



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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Étude d'un bâtiment (R+7+ Entresol+ vide
sanitaire) contreventé par un système mixte**

Présenté par

M. BENMAHIDDINE Ferhat

M. SIDOUS Loucif

Soutenu le 21 juin 2016 devant le jury

M^{me} H. CHIKH AMER

Présidente

M. A. BOUKELLOUDA

Encadreur

M. A. BOUROUBA

Examineur

Remerciement

Nous remercions avant tous, Dieu le tout puissant de nous avoir donné la patience, la volonté et la bravoure de finir ce travail à temps.

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

Nos remerciements vont également à notre encadreur M. A/Hafid BOUKELLOUDA pour son soutien et ses conseils judicieux, à notre maitre de stage Monsieur BITOUT Said de nous avoir permis d'effectuer un stage pratique au niveau de son bureau d'étude et pour ses conseils précieux, à son assistant M. BITOUT Dirar pour ses encouragements.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin, à vous tous, sans vous nommer pour n'oublier personne, merci de votre présence et de vos aides si importantes et de si déférentes natures.

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.

I^f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

1. Présentation du projet	2
2. Hypothèses de calcul aux états limites.....	3
3. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	3
4. Règlements et normes utilisés	4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Pré dimensionnement des planchers	5
2. Pré dimensionnement des poutres	8
3. Pré dimensionnement des voiles	9
4. Pré dimensionnement des escaliers	9
5. Evaluation des charges et des surcharges	11
6. Pré dimensionnement des poteaux	14
7. Conclusion	23

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

1. Introduction	24
2. Calcul des planchers	24
3. Etude de l'ascenseur	50
4. Etude de la poutre de chainage	55
5. Etude de l'acrotère	58
6. Etude des escaliers	62

Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction	74
2. Modélisation	74
3. Choix de la méthode de calcul	74
4. Présentation de la méthode modale spectrale	75
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	82
7. Conclusion	86

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

1. Introduction	87
2. Etude des poteaux	87
3. Etude des poutres	95
4. Étude des voiles	103

Chapitre VI : l'infrastructure

1. Introduction	114
2. Combinaisons de calcul	114
3. Reconnaissance du sol	114
4. Choix du type de fondation	114
5. Ferrailage du radier général	119
6. Etude des nervures	123
7. Etude du voile Périphérique	129

Bilan quantitatif et estimatif

Conclusion Générale

Bibliographie

Planche de Ferailage

Annexes

Plan de la structeur

Table des Figures

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	5
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles	6
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles.....	7
Figure II.4. Coupe transversale d'un voile	9
Figure II.5. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	9
Figure II.6. Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	10
Figure II.7. Schéma de l'escalier balancé	11
Figure II.8. Surface afférente du niveau 8.....	15
Figure II.9. Surface afférente du niveau 7.....	15
Figure II.10. Surface afférente de l'entresol à l'étage 6	15
Figure II.11. Surface afférente de R.D.C	16
Figure II.12. Surface afférente de vide sanitaire	16
Figure II.13. Surface afférente du niveau 7	18
Figure II.14. . Surface afférente de l'entresol à 6	18
Figure II.15. Surface afférente du V.S + R.D.C	18
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle	27
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées.....	28
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	29
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 4 (terrasse inaccessible)	29
Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	41
Figure III.6. Schéma statique de la dalle D1	42
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D1	48
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D2	48
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D3	48
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D4	49
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D1'	49
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle D3'	49
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle D4'	49
Figure III.14. Schéma statique et concept d'ascenseur	50
Figure III.15. Coupe transversale d'ascenseur.....	50
Figure III.16. Schéma représentant la surface d'impact	51
Figure III.17. Schéma de ferrailage du local machine	53
Figure III.18. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	55

Figure III.19. Schéma statique de la poutre de chainage	55
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	57
Figure III.21. Modèle de calcul de l'acrotère	58
Figure III.22. Coupe transversale de l'acrotère	58
Figure III.23. Section de l'acrotère à ferrailer	60
Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure III.25. Coupe en élévation de l'escalier (type 1)	62
Figure III.26. Schéma statique de l'escalier type 1(partie AB).....	62
Figure III.27. Section d'escalier à ferrailer	63
Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1).....	65
Figure III.29. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	66
Figure III.30. Schéma statique de la poutre palière.....	66
Figure III.31. Schéma de ferrailage de la poutre palière	69
Figure III.32. Vue en plan de l'escalier balancé	69
Figure III.33. Schéma statique de l'escalier type 2	69
Figure III.34. Section d'escalier à ferrailer	70
Figure III.35. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)	71
Figure III.36. Vue en élévation de la poutre brisée	71
Figure III.37. Schéma statique de la poutre brisée	71
Figure III.38. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	72
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	77
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	78
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V15	79
Figure IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)	80
Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	81
Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	81
Figure IV.7. Schéma montrant les moments stabilisants et renversants	83
Figure V.1. Zone nodale	88
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales	89
Figure V.3. Section d'un poteau	92
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du V.S, RDC, E. Sol et des étages 1 et 2.....	94
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3 à 6	94
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 7 et 8	95
Figure V.7. Répartition des moments dans les zones nodales.....	100
Figure V.8. Formation de rotules plastique	100
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC.....	102

Figure V.10. Schéma des contraintes.....	105
Figure V.11. Schéma de ferrailage de Voile V_{y3}	112
Figure VI.1. Semelle filante	115
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	121
Figure VI.3. Schéma statique du débord	121
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord	122
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier	123
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X	124
Figure VI.7. Diagramme des moments fléchissant selon X-X.....	124
Figure VI.8. Diagramme des efforts tranchants selon X-X	125
Figure VI.9. Schéma statique de la nervure selon Y-Y	125
Figure VI.10. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y	125
Figure VI.11. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y	126
Figure VI.12. Schéma des nervures	127
Figure VI.13. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	128
Figure VI.14. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y	129
Figure VI.15. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	129
Figure VI.16. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	134

