0,1254	0,0206	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

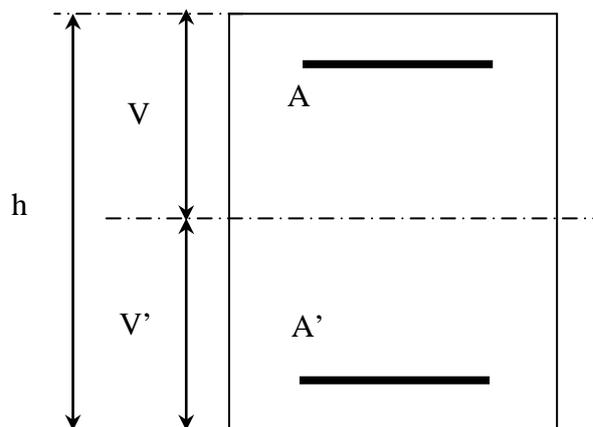
Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC+sous-sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	(55*60)	(50*55)	(45*50)	(40*45)	(35*40)
d (cm)	57	52	47	42	37
A (cm ²)	28,65	22,24	18,47	15,21	13,57
V (cm)	35,579	32,284	29,347	26,44	23,83
V' (cm)	24,421	22,716	20,653	18,556	16,17
I_{yy} (m ⁴)	0,0149	0,0102	0,0068	0,0044	0,0021
N_{ser} (MN)	1,432	1,168	0,829	0,537	0,267
M_{ser} (MN.m)	0,0317	0,0282	0,0258	0,0263	0,0211
M_{serG} (MN.m)	0,1113	0,0842	0,0619	0,0475	0,0313
σ_{bc1} (MPa)	4,61	4,51	3,95	3,27	2,17
σ_{bc2} (MPa)	6,16	6,12	5,56	4,99	3,71
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC+sous-sol	(55*60)	3,29	5,48	0,075	57	165.132	0,527	1,875	vérifiée
Etages 1 et 2	(50*55)	1,862	3,72	0,04	52	92.026	0,354	1	vérifiée
Etages 3 et 4	(45*50)	1,862	4,13	0,04	47	73.932	0,34	1	vérifiée
Etages 5 et 6	(40*45)	1,862	4,65	0,04	42	55.941	0,333	1	vérifiée
Etages 7 et 8	(35*40)	1,862	5,32	0,075	37	33.667	0,26	1,875	vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC+sous-sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections		(55*60)	(50*55)	(45*50)	(40*45)	(35*40)
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80
	P.S	60	60	60	60	60
h' (cm)		85	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Schéma de ferrailages des poteaux

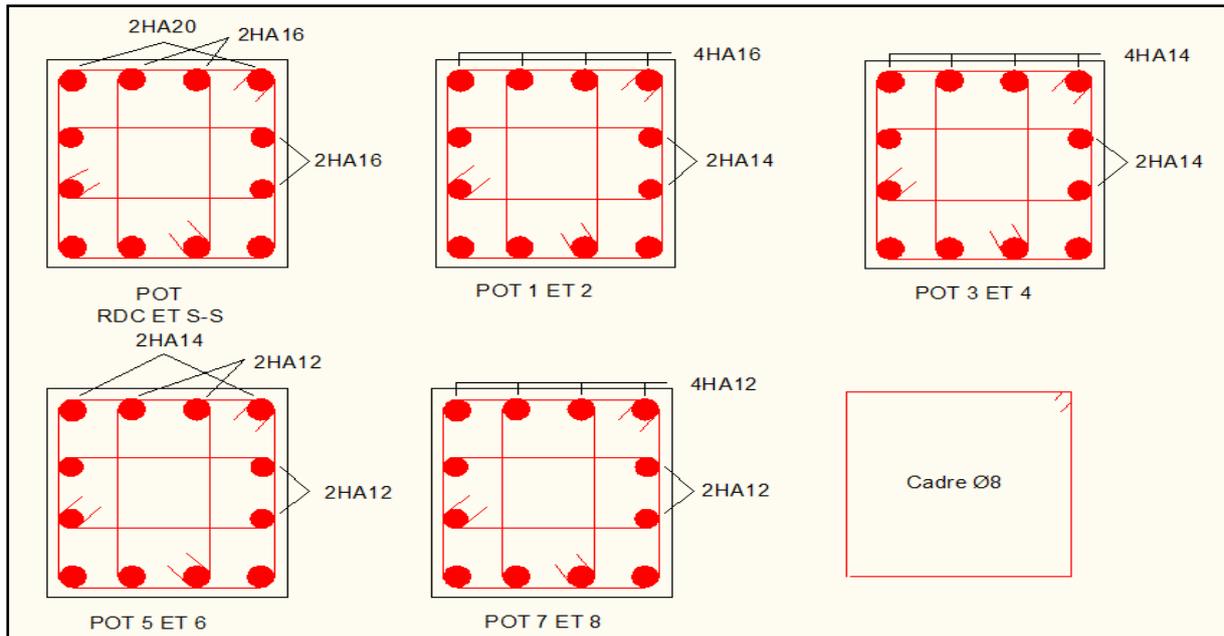


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux

3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

3.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14

Tableau V.9.Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous sol (30×70)	Travée	80,4097	3,52	4,62	10,5	3HA14
	Appui	-177,026	7,98	9,24	10,5	6HA14
RDC	Travée	60,48	4.26	5,15	6	2HA16+1HA12
	Appui	-65,08	4,6	5,15	6	2HA16+1HA12
1	Travée	66,44	4,7	5,15	6	2HA16+1HA12
	Appui	-75,54	5.38	6.16	6	4HA14
2	Travée	59,59	4.19	5.15	6	2HA16+1HA12
	Appui	-70,747	5,02	5,15	6	2HA16+1HA12
3	Travée	38,69	2,68	3.8	6	2HA12+1HA14
	Appui	-50,68	3,54	4.52	6	4HA12
4	Travée	50,052	3.5	3.8	6	2HA12+1HA14
	Appui	-57,42	4,04	4,52	6	4HA12

5	Travée	28,72	1,97	3,39	6	3HA12
	Appui	-47,54	3,31	3,39	6	3HA12
6	Travée	23,20	1,59	3,39	6	3HA12
	Appui	-43,50	3,02	3,39	6	3HA12
7	Travée	18,13	1,24	3,39	6	3HA12
	Appui	-38,97	2,7	3,39	6	3HA12
8	Travée	32,19	2,22	3,39	6	3HA12
	Appui	-30,65	2,114	3,39	6	3HA12

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	29.43	2,83	3.39	4,5	3HA12
	Appui	-28,15	2,7	3.39	4,5	3HA12
1	Travée	35,12	3,4	4.52	4,5	4HA12
	Appui	-30,72	2,96	3.39	4,5	3HA12
2	Travée	35.26	3,42	4.52	4,5	4HA12
	Appui	-32.009	3,09	3.39	4,5	3HA12
3	Travée	33.81	3,27	3.39	4,5	3HA12
	Appui	-32.15	3,1	3.39	4,5	3HA12
4	Travée	30.44	2,93	3,39	4,5	3HA12
	Appui	-30,87	2,97	3.39	4,5	3HA12
5	Travée	26,44	2,53	3,39	4,5	3HA12
	Appui	-29,17	2,8	3.39	4,5	3HA12
6	Travée	21,51	2,04	3,39	4,5	3HA12
	Appui	-26,26	2,51	3.39	4,5	3HA12
7	Travée	16,51	1,56	3,39	4,5	3HA12
	Appui	-23,10	2,2	3.39	4,5	3HA12
8	Travée	11,72	1,1	3,39	4,5	3HA12
	Appui	-18,90	1,7	3.39	4,5	3HA12

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm et } A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)}$$

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$\text{On a } A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérfifiée}$$

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm.}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 4\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ PP } (30 \times 40) : A_{max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ PP } (30 \times 70) : A_{max} = 84 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ PS } (30 \times 30) : A_{max} = 36 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 6\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ PP } (30 \times 40) : A_{max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ PP } (30 \times 70) : A_{max} = 126 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ PS } (30 \times 30) : A_{max} = 54 \text{ cm}^2$$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**▪ **Condition de non fragilité**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{PP}(30 \times 40): A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{PS}(30 \times 30): A^{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \{\text{PP}(30 \times 70): A^{\min} = 2,53 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}\}$$

▪ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres (cm)	V_{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale (30×40)	153,441	1.38	3.33	<i>Vérifiée</i>
Secondaires (30×30)	59,317	0.73	3.33	<i>Vérifiée</i>
Sous-sol				
Principale (30×70)	113,246	0,56	3,33	<i>Vérifiée</i>