Table des Tableaux

Tableau II.1. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1)	11
Tableau II.2. Dimensionnement de la volée AB (volée 2).....	11
Tableau II.3. Dimensionnement de la volée CD (volée 3)	11
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	12
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	12
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	12
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	12
Tableau II.8. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux	12
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	13
Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	13
Tableau II.11. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine	13
Tableau II.12. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	14
Tableau II.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	14
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P.D4)	17
Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (P.C3)	19
Tableau II.16. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	21
Tableau II.17. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	22
Tableau II.18. Dimensions des poteaux	23
Tableau III.1. Types de poutrelles	26
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	27
Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions ...	27
Tableau III.4. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions....	29
Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du vide sanitaire.....	31
Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.....	31
Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entresol	31
Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages de 1 à 6	32
Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7 ^{ème} étage (Terrasse inaccessible)	32
Tableau III.10. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles	32
Tableau III.11. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	39
Tableau III.12. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	39
Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS	39
Tableau III.14. Vérifications de la flèche à l'ELS	40

Tableau III.15. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux	41
Tableau III.16. Données des différents types de dalle pleine.....	42
Tableau III.17. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	44
Tableau III.18. Vérification de l'effort tranchant	44
Tableau III.19. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	45
Tableau III.20. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	45
Tableau III.21. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	47
Tableau III.22. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	52
Tableau III.23. Vérifications des contraintes à l'ELS	53
Tableau III.24. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	54
Tableau III.25. Vérification des contraintes	54
Tableau III.26. Moments et ferrailages correspondant	56
Tableau III.27. Vérification des contraintes.....	57
Tableau III.28. Vérification de la flèche	57
Tableau III.29. Combinaisons d'action de l'acrotère	59
Tableau III.30. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 1).....	63
Tableau III.31. Ferrailage de l'escalier Type 1	63
Tableau III.32. Vérification des contraintes à l'ELS	64
Tableau III.33. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)	67
Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS	68
Tableau III.35. Calcul en flexion simple et en torsion	72
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	76
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	80
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	82
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	82
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	83
Tableau IV.6. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble.....	83
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements de niveaux.....	84
Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	85
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	86
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.....	86
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	88
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux	90
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	91
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	91
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	92

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	93
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	93
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	94
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	96
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm ²	97
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	98
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	99
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	99
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	101
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	101
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	101
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	102
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	102
Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} // à Y-Y'.....	104
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	107
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	108
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	108
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	109
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	110
Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	110
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	111
Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux.....	112
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	120
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	120
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	121
Tableau VI.4. Section d'armateur du débord.....	122
Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	122
Tableau VI.6. Section d'armateur du débord à l'ELS.....	122
Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	126
Tableau VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	126
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.....	127
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	128
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	128
Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphérique.....	130
Tableau VI.13. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	132
Tableau VI.14. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	132

INTRODUCTION

Introduction générale

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'appêtent à abriter des vies humaines.

Ces constructions, sont sans doute souvent menacées par les catastrophes naturelles, parmi lesquelles on distingue les secousses sismiques, un phénomène imprévisible qui se produit par le mouvement des plaques tectoniques qu'on ne peut ni prévoir ni contrôler ; Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu, d'où l'utilité d'une étude parasismique appropriée qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, une telle étude permet de minimiser les dégâts et de préserver des vies humaines.

En Algérie, les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé d'un vide sanitaire entouré de voiles périphérique, d'un rez-de-chaussée, d'un entresol et de sept étages conformément aux règlements de construction algériens.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- Le premier consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux soient-ils ou non.
- Dans le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP2000 V15.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP2000V15.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié, suivi d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

Chapitre I : Généralités

1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7+ Entresol + Vide sanitaire) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ Entre sol + RDC à usage commercial.
- ✓ Du premier étage au septième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 3 logements de type F3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit AMIZOUR centre, au sud-ouest de la ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

1.2. Description architectural de l'ouvrage

✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme de (L) dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 17,70 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 22 \text{ m}$$

✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (acrotère non compris).....	34,90 m
Hauteur du vide sanitaire.....	03,40 m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	03,96m
Hauteur de l'entre sol.....	03,06 m
Hauteur des étages courants	03,06 m

1.3. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,6 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,4 m.
- Existence d'une nappe phréatique à partir de 4,20 m de profondeur, d'où la nécessité d'assurer un drainage d'eau périphérique.
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

2. Hypothèses de calcul aux états limites

2.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

2.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
n : coefficient d'équivalence acier-béton.

3. Caractéristiques des matériaux utilisés

3.1. Béton

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \text{ pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \dots \dots \text{ durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ MPa.
- ✓ $\gamma_b = 1.50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.

- ✓ $\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

3.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- ✓ Fe E40 = 400 MPa.
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- ✓ $\gamma_s = 1.00$ (situations accidentel).

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.

CHAPITRE II

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Pré dimensionnement des 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 en partie courante;
- Plancher à dalle pleine.

1.1. Plancher à corps creux

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

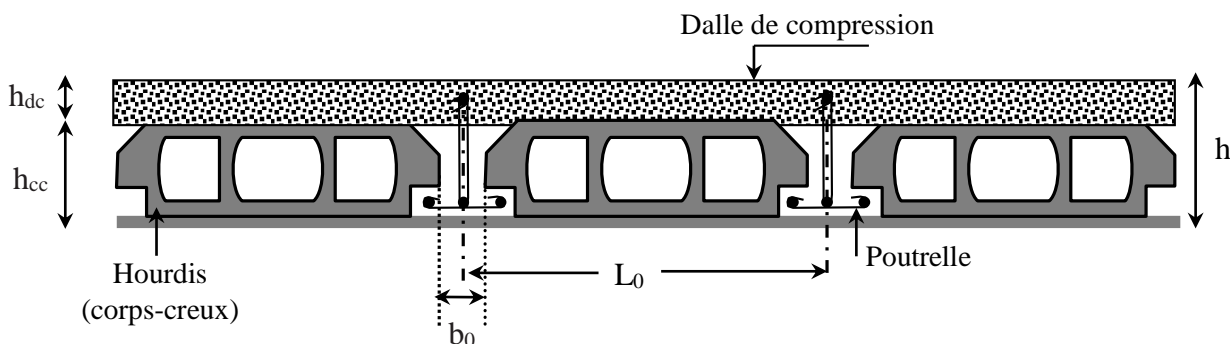


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

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.

$$L_{max} = 3,5 - 0,3 = 3,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{320}{22,5} \Rightarrow h \geq 14,22 \text{ cm}$$

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

1.1.1. Déposition des poutrelles

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

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

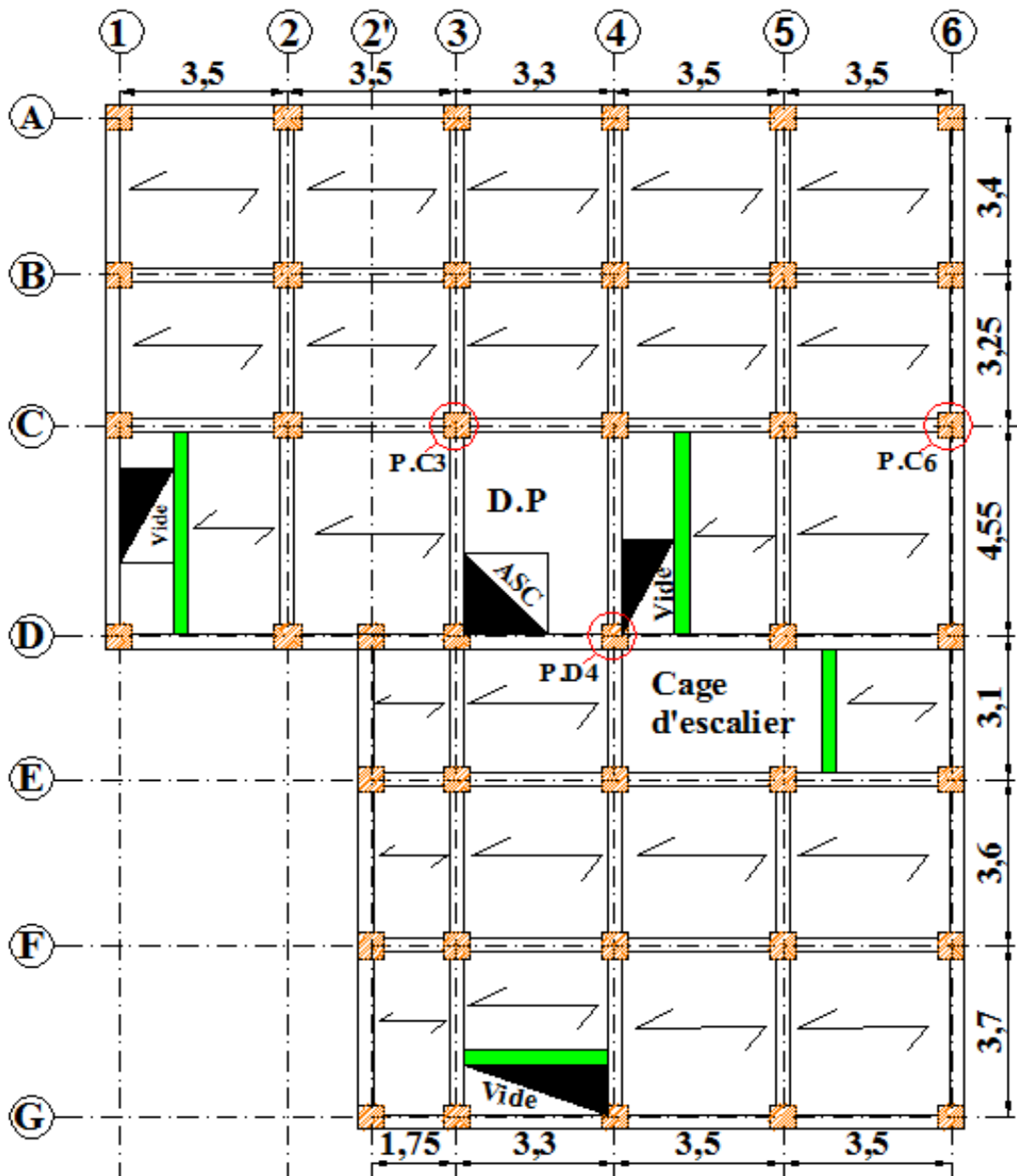


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Étage Entresol).

Clés :

█ : Poutre de chaînage

P.C6 : Poteau de rive.

P.C3 : Poteau central.

P.D4 : Poteau de la cage d'escalier.

1.1.2. 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)

h₀ : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

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

Avec

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 :

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 175 - 30 = 145 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 14,5 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 39 \text{ cm}$

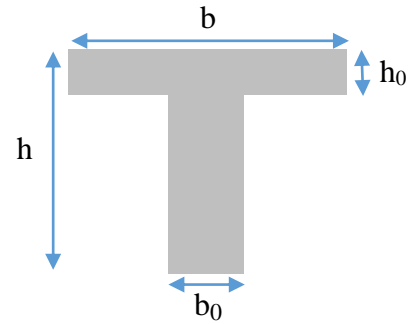


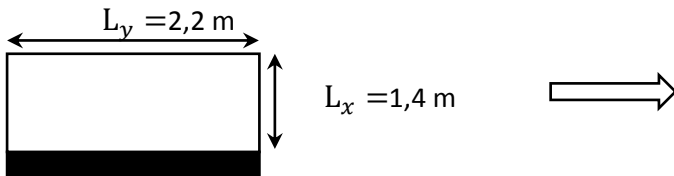
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

1.2. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

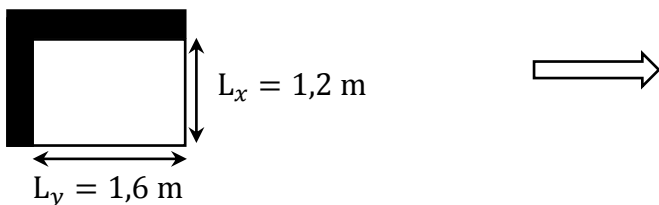
1.2.1. Types de dalles pleines (Annexe 5)