▪ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

$$\text{Pour les appuis de rives: } A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires: } A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{\max} - \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principales (30×40)	153,441	-75,54	6,16	4,41	-2,1	Vérifiée
Secondaires (30×30)	59,317	-32,15	3,39	1,7	-2,09	Vérifiée
Sous-sol						
Principale (30×70)	113,246	-177,026	9,24	3,25	-5,18	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Position	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Obs
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
PP (30×40)	Travée	24,13	3,39	9,63	47023,15	4,94	15	Vérifiée
	Appui	-30,26	3,39	9,63	47023,15	6,19	15	Vérifiée
PS (30×30)	Travée	10,31	3,39	9,63	47023,15	2,11	15	Vérifiée
	Appui	-14,41	3,39	9,63	47023,15	2,95	15	Vérifiée
Sous-sol								
PS (30×70)	Travée	164,9351	4,62	15,4	221037,4	11,49	15	Vérifiée
	Appui	-187,048	9,24	20,6	385812,7	10,02	15	Vérifiée

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

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

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

$$PP (30 \times 40) : \begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 37,87 \text{ cm} \\ A = 5,15 < A_f = 11,65 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$PP (30 \times 70) : \begin{cases} h = 70 \text{ cm} > h_f = 41,74 \text{ cm} \\ A = 9,24 < A_f = 21,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$PS(30 \times 30) : \begin{cases} h = 30 \text{ cm} > h_f = 26,11 \text{ cm} \\ A = 4,62 \text{ cm}^2 < A_f = 8,5 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

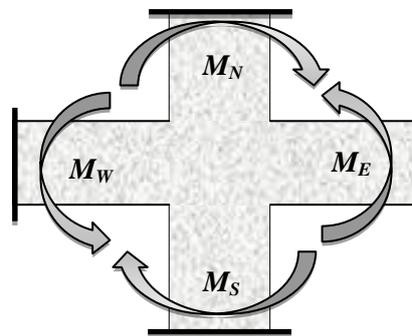


Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	60	54	28,65	348	538,391
Etages 1 et 2	55	49,5	22,24	348	383,106
Etages 3 et 4	50	45	18,47	348	289,24
Etages 5 et 6	45	40,5	15,21	348	214,37
Etages 7 et 8	40	36	13,57	348	170,005

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	40	36	5,15	348	64,519
Etages 1	40	36	6,16	348	77,172
Etages 2	40	36	5,15	348	64,519
Etages 3	40	36	4,52	348	56,627
Etages 4	40	36	4,52	348	56,627
Etages 5	40	36	3,39	348	42,47
Etages 6	40	36	3,39	348	42,47
Etages 7	40	36	3,39	348	42,47
Etages 8	40	36	3,39	348	42,47

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	30	27	3,39	348	31,852
Etages 1	30	27	3,39	348	31,852
Etages 2	30	27	3,39	348	31,852
Etages 3	30	27	3,39	348	31,852

Etages 4	30	27	3,39	348	31,852
Etages 5	30	27	3,39	348	31,852
Etages 6	30	27	3,39	348	31,852
Etages 7	30	27	3,39	348	31,852
Etages 8	30	27	3,39	348	31,852

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
RDC	383,106	538,391	921,497	64,519	64,519	161,29	<i>Vérifiée</i>
Etages 1	383,106	383,106	766,212	77,172	77,172	192,93	<i>Vérifiée</i>
Etages 2	289,24	383,106	672,346	64,519	64,519	161,29	<i>Vérifiée</i>
Etages 3	289,24	289,24	578,48	56,627	56,627	141,5675	<i>Vérifiée</i>
Etages 4	214,37	289,24	503,61	56,627	56,627	141,5675	<i>Vérifiée</i>
Etages 5	214,37	214,37	428,74	42,47	42,47	106,175	<i>Vérifiée</i>
Etages 6	170,005	214,37	384,375	42,47	42,47	106,175	<i>Vérifiée</i>
Etages 7	170,005	170,005	340,01	42,47	42,47	106,175	<i>Vérifiée</i>

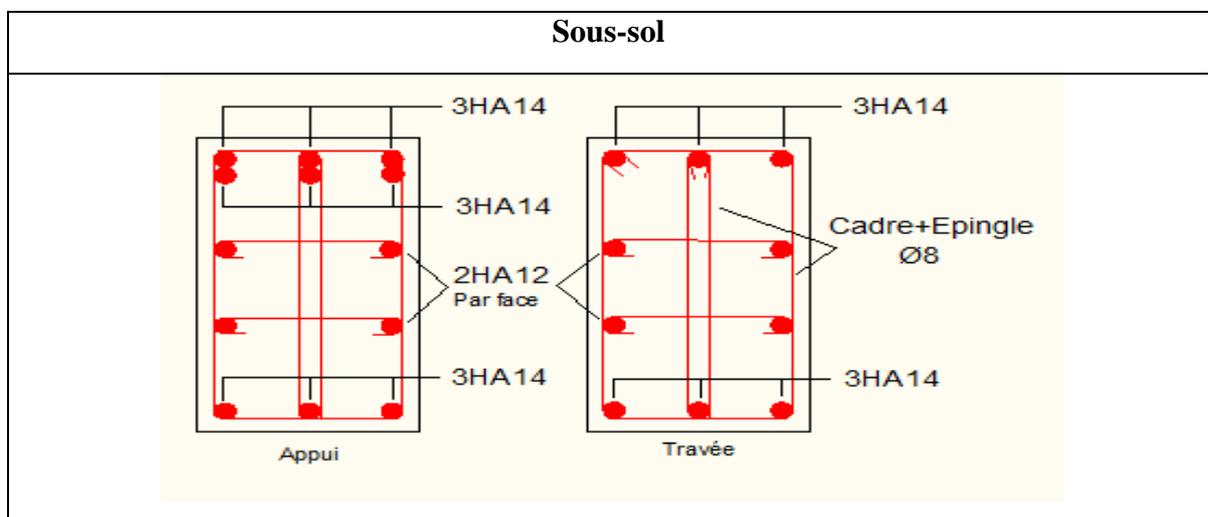
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
RDC	383,106	538,391	921,497	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>
Etages 1	383,106	383,106	766,212	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>
Etages 2	289,24	383,106	672,346	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>

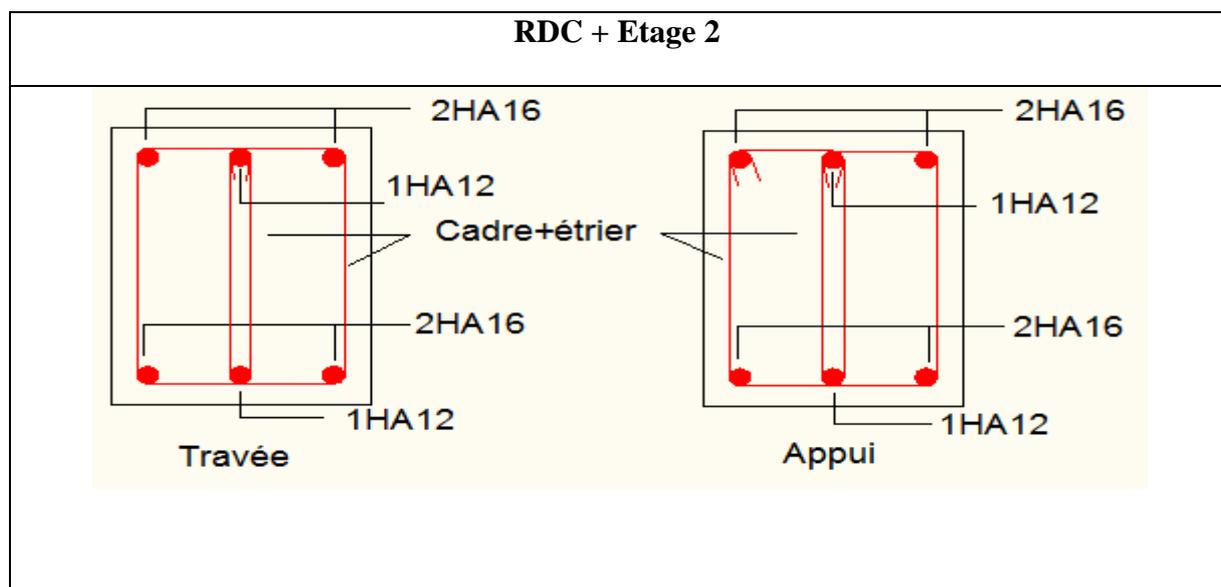
Etages 3	289,24	289,24	578,48	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>
Etages 4	214,37	289,24	503,61	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>
Etages 5	214,37	214,37	428,74	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>
Etages 6	170,005	214,37	384,375	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>
Etages 7	170,005	170,005	340,01	31,852	31,852	79,63	<i>Vérifiée</i>