➤ Dalle (D1) sur un seul appui



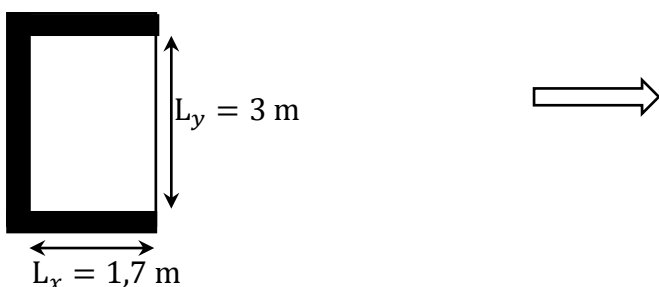
$$\begin{cases} e \geq L_x/20 = 7 \text{ cm} \\ e = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Dalle (D2) sur deux appuis



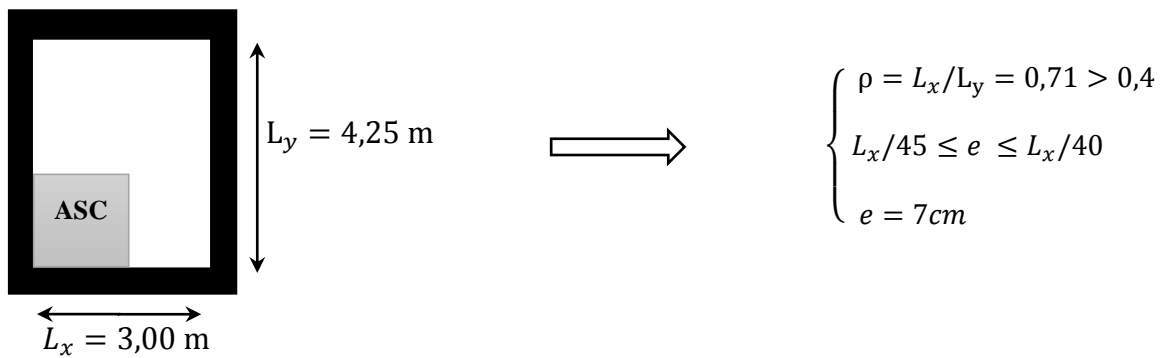
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,75 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Dalle (D3') sur trois appuis



$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,57 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D4) sur quatre appuis**



➤ **Critère de résistance au feu**

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15 cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

2. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

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

2.1. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 4,55 - 0,35 = 4,20 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30*35) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc} \quad 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad h = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,17 < 4 & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.2. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 3,5 - 0,3 = 3,2 \text{ m}$$

$$21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32,00 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

3. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Vide sanitaire et RDC**

$$h_e = 396 - 20 = 376 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 18,8 \text{ cm}$

➤ **Entresol et autres niveaux**

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

Ce qui donne $e = 14,3 \text{ cm}$

Au final on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm} \text{ pour RDC et V. Sanitaire} \\ 15 \text{ cm} \text{ pour le reste des étages} \end{cases}$$

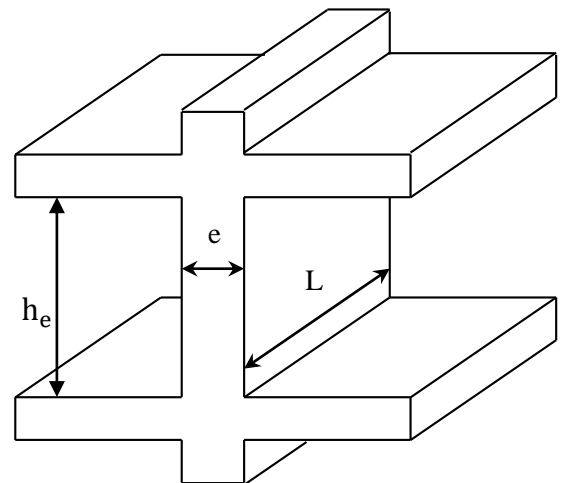


Figure II.4. Coupe transversale d'un voile

4. 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 site ceux qui coïncide avec notre projet :