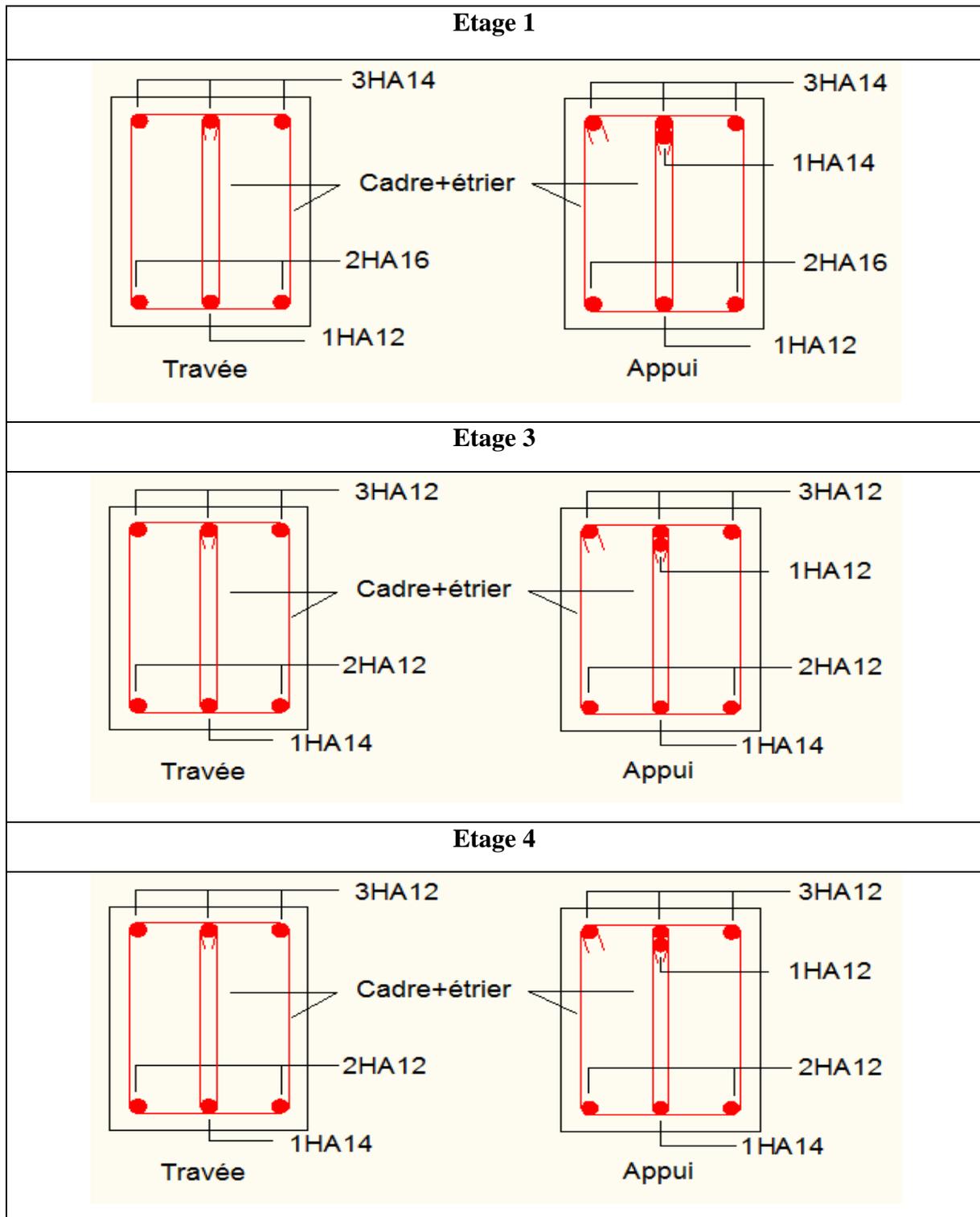
➤ Schémas de ferrailage des poutres

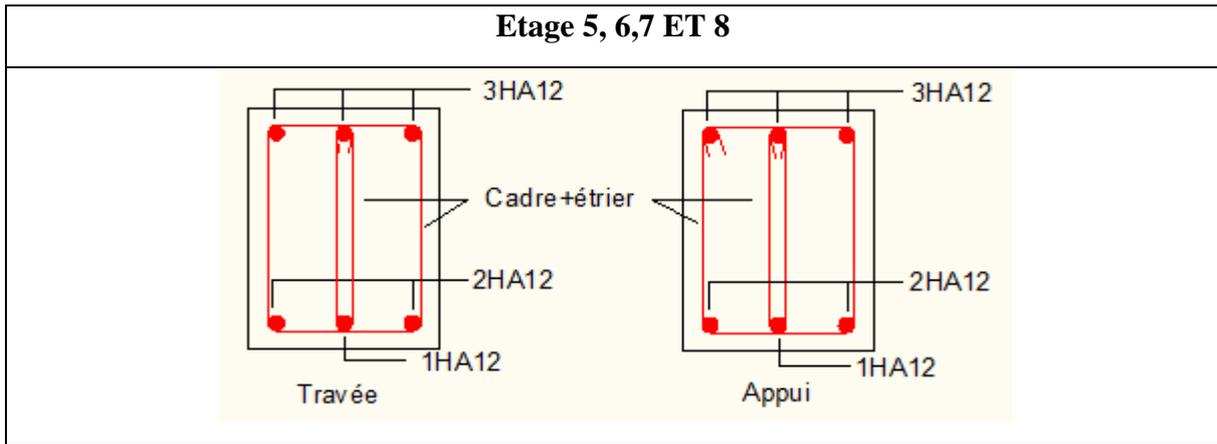
Poutre principale (30*70)



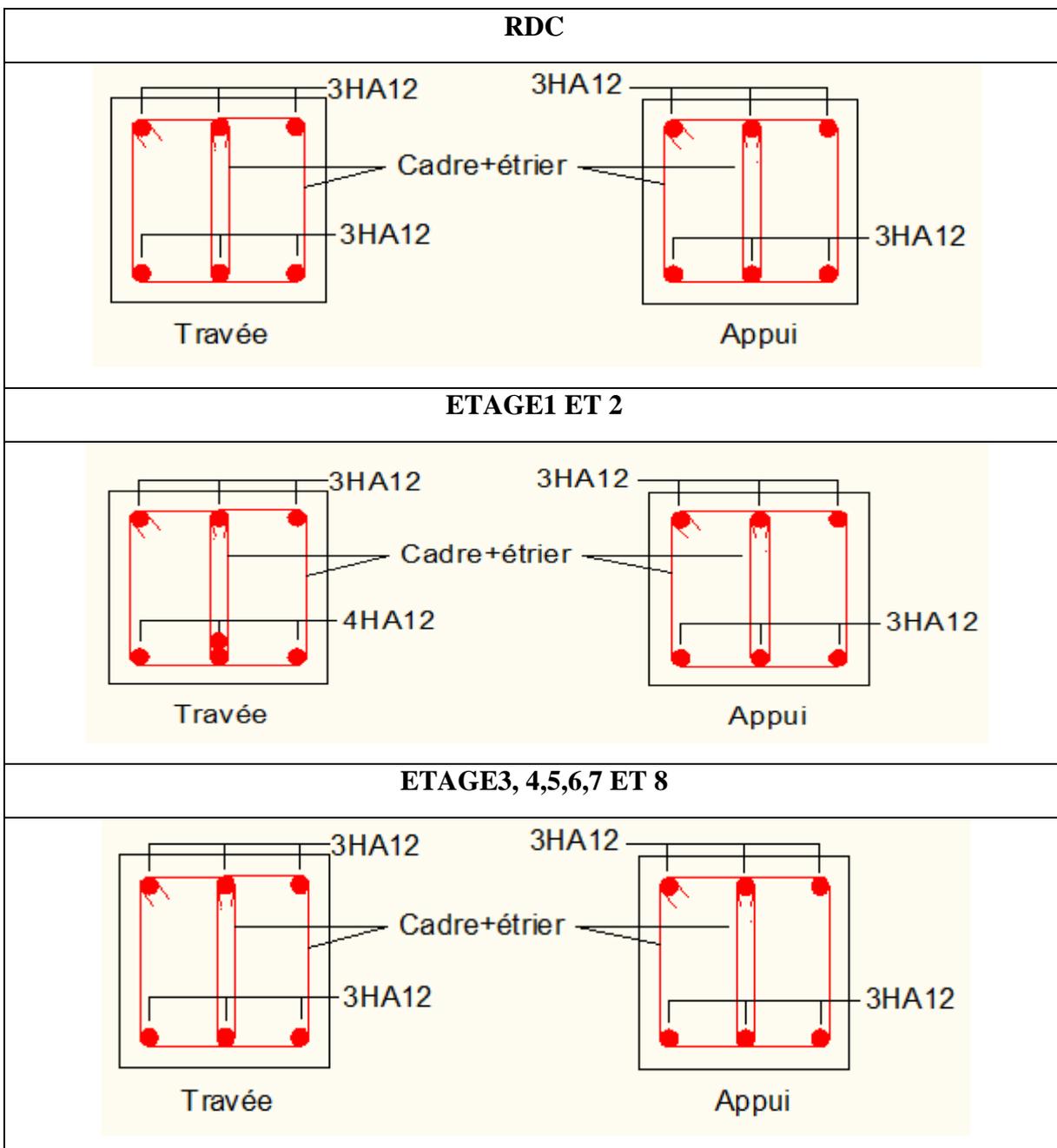
Poutres Principale (30*40)







Poutres Secondaire (30* 30)



4. Étude des voiles

4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. 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 vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$1) 1.35G + 1.5Q$$

$$2) G + Q \pm E$$

$$3) 0,8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone
 e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile

- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ **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.