4.1. Type 1 : Escalier droit à deux volées (de l'entresol au 7^{ème} étage)

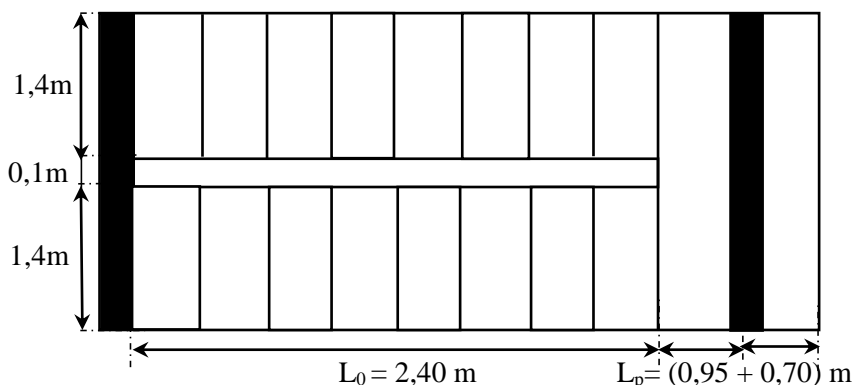


Figure II.5. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

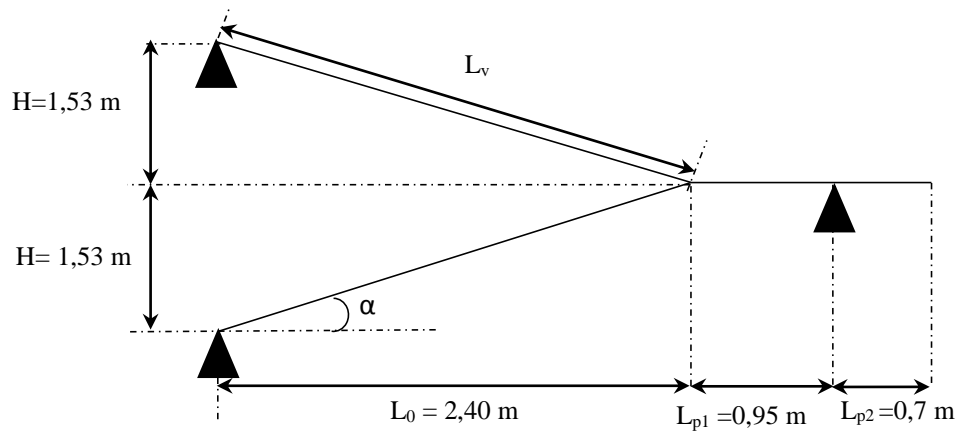


Figure II.6. Schéma de l'escalier droit à deux volées

H : la hauteur du palier ;

L₀ : 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 donner par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17 = 9$ contres marches

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

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

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,53}{2,40} \right) = 32,52^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

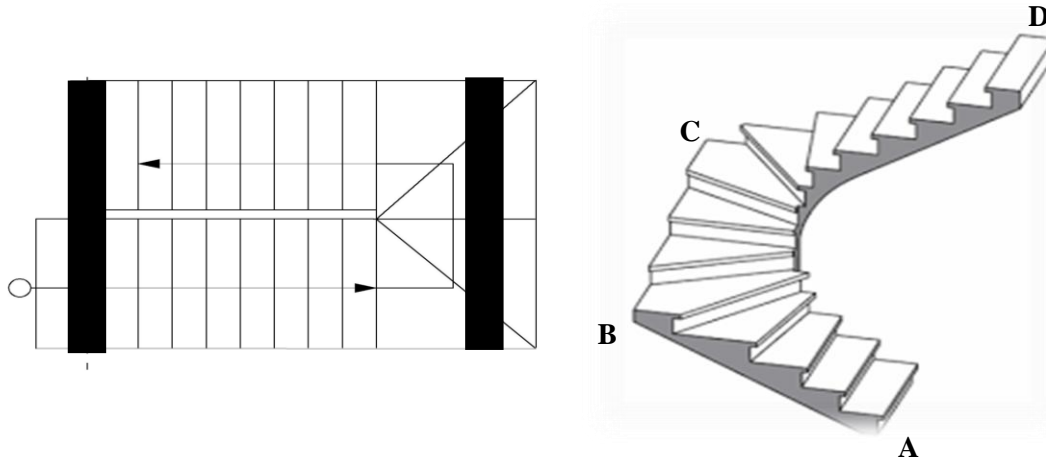
$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 12,70 \text{ cm} \leq e \leq 19,05 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heurs de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

Soit $e = 15 \text{ cm}$

Tableau II.1. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1)

H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L _{p1} (m)	L _v (m)	L (m)	α	E (cm)
1,53	17	9	30	2,40	0,95	2,85	3,81	32,52°	15

4.2. Type 2 : Escalier balancé (du Vide Sanitaire à l'entresol)**Figure II.7.** Schéma de l'escalier balancé**Tableau II.2.** Dimensionnement de la volée AB (volée 2)

L ₀ (m)	L (m)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
2,4	3,85	1,62	9	18	30	34,02	15

Tableau II.3. Dimensionnement de la volée CD (volée 3)

L ₀ (m)	L (m)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
2,4	2,63	1,44	8	18	30	30,96	15

5. Evaluation des charges et des surcharges**Tableau II.4.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,28
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	pois (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,25
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	pois (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison	/	/	1
Charge permanent G				6,18
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	pois (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4.43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36

4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G				6,48
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7,15
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,74

Tableau II.11. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Type 1			Type 2		
				Volée 1	Volée2	Volée3	Volée1	Volée2	Volée3
1	dalle pleine	25	0,15/cos(α)	4,45	4,52	4,37			
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4			
		Vertical	0,02h/g	0,23	0,24	0,24			
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4			
		vertical	0,02h/g	0,23	0,24	0,24			
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0,32	0,32	0,31			
5	poids des marches	22	h/2	1,87	1,98	1,98			
6	Garde de corps	/	/	0,6	0,6	0,6			
Charge permanent G_{vi} (KN/m²)				8,5	8,7	8,54			

Tableau II.12. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,18
charge d'exploitation Q				2,5

6. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- 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 :

- P.D4 : poteau au niveau de la cage d'escalier.
- P.C3 : poteau central.
- P.C6 : poteau de rive.

On va éliminer le poteau P.C6 puisque sa surface afférente est négligeable devant P.D4 et P.C3, de plus, le plancher qui l'entoure est du corps creux.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×35) 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.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Vide sanitaire,	50 × 55	23,375
RDC		27,225
Entresol		21,04
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 $\begin{cases} H_e = 3,96 \text{ m} & \text{pour le vide sanitaire et le RDC} \\ H_e = 3,06 \text{ m} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$

6.1. Pré dimensionnement du Poteau (P.D4)

6.1.1. Surfaces afférentes

➤ **Niveau 8 (Terrasse inaccessible 2)**

$$\begin{cases} S1 = 2,10 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,24 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,55 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,1 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,1 = 8,14 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,3 * 3,1 = 6,98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 15,12 \text{ KN}$$

T.I : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **C.C** : corps creux.