➤ **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.

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Sollicitations de calcul

Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{5=1,4m}$

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	652.012	42.9264	-61.175	422.1049	476.6785	885.422	220.374
Etages 1 et 2	619,616	6,0226	242,067	125,951	134,7173	540,464	121,839
Etages 3 et 4	480,761	26,6789	335,686	105,867	113,413	322,959	108,875
Etages 5 et 6	338,446	40,0015	143,845	81,3285	92,3021	211,687	96,716
Etages 7 et 8	164,733	6,3615	45,283	52,9395	66,3163	77,049	72,094

4.4. Calcul du ferrailage

A) Calcul du ferrailage sous N_{cor} et M_{max} pour RDC

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,4 \text{ m}, d = 1,35 \text{ m}, e = 0,25 \text{ m}.$$

$$N_{\text{max}} = -885,422 \text{ KN (traction)}, M_{\text{cor}} = 476,6785 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,85 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,7 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{\text{ua}} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 476,6785 + (-885,422) \times \left(1,35 - \frac{1,4}{2} \right) = -79,35 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{ua}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79,35 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,35^2 \times 18,48} = 0,0094$$

$$\mu_{bu} = 0,0094 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,011$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,35(1 - 0,4 \times 0,011) = 1,34 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{79,35 \times 10^{-3}}{1,34 \times 400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,47 \times 10^{-4} - \frac{-885,422 \times 10^{-3}}{400} = 23,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 23,6 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

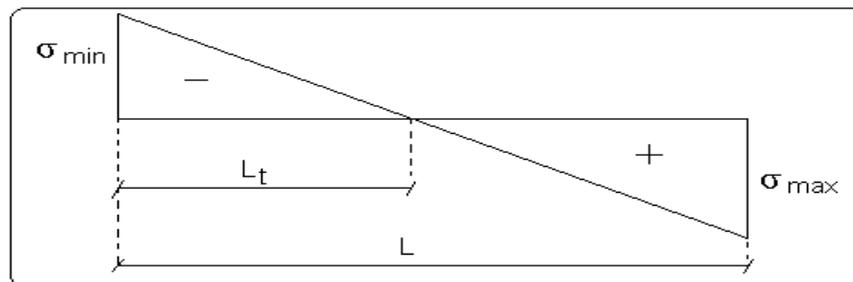


Figure V.6. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -8,36 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{3,3 \times 1,4}{8,36 + 3,3} = 0,39 \text{ m}$$

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 220,374 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 220,374 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,35} = 0,914 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{0.914 \times 0,25 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1.42, \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$N_{max} = -652.012 \text{ KN} \quad M_{cor} = 42.9264 \text{ KN.m}$$

$$AS = 10.69 \text{ cm}^2$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N_{min} = 61.175 \text{ KN} \quad M_{cor} = 422.1049 \text{ KN.m}$$

$$AS = 9.39 \text{ cm}^2$$

• **Vérifications:**

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 25 \times 39 = 1,95 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 135 \times 25 \times 2.1 / 400 = 4.07 \text{ cm}^2 \quad (A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 25 \times (140 - 2 \times 39) = 1,55 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 25 \times 140 = 5,25 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

➤ **Choix des barres**

▪ **Armatures verticales**

$$\text{En zone tendu } A^{ZT} = 4HA20 + 6HA16 = 24.63 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures horizontales**

$$A_h = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{5=1,4m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m2)	0.25×1.4	0.15×1.4	0.15×1.4	0.15×1.4	0.15×1.4
M(KN)	476,6785	134,7173	113.959	40.0015	6.3615
N(KN)	-885,422	-540,464	-322.959	-338.446	-164.733
V (KN)	220.374	121,839	108,875	96,716	72,094
τ (MPa)	0.5	0.86	0.806	0.716	0.71
$\bar{\tau}$ =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm2)	23.6	9.05	7.73	6.097	2.56
A_v^{min} (cm2)	5.25	3.15	4.2	4.2	4.2
A_v^{adop} (cm2)	24.63	11.31	11.31	7.85	7.85
N^{bre} /par face	4HA20+6HA16	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10
St (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm2)	1.42	0.76	0.76	0.67	0.67
A_h^{min} (cm2)	0.75	0.45	3.038	3.038	3.038
A_h^{adop} (cm2)	1.57	1.57	3.16	3.16	3.16
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	4HA10	4HA10	4HA10
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{8=1,45m}$

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	688.736	249.783	43.277	283.1294	286.8907	151.471	95.313
Etages 1 et 2	569.076	0.1269	281.667	102.2217	103.1277	327.082	85.957

Etages 3 et 4	426.503	32.9226	181.525	63.4394	104.59	359.4	96.652
Etages 5 et 6	298.869	34.8563	107.957	44.2255	87.767	270.631	88.247
Etages7 et 8	158.473	59.4191	26.924	15.3785	59.4191	158.473	67.455

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{8=1,45m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1^{ere} et 2^{eme} étage	3^{eme} et 4^{eme} étage	5^{eme} et 6^{eme} étage	7^{eme} et 8^{eme} étage
Section (m²)	0.25×1.45	0.15×1.45	0.15×1.45	0.15×1.45	0.15×1.45
M(KN)	249.783	0.1269	32.9226	34.9226	59.4191
N(KN)	-688.736	-569.076	-426.652	-298.869	-158.473
V (KN)	95,313	85.957	96.652	88.247	67.455
τ (MPa)	0.4	0.61	0.69	0.69	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	14.43	8.18	7.11	5.33	3.47
A_v^{min} (cm²)	5.43	4.35	4.35	4.35	3.26
A_v^{adop} (cm²)	15.43	11.31	11.31	7.85	7.85
N^{bre} /par face	10HA14	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm²)	0.64	0.58	0.65	0.59	0.45
A_h^{min} (cm²)	0.75	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{9=2m}$ dans tous les niveaux dans sensé (y-y)

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	1023.684	876.2235	90.146	657.8914	876.2235	1023.684	276.398
1 et 2	913.97	26.0053	338.972	241.0474	395.7148	902.35	264.404
3 et 4	743.403	7.5897	317.229	220.057	229.6622	619.138	186.606
5 et 6	544.524	5.0547	230.498	140.0572	141.387	342.911	133.633
7 et 8	291.255	19.2609	103.401	69.3033	84.4095	39.859	69,454

Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{9=2m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m²)	0.25×2	0.15×2	0.15×2	0.15×2	0.15×2
M(KN)	876,2235	395,7148	7,5897	5.0547	19,2609
N(KN)	1023,684	902,35	743,403	544,524	291,255
V (KN)	276,398	264,404	186,606	133,633	69,454
τ (MPa)	0.86	1.37	0.96	0.36	0.369
$\frac{\tau}{\bar{\tau}}$ =0.2f_{c28}(MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	27.85	15.98	10.85	7.93	4.6
A_v^{min} (cm²)	7.5	4.5	6	6	6
A_v^{adop} (cm²)	28.14	16.64	15.83	11.00	11
N^{bre} /par face	14HA16	2HA14+12HA12	14HA12	14HA10	14HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm²)	1.34	1.29	0.91	0.65	0.34
A_h^{min} (cm²)	0.75	0.45	4.38	4.38	4.38
A_h^{adop} (cm²)	2.26	2.26	4.52	4.52	4.52
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA12	4HA12	4HA12	4HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

➤ Schéma de ferrailage

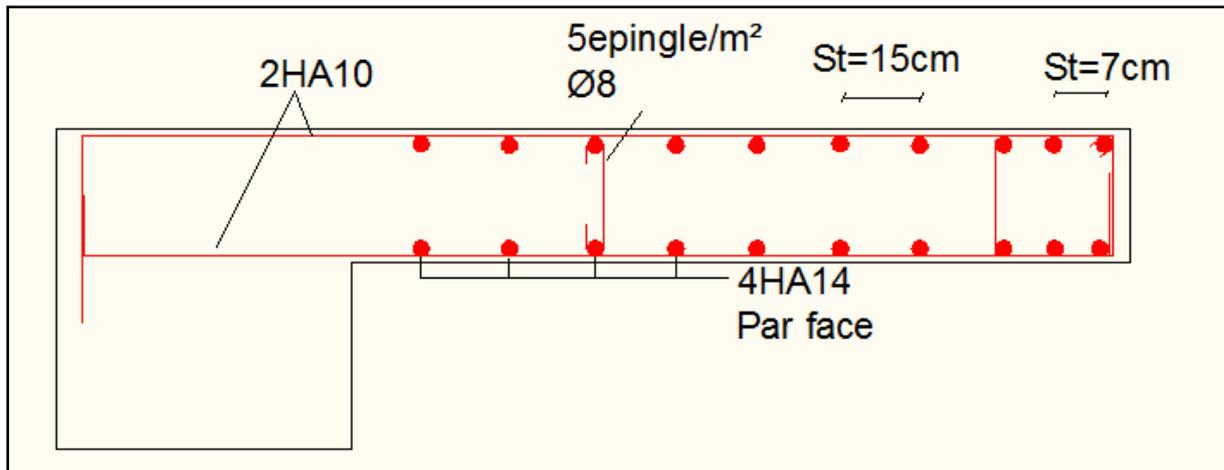


Figure V.7. Schéma de ferrailage du Voile V_{8=1.45m} (niveau R.D.C)

Chapitre VI

1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

3. Reconnaissance du sol

Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,9 bar pour une profondeur d'ancrage de 1,5 m.

4. Choix du type de fondation

4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14.

$$N = 1586,723 \text{ KN}$$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,9 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,6}{0,55} \times \frac{1586,723}{190}} \Rightarrow B \geq 3.01m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,55m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

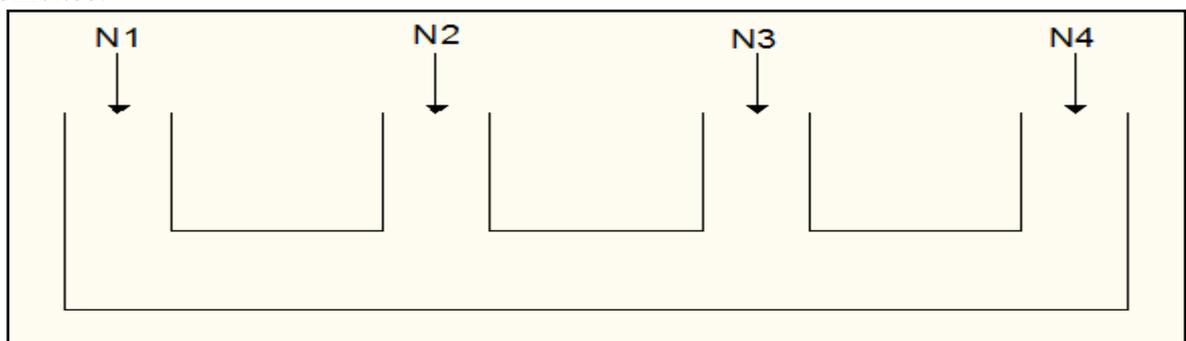


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ». (ELS)

$$N_1 = 1230,26 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1354,17 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1586,72 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1226,2 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 5397,35 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{5397,35}{(190 \times 13,1)} = 2,16 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{On opte pour } B = 2,2 \text{ m.}$$

Donc le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

4.2.1. Calcul de la hauteur de la semelle

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{2,2-0,55}{4} + 5 = 46,25 \text{ cm}$$

On opte pour **h=50 cm**

4.2.2. Vérification du poinçonnement

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (Article A.5.2.4.2)}$$

$$\mu_c = (a+b+2 \times h) \times 2 \quad \mu_c = (0,55 \times 0,6 + 2 \times 0,5) \times 2 \quad \mu_c = 4,3 \text{ m}$$

$$Q_u = 1586,72 \text{ KN} \leq 1612,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4.2.3. Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} (x, y)$$

$$\text{On a: } I_y = 11,62 \text{ m}^4 ; I_x = 412,62 ; Y_G = 6,55 \text{ m} ; X_G = 1,1 \text{ m}$$

- Sens x-x $N=5397,35 \text{ KN}$; $M_x=397,57\text{KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{28,82} \times Y_G = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{28,82} \times Y_G = 0.193 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.186 \text{ Mpa} < 0.19 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_{max} = 0.186 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = 0.189 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.187 \text{ Mpa} < 0.19 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X** : $e = \frac{397,57}{5397,35} \leq \frac{2.2}{4} \Rightarrow e = 0.074 \text{ m} < 0.55 \text{ m}$

- **Dans le sens Y-Y** : $e = \frac{1.08}{5397,35} \leq \frac{2.2}{4} \Rightarrow e = 0.0002 \text{ m} < 3,275 \text{ m}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

4.2.5. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

FS : coefficient de sécurité (FS = 1.5).

S_s: Surface de la semelle = 28,82 m²

γ_w = 10 KN/m³ (poids volumique)

H : la hauteur d'ancrage de la semelle (H=1.50m).

$N = 5397,57 \text{ KN} \geq 648,45 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

4.2.6. Ferrailage

a-ferrailage principal :

Avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$$N_u = 7434,45 \text{ KN}$$

$$A_s // B = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,43445(2,2-0,55)}{8 \times 0,45 \times 400} = 85,18 \text{ cm}^2$$

b- ferrailage secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc on met seulement des aciers de construction. $A_r = \frac{A_s}{3} = 28,39 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit: } S_{//B} = 56\text{HA}14 = 86,21 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad st = 20 \text{ cm}$$

$$S_{//L} = 15\text{HA} 16 = 30,16 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad st = 15 \text{ cm}$$

Remarque: on a ferrailer a l'ELU puisque c'est le plus defavorable

5. Étude des poutres de rigidité**5.1. Définition**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

5.2. Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4,75 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{475}{9} \leq h \leq \frac{475}{6} \quad \Rightarrow \quad 52,77 \leq h \leq 79,16 \text{ (cm)}$$

Soit : h = 70 cm , b = 60 cm

5.3. Calcul de chargement sur la poutre de rigidité

$$q_u = \frac{\sum Ni}{L} \Rightarrow q_u = \frac{7437,45}{13,1} \Rightarrow q_u = 567,74 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum Ni}{L} \Rightarrow q_s = \frac{5397,35}{13,1} \Rightarrow q_s = 411,98 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. ferrailage de la poutre rigidité

Travées (m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{t adopt} (cm ²)	A _{a adopt} (cm ²)
4,75	944,888	1134,952	47,4	59,51	10HA25=49,09	5HA32+5HA25=64,75

❖ Vérification nécessaire

A l'ELU :

- Condition de non fragilité: $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,85 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1536,755}{0,6 \times 0,65} \times 10^{-3} = 3,94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifiée}$$

On augmente la section de la poutre de rigidité soit : h=100cm , b=65cm

$$\tau_u = 2,48 \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau VI.2. Le ferrailage recalculé

Travées (m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{t adopt} (cm ²)	A _{a adopt} (cm ²)
4,75	944,888	1134,952	29,72	36,18	4HA25+4HA20=32,2	8HA25=39,27

A l'ELS :

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
travée	685,657	30,87	2623798,5	8,06	15	251,37	201,63
appui	823,577	33,41	3042479,1	9,04	15	250,07	201,63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on redimensionne à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve les résultats suivant :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Position	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Aadp (cm ²)	Choix par (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	685,657	39,27	45,53	2HA32+6HA25	7,16	181
Appuis	823,577	47,64	51,8	4HA32+4HA25	8,25	192,47

❖ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28,57; 65; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ Armature de peau

Comme la poutre a une hauteur de 100cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section **Ap=3cm²/ml de Hauteur**, h=100cm donc : soit 2HA12 2,26 ²/face