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

➤ **Niveau 7 (Terrasse inaccessible)**

$$\begin{cases} S1 = 2,10 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,24 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,19 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,40 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,525 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,100 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 9,25 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,23 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * S_2 = 8,5 * 2,24$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 19,04 \text{ KN}$$

➤ **De l'entresol à l'étage 6**

$$\begin{cases} S1 = 2,10 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,24 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,19 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,40 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 16,23 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = 19,04 \text{ KN}$$

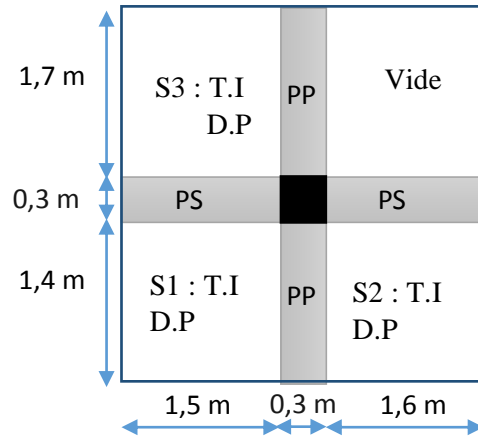


Figure II.8. Surface afférente du niveau 8

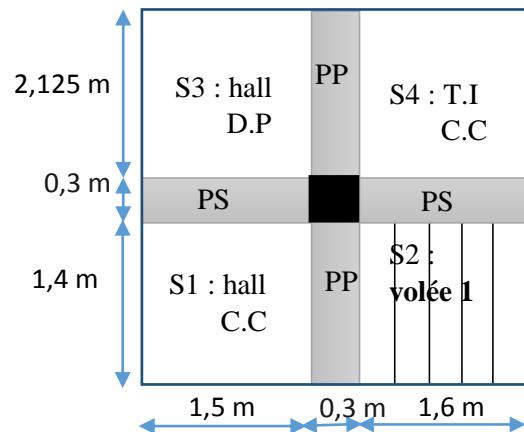


Figure II.9. Surface afférente du niveau 7

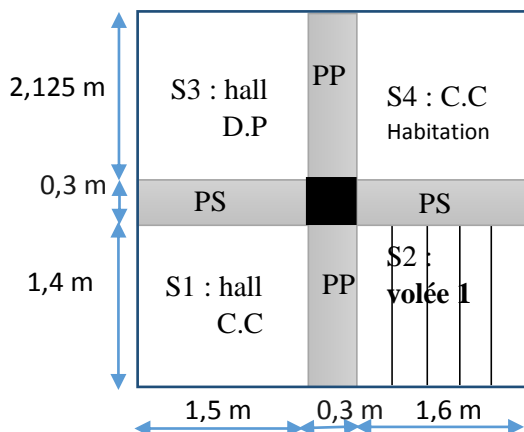


Figure II.10. Surface afférente de l'entresol à l'étage 6

➤ **RDC**

$$\begin{cases} S1 = 0,340 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,850 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,100 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,240 \text{ m}^2 \\ S5 = 0,638 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$g_{p.chainage} = 2,66 \text{ KN}$$

$$g_{poutres} = 18,89 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = 19,13 \text{ KN}$$

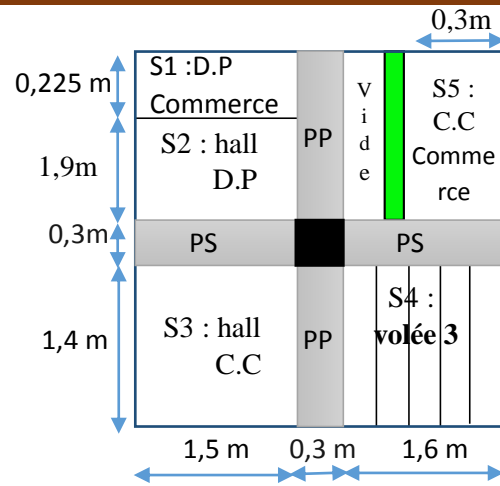


Figure II.11. Surface afférente du R.D.C

➤ **Vide sanitaire**

$$\begin{cases} S1 = 0,340 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,850 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,100 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,240 \text{ m}^2 \\ S5 = 3,400 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 16,23 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = 19,13 \text{ KN}$$

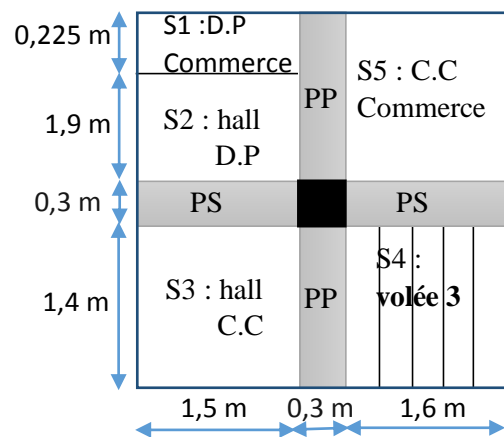


Figure II.12. Surface afférente du vide sanitaire

Les surcharges d’exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse : 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 le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

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

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.D4) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P.D4)

Étages	Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	plancher	49,2635	6,89
		poutres	15,12	
		poteau	8,0325	
	SOMME		72,416	6,89
étage 7	1	venant de 8	72,416	29,115
		plancher	52,0522	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,23	
		poteaux	8,0325	
	SOMME		167,7707	29,115
étage 6	2	venant de 7	167,7707	50,7325
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,23	
		poteaux	10,71	
	SOMME		262,5049	50,7325
étage 5	3	venant de 6	262,5049	69,9575
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,228125	
		poteaux	10,71	
	SOMME		357,2391	69,9575
étage 4	4	venant de 5	357,2391	86,79
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,23	
		poteaux	13,77	
	SOMME		455,0333	86,79
étage 3	5	venant de 4	455,0333	101,23
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,228125	
		poteaux	13,77	
	SOMME		552,8275	101,23
étage 2	6	venant de 3	552,8275	113,2775
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,23	
		poteaux	17,2125	
	SOMME		654,0642	113,2775
étage 1	7	venant de 2	654,0642	125,301
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,23	
		poteaux	17,2125	
	SOMME		755,3009	125,301
Entresol	8	venant de 1	755,3009	137,30875
		plancher	48,7542	
		Escalier	19,04	
		poutres	16,23	

		poteaux	21,0375	
		SOMME	860,3626	137,30875
RDC	9	venant de l'entresol	860,3626	150,0167
		plancher	34,17044	
		Escalier	19,13	
		poutres	18,89	
		poteaux	27,225	
	SOMME	959,77804	150,0167	
V. S	10	venant de RDC	959,77804	170,277
		plancher	48,7538	
		Escalier	19,13	
		poutres	16,23	
		poteaux	23,375	
	SOMME	G = 1067,26684	Q = 170,277	
	ELU	1,35G = 1440,81 KN	1,5Q = 255,4159	
	Effort normal à la base du poteau	N_u' = 1696,2259 KN		