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{face}$$

❖ Schémas de ferrailage de la semelle filante

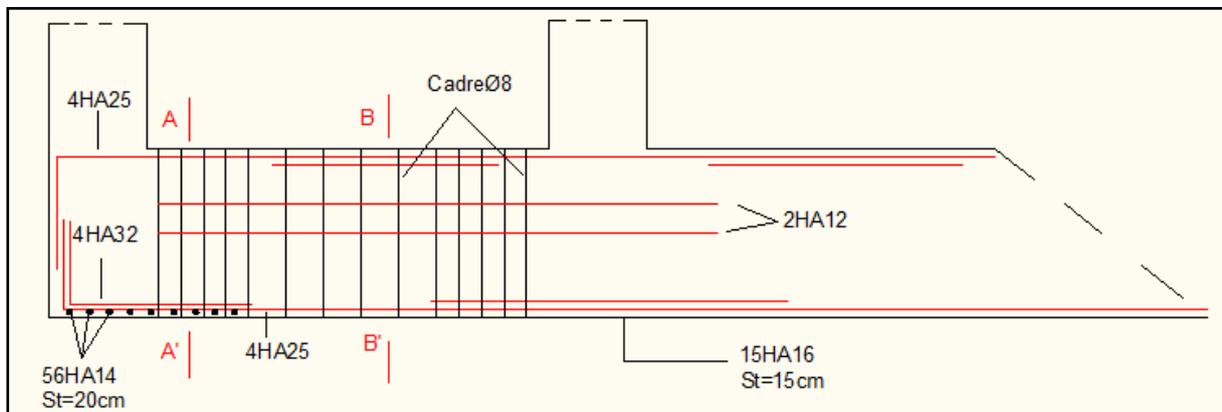


Figure VI.2. Schéma de ferrailage de la semelle filante

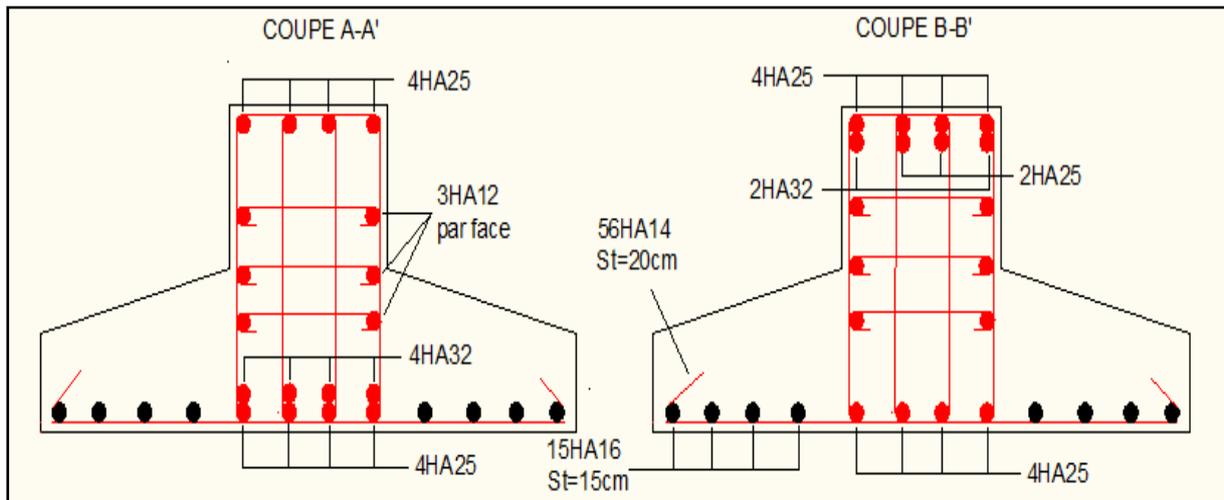


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe A-A' et B-B')

6. Les longrines

6.1. Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

6.2. Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Site de categories S2 et S3} \\ 30 \times 30 : \text{Site de categories S4} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Art10.1.1.b)}$$

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad [1](\text{Art IV.2.3})$$

Avec :

L_{max} : Longueur maximale entre axes des longrines

$$L_{max} = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

6.3. Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravite apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considère :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Site : } S2 \\ \alpha = 15 \\ \text{Zone : } IIa \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

▪ Les armatures longitudinales (Al) :

$$A_l \geq (A(ELU); A(ELS)). \quad \text{BAEL (Art.A.4.5.33)}$$

Avec :

$A(ELU)$: section d'armatures calculée à l'état limite ultime $A(ELU) = \frac{F_{ELU}}{\bar{\sigma}_s}$

$$F_{ELU} = \frac{Nu_{max}}{a}$$

Avec : Nu_{max} = effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELU.

$\bar{\sigma}_s = 400$ MPa : contrainte limite ultime de l'acier.

$A(ELS)$: section d'armatures calculée à l'état limite ultime $A(ELS) = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$

$$F_{ELS} = \frac{Ns_{max}}{a}$$

Ns_{max} = effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELS.

$\sigma_s = 202$ MPa : contrainte limite de service de l'acier.

▪ Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,3 \times 0,37 \times \frac{2,1}{400} = 5,82 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL (Art.A.4.2.1)}$$

▪ Minimum d'armature exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0,6 \% b \times d = 6 \times 10^{-3} \times 0,3 \times 0,37 = 6,66 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA (Art.10.1.1.b)}$$

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Ferrailage longitudinal des longrines

Nu_{max}	F_{ELU}	$A(ELU)$	Ns_{max}	F_{ELS}	$A(ELS)$	Al	A_{min} BAEL	$A_{adoptée}$
2123,9	141,59	3,53	1586,72	105,78	5,23	5,23	5,82	6,79

▪ **Les armatures transversales (At) :**

$$\phi t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right] ;$$

$$\text{Donc : } \phi t \leq \min \left[\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right] = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Donc } \phi t \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow \phi t = 8 \text{ m}$$

$$\text{On va adopter 2HA8} \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacement :**

$$S_t \leq \min [20 \text{ cm} ; 15 \phi l_{\min}] = \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}] = 18 \text{ cm} \quad \text{RPA (Art.10.1.1.b)}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Schéma de ferrailage des longrines**

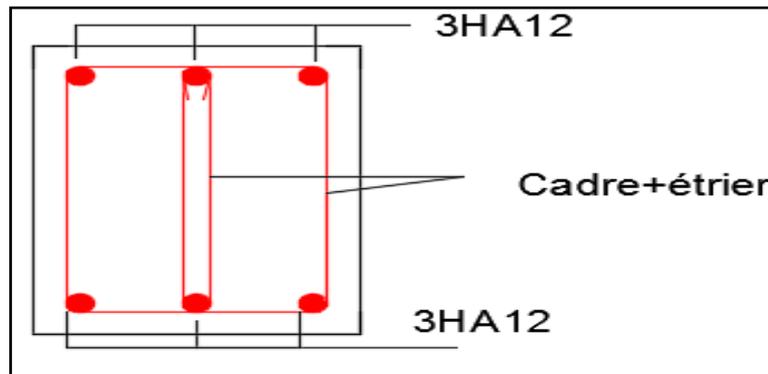


Figure VI.4. Schéma de ferrailage des longrines.

7. Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=4,08\text{m}$
- Longueur $L=4,75\text{m}$
- Épaisseur $e=20 \text{ cm}$

7.2. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 20,3 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion $c = 0$ (remblai)
- Angle de frottement : $\varphi = 16^\circ$

7.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

➤ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 4,08 \times 20,3 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2}\right) = 47,03 \text{ KN/m}^2$$

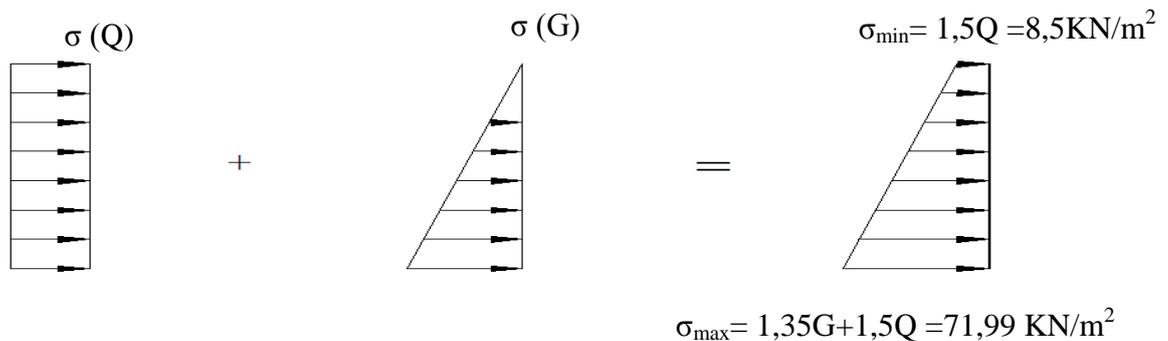
➤ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 5,67 \text{ KN/m}^2$$

7.4. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 71,99 + 8,5}{4} = 56,11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 56,11 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4,08 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,75 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,40/4 = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

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

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

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0506 \times 56,11 \times 4,08^2 = 47,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5105 \times M_{0x} = 24,12 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 40,17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 20,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -23,63 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.6. Ferrailage des voiles périphériques

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)
Travée	X-X	40,17	0.096	0.126	0.142	7,05	2	5HA14=7,7
	Y-Y	20,5	0.049	0.063	0.146	3,51	2	5HA10=3,93
Appui		23,63	0.056	0.072	0.145	4,05	2	4HA12=4,52

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,85 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

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

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,85) 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{56,11 \times 4,08}{2} \times \frac{4,75^4}{4,08^4 + 4,75^4} = 74,11 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{56,11 \times 4,75}{2} \times \frac{4,08^4}{4,08^4 + 4,75^4} = 46,97 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 52,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 52,7 + 5,67}{4} = 40,94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 40,94 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0576 \times 40,94 \times 4,08^2 = 39,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7794 \times M_{0x} = 30,6 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 33,36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 26,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -19,62 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.7. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	33,36	4,84	15701,88	10,28<15	Vérifiée	323,78>201.63	N. Vérifiée
	y-y	26,01	3,65	9214,98	10,30<15	Vérifiée	480,54>201.63	N. Vérifiée
Appui		19,62	3,88	10330,79	7,36<15	Vérifiée	316,78>201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	Aadop (cm^2/ml)	Nbre de barres
Travée	x-x	33,36	0.73	0.39	11,67	12.06	6H16
	y-y	26,01	0.57	0.35	9.01	10,05	5HA16
Appui		19,92	0,43	0.31	7.34	7,7	5HA14

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

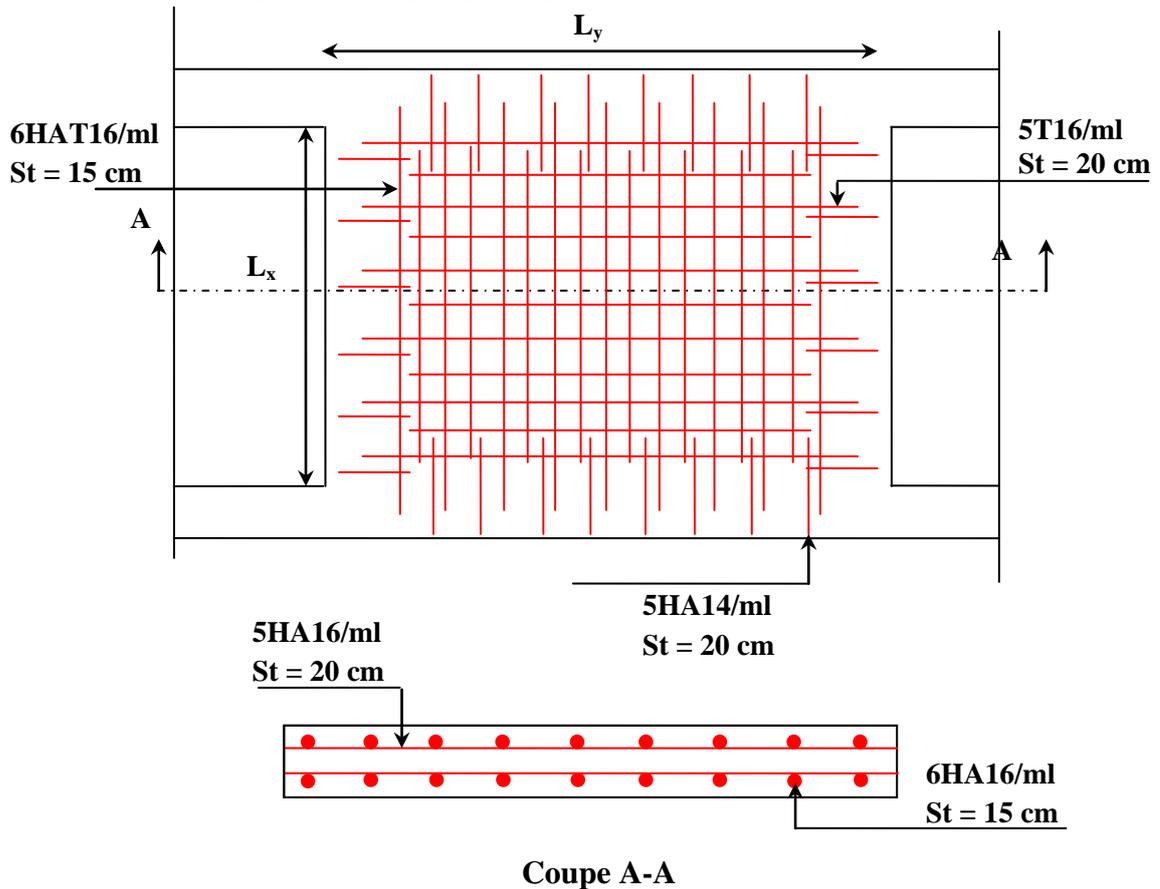


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, nous avons pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et nous avons pu aussi nous initier au travail avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire, et de faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on nous avons retenu ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires Soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Par ailleurs, Nous pouvons dire que cette étude a été un bon exercice pour nous d'étudier se projet complet de construction, partant du plan de la bâtisse jusqu'à l'aboutissement final du projet en passant par le choix des matériaux, le calcul des divers éléments de la structure.

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

$\frac{u/l_x}{v/l_y}$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3
Tableau des Armatures
en (cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

ASCENSEURS		NOMBRE TOTAL DE NIVEAUX DESERVIS Y COMPRIS HALL DE DÉPART ET PARKINGS																																	
Vitesse (m/s)	Établissement du programme d'ascenseurs (saie)	N DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																																	
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P	I	P	I																			
0,63	Desserte Tous les niveaux deservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	55	117	103	109	110	P	I	P	I	P	I	P	I												
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	138	116	129	124	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	282	82	250	96	224	109	303	118	188	128	175	137	164	148	P	I	P	I	P	I	P	I												
		322	87	277	101	246	114	224	123	200	138	192	148	180	166	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,60	Desserte 1 niveau deservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	135	88	130	P	I	P	I	P	I	P	I											
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	95	158	101	151	105	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	320	75	282	85	255	94	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,50	Desserte 1 niveau deservi sur 2	414	87	360	100	321	112	285	122	273	132	257	140	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I		
		440	91	381	105	342	117	313	128	289	138	272	147	258	145	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
3,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	483	95	404	109	361	122	331	133	300	144	268	153	272	162	257	171	246	179	237	185	227	194	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
		514	100	435	114	392	128	360	138	327	148	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P

Vitesse (m/s)	Établissement du programme d'ascenseurs (saie)	N DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																																	
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P	I	P	I																			
0,63	Desserte Tous les niveaux deservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	55	117	103	109	110	P	I	P	I	P	I	P	I												
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	138	116	129	124	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	282	82	250	96	224	109	303	118	188	128	175	137	164	148	P	I	P	I	P	I	P	I												
		322	87	277	101	246	114	224	123	200	138	192	148	180	166	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,60	Desserte 1 niveau deservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	135	88	130	P	I	P	I	P	I	P	I											
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	95	158	101	151	105	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	320	75	282	85	255	94	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,50	Desserte 1 niveau deservi sur 2	414	87	360	100	321	112	285	122	273	132	257	140	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I		
		440	91	381	105	342	117	313	128	289	138	272	147	258	145	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
3,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	483	95	404	109	361	122	331	133	300	144	268	153	272	162	257	171	246	179	237	185	227	194	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
		514	100	435	114	392	128	360	138	327	148	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P

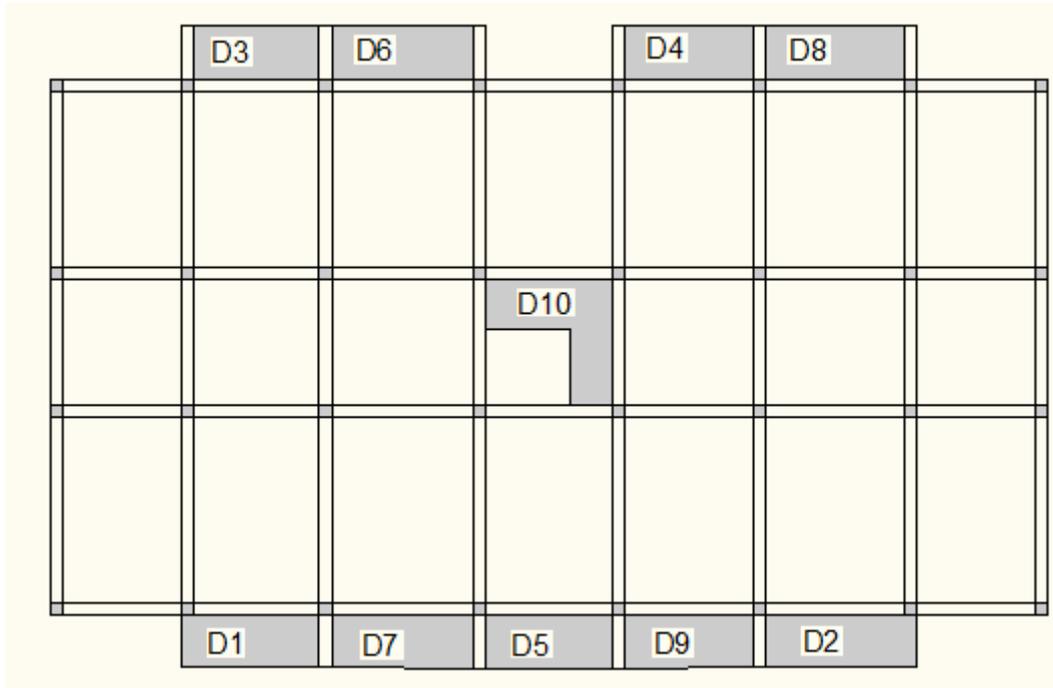
Vitesse (m/s)	Établissement du programme d'ascenseurs (saie)	N DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																																	
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P	I	P	I																			
0,63	Desserte Tous les niveaux deservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	55	117	103	109	110	P	I	P	I	P	I	P	I												
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	138	116	129	124	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	282	82	250	96	224	109	303	118	188	128	175	137	164	148	P	I	P	I	P	I	P	I												
		322	87	277	101	246	114	224	123	200	138	192	148	180	166	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,60	Desserte 1 niveau deservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	135	88	130	P	I	P	I	P	I	P	I											
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	95	158	101	151	105	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	320	75	282	85	255	94	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,50	Desserte 1 niveau deservi sur 2	414	87	360	100	321	112	285	122	273	132	257	140	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I		
		440	91	381	105	342	117	313	128	289	138	272	147	258	145	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
3,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	483	95	404	109	361	122	331	133	300	144	268	153	272	162	257	171	246	179	237	185	227	194	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
		514	100	435	114	392	128	360	138	327	148	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P