Avec $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

6.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.C3)

6.2.1. Les surfaces afférentes

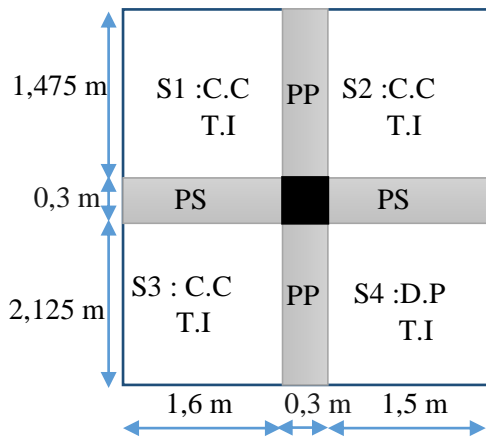


Figure II.13. Surface afférente du niveau 7

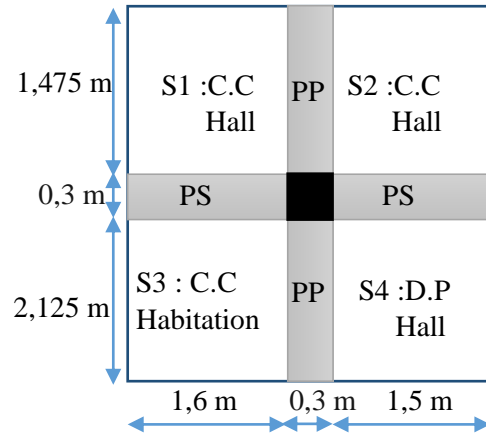


Figure II.14. Surface afférente de l'entresol à 6

$$\begin{cases} S1 = 3,36 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,21 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,40 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,19 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,60 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 4,45 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,98 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 16,43 \text{ KN}$

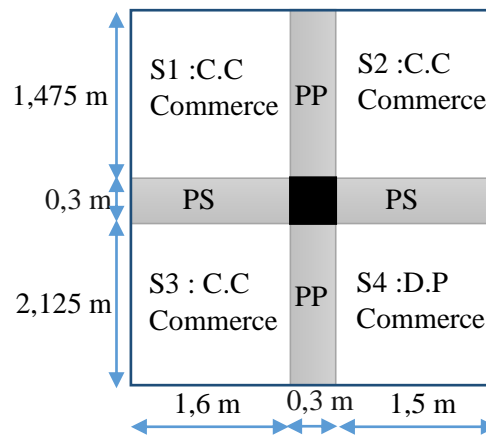


Figure II.15. Surface afférente du V.S + R.D.C

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P.C3) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (P.C3)

Étage	Niveau	Élément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 7	0	plancher	72,857925	11,16
		poutres	16,425	
		poteaux	8,0325	
	SOMME		97,315425	11,16
étage 6	1	venant de 7	97,315425	35,66
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		186,243975	35,66
étage 5	2	venant de 6	186,243975	57,71
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		275,172525	57,71
étage 4	3	venant de 5	275,172525	77,31
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		367,161075	77,31
étage 3	4	venant de 4	367,161075	94,46
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		459,149625	94,46
étage 2	5	venant de 3	459,149625	109,16
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		554,580675	109,16
étage 1	6	venant de 2	554,580675	121,41
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		650,011725	121,41
Entresol	7	venant de 1	650,011725	133,66
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
	SOMME		749,267775	133,66

étage RDC	8	venant de l'entresol	749,267775	167,42875
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
		poteaux	27,225	
	SOMME		854,711325	167,42875
étage vs	9	venant de RDC	854,711325	199,8933333
		plancher	61,79355	
		poutres	16,425	
		poteaux	27,225	
	SOMME		960,154875	199,8933333

En résumé :

$$N'_u(\text{P.D4}) = 1696,2259 \text{ KN}$$

$$N'_u(\text{P.C3}) = 1596,05 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.D4) au niveau de la cage d'escalier.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

{ 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
 { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1696,2259$$

$$N_u = 1865,85 \text{ KN.}$$

6.2.3. Vérifications à faire**➤ Vérification à la compression simple****Exemple de calcul****❖ Vérification du poteau à la base « poteau du vide sanitaire (50*55) cm² »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1865,85 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,131 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$$\gamma_b = 1,5 : \text{coefficient de sécurité du béton.}$$

$$\text{Or, pour le poteau à la base (poteau du vide sanitaire) } B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc} \quad B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,131 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.16. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
8	123,8563	0,105	0,0087	Vérifiée
7	297,1792	0,105	0,0210	Vérifiée
6	473,5284	0,14	0,0334	Vérifiée
5	645,9299	0,14	0,0456	Vérifiée
4	818,928	0,18	0,0578	Vérifiée
3	987,9783	0,18	0,0697	Vérifiée
2	1158,193	0,225	0,0818	Vérifiée
1	1328,368	0,225	0,0938	Vérifiée
ES	1504,198	0,275	0,1062	Vérifiée
RDC	1672,798	0,275	0,1181	Vérifiée
VS	1865,85	0,275	0,1313	Vérifiée

6.3.3. Vérification au flambement

D’après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- A_s : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$\lambda = l_f / i$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d’étage – hauteur de la poutre principale)