Vitesse (m/s)	Établissement du programme d'ascenseurs (saie)	N DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																																	
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P	I	P	I																			
0,63	Desserte Tous les niveaux deservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	55	117	103	109	110	P	I	P	I	P	I	P	I												
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	138	116	129	124	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	282	82	250	96	224	109	303	118	188	128	175	137	164	148	P	I	P	I	P	I	P	I												
		322	87	277	101	246	114	224	123	200	138	192	148	180	166	P	I	P	I	P	I	P	I												
1,60	Desserte 1 niveau deservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	135	88	130	P	I	P	I	P	I	P	I											
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	95	158	101	151	105	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	320	75	282	85	255	94	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	P	I	P	I	P	I	P	I										
2,50	Desserte 1 niveau deservi sur 2	414	87	360	100	321	112	285	122	273	132	257	140	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I		
		440	91	381	105	342	117	313	128	289	138	272	147	258	145	243	148	218	147	208	153	189	137	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
3,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	483	95	404	109	361	122	331	133	300	144	268	153	272	162	257	171	246	179	237	185	227	194	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
		514	100	435	114	392	128	360	138	327	148	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	160	294	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P

Vitesse (m/s)	Établissement du programme d'ascenseurs (saie)	N DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																						
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P	I	P	I								
0,63	Desserte Tous les niveaux deservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	55	117	103	109	110	P	I	P	I	P	I	P	I	
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	138	116	129	124	P	I	P	I	P	I	P	I	
1,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	282	82	250	96	224	109	303	118	188	128	175	137	164	148	P	I	P	I	P	I	P	I	
		322	87	277	101	246	114	224	123	200	138	192	148	180	166	P	I	P	I	P	I	P	I	
1,60	Desserte 1 niveau deservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	135	88	130	P	I	P	I	P	I	P	I
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	95	158	101	151	105	P	I	P	I	P	I	P
2,00	Desserte 1 niveau deservi sur 2	320	75	282	85	255	94	235	102	209	117	224	12											

Annexe 5

Plans de repérage des dalles pleines



En application de la relation, on aura $q_a = 2.08 \text{Kg /Cm}^2$ au-delà de 5.50m de profondeur à partir du niveau naturel du terrain.

Par plus de prudence, on retiendra une valeur de contrainte admissible n'excédant pas **1.90bars**

IV-CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Au terme des investigations menées sur le terrain destiné à recevoir le projet de construction d'un ensemble d'immeubles d'importance R+8+S/Sols dans le cadre d'une promotion immobilière, sise au chef lieu de MEKLA, nous tirons la conclusion suivante.

Le terrain projeté à la construction d'une dizaine d'immeubles à usage d'habitations et commerces est situé sur le versant Nord du massif, en contrebas du CW150 au lieu dit TIGHZERT à l'extrémité Sud-est de la ville de MEKLA, plus exactement mitoyen du côté Est au siège de l'APC. La topographie du site est relativement calme, caractérisée par une pente douce, d'orientation générale Sud -Nord voisine de 10%.

La géologie du site est constituée d'une assise argilo marneuse compacte, gisant profondément avec une altération de sa partie sommitale en argile marneuse brune à jaunâtre sur une épaisseur d'au moins de 2m. Cette assise argileuse est recouverte d'un épais manteau d'éboulis de pente composés de blocs de roche gneissique dans une matrice argileuse de teinte jaunâtre à inclusions sablo graveleuses. Il est observé une forte densité de blocs de dimensions variables dans les zones Nord et Est.

A titre indicatif, le pouvoir portant des sols à la profondeur de 5 m à partir du niveau actuel du terrain, déduit de la résistance à la pénétration dynamique et de l'essai de résistance au cisaillement rectiligne en laboratoire, **est voisin de 1.90bars.**

Les terrassements en grande masse à réaliser dans le cadre de l'aménagement de Sous sols, permettront aisément l'accès à l'horizon plus compact des dépôts de pente pour l'assise des fondations des immeubles Projetés.

Compte tenu de l'importance du projet d'une part et d'autre part, du caractère très hétérogène des dépôts, le choix du type de fondations sera alors porté, à notre avis, sur des semelles continues, croisées, ancrées à 1.50 m de profondeur à partir de la côte finie des terrassement. La solution de radier général peut être également envisagée à la côte finie des terrassements. La contrainte admissible des sols dans cet horizon ne peut en aucun excéder **1.90bars.**

Les talus qui naitront des travaux de terrassements doivent faire l'objet d'une protection par un mur de soutènement ou voile plaque indépendant de la structure. Des drains doivent être également réalisés derrière ces ouvrages pour évacuer les eaux d'infiltration en dehors des emprises des immeubles.

Enfin le Laboratoire, reste à la disposition du client pour d'autres éventuelles informations complémentaires.

المشاور الهندسي
بن. نسياني

LMBTP (Etude géotechnique)

Etabli le : 30/06/2011

Projet : Ensemble d'Immeubles R+8+ Sous Sol en promotion Immobilière

Lieu : Tighzert Village Djemaa Saharidj/ MEKLA/ Wilaya de TIZI OUZOU

Client : MR SAHMOUNE et Frères

Page 11 Sur 11

« Eboulis de pente » jugés épais et très hétérogènes sur les plans ; horizontal et vertical. A cet effet, le choix de fondations sera alors porté à notre avis : Sur des semelles superficielles du type continu croisées, ancrées dans l'horizon compact des éboulis au-delà des 5.00m de profondeur à partir de la cote naturelle soit sur radier général après les terrassements des sous sol.

La contrainte admissible des sols peut être évaluée à partir de la résistance à la pénétration dynamique la plus pessimiste. La contrainte limite de calcul est obtenue par la formule suivante : $Ql = RP / (5 \times 7)$ (DTU. 13.12) : Règle de calcul des fondations superficielles

La contrainte admissible du sol peut être estimée par la formule suivante :

$$Qa = Ql / Fs \text{ avec } Fs \text{ égal à } 3 \text{ (Coefficient de sécurité)}$$

On peut donc évaluer la contrainte admissible la formule suivante : $Qa = RP / 21$ avec RP : résistance de pointe pessimiste.

Nous donnons dans le tableau ci-après la contrainte admissible des sols rencontrés en profondeur à partir des sondages jugés plus représentatif donnant **les résistances les plus pessimistes.**

Prof (m)	Rp moy Kgf/cm ²	Qadm Bars
0/1	20	0.95
1/2	25	1.19
2/3	50	2.38
3/4	40	1.90
4/5	35	1.67
5/6	40	1.90
6/7	35	1.67
7/8	40	1.90
8/9	75	3.57
9/10	40	1.90
10/11	55	2.61
11/12	80	3.80
12/13	100	4.76

La contrainte admissible varie dans cet horizon entre 1.67 et 1.90Bar

La contrainte admissible des sols dans cet horizon peut être évaluée également à partir du couple de caractéristiques de résistance à court terme le plus pessimiste, obtenu à l'essai de cisaillement rectiligne qui est le suivant :

$$C_{uu} = 0.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Phi_{uu} = 16 \text{ Degré}$$

La contrainte admissible peut être calculée par la formule générale suivante :
Pour une semelle continue avec $B/L = 0$

$$Qa = \gamma D + \frac{\rho \gamma N_y + \gamma D (N_q - 1) + (1 + 0.3 B/L) C N_c}{Fs}$$

Avec : q_a = Contrainte admissible

γ = Poids volumique des sols humide pris égal à 2.03t/m³

D = Profondeur d'ancrage de la fondation prise égale 1.50 m après terrassements

P = Rayon moyen de la semelle = 0.50 B

N_y, N_q et N_c facteurs de portance fonction de l'angle de frottement interne du sol

Pour un angle de frottement de 16 degré, on aura : $N_y = 2.72$ $N_q = 4.33$ et $N_c = 11.60$

C = Cohésion du sol égale à 0.50/kg / cm²

F_s = Facteur de sécurité pris égal à 3

LMBTP (Etude géotechnique)

Etabli le : 30/06/2011

Projet : Ensemble d'Immeubles R+8+ Sous Sol en promotion Immobilière

Lieu : Tighzert Village Djemaa Sahardj/ MEKLA/ Wilaya de TIZI OUZOU

Page 10 Sur 11

Client : MR SAHMOUNE et Frères

Plans De La Structure