$I = \frac{b \times h^3}{12}$: moment d’inertie

$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$: rayon de giration

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du vide sanitaire)**

On a : $L_0 = 3,40 - 0,35 = 3,05 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,135 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} = 0,159 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 2,135/0,159 = 13,428 < 50$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,826$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,1027 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.17. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
8	123,8563	0,101036	18,775	0,803742	0,0924	0,0070	Vérifiée
7	297,1792			0,803742	0,0924	0,0168	Vérifiée
6	473,5284	0,115470	16,428	0,814126	0,1254	0,0264	Vérifiée
5	645,9299			0,814126	0,1254	0,0361	Vérifiée
4	818,928	0,129904	14,603	0,821402	0,1634	0,0453	Vérifiée
3	987,9783			0,821402	0,1634	0,0547	Vérifiée
2	1158,193	0,144338	13,142	0,826686	0,2064	0,0637	Vérifiée
1	1328,368			0,826686	0,2064	0,0731	Vérifiée
ES	1504,198	0,158771	11,948	0,83064	0,2544	0,0823	Vérifiée
RDC	1672,798		15,916	0,816242	0,2544	0,0932	Vérifiée
VS	1865,85		13,447	0,825626	0,2544	0,1027	Vérifiée

6.2.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 18,8 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

7. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \text{ pour la dalle d'ascenseur et le plancher du Vide Sanitaire} \\ e = 12 \text{ cm} \text{ pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$
- Epaisseur des paillasse $e = 15 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \text{ pour le Vide Sanitaire et le R. D. C} \\ e = 15 \text{ cm} \text{ pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (30×35) cm²
- Poutres Secondaires (30×30) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.18. Dimensions des poteaux

Niveaux	V.S, RDC et E.S	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8
Dimensions	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35

CHAPITRE III

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ la dalle d'ascenseur ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'acrotère ;
- ✓ les escaliers.

2. Calcul des planchers

2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle ;
- ✓ Dalle de compression.

2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ 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.

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 :

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

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

❖ Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$).

❖ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ 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.

Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

➤ **Types de poutrelles**

On distingue six types de poutrelles :

Tableau III.1. Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

➤ 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.2. 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 et 4	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5 \text{KN} / \leq \min(5 \text{KN/m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 2,3 et 5	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 6	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 4 du plancher commercial et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 5 du septième étage (terrasse inaccessible)).

2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4 (plancher commercial))

➤ Schéma statique

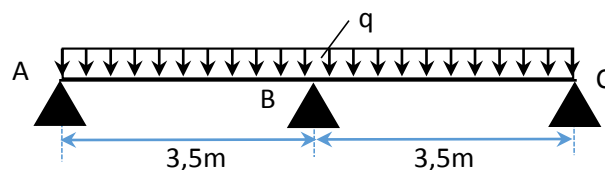


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

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.3. 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 commercial	05,28	5	0,65	ELU $P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 14,63$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 9,51$
				ELS $P_s = G + Q$ $P_s = 10,28$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 6,682$

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

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

Remarque : les deux travées AB et BC sont identiques.

✓ **Calcul des moments**

Moments isostatiques

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 14,56 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 10,23 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

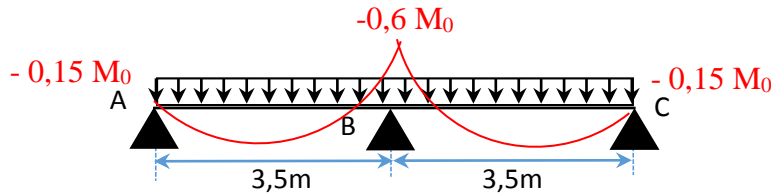


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

✓ **appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 8,736 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 6,138 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **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 : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

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

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 2,184 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 1,535 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

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

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

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

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{10,28} = 0,486$

$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,1458 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,8458 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6729 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

D'où, $M_t = 0,8458 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 12,31 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 08,65 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

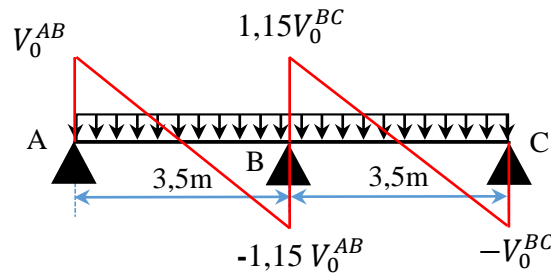


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

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

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 16,64 \text{ KN} \\ V_B = -19,14 \text{ KN} \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 19,14 \text{ KN} \\ V_C = -16,64 \text{ KN} \end{cases}$

2.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5 (terrasse inaccessible))

➤ **Schéma statique**

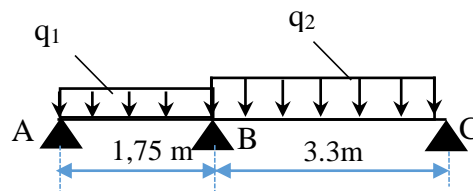


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle type 5 (Étages 1 à 6)

➤ **Combinaisons d'actions et calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle**

Tableau III.4. 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)
Étages 1 à 6	G = 5,28	Q ₁ = 1,5	0,65	ELU	P ₁ = 9,39	q ₁ = 6,10
					P ₂ = 10,88	q ₂ = 7,07
		Q ₁ = 2,5		ELS	P ₁ = 7,25	q ₁ = 4,71
					P ₂ = 8,75	q ₂ = 5,69

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{1,75}{3,30} = 0,53 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Calcul des moments✓ **Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G = 3,52 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} q'_1 = 4,55 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 5,53 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} q'_1 = 4,55 \text{ KN/m} \\ q'_2 = 5,53 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,2} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,2} = \begin{cases} \text{ELU: } 7,53 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 5,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} \text{ELU: } -1,13 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -0,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l_g^3 + q'_d \times l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \text{ELU: } -\frac{4,55 \times (1,75)^3 + 5,53 \times (3,3)^3}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} \\ \text{ELS: } -\frac{3,26 \times (1,75)^3 + 3,91 \times (3,3)^3}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} \text{ELU: } -5,20 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -3,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées****Travée AB**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{1,75}{2} - \frac{5,2}{6,1 \times 1,75} = 0,39 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 0,2652 q = \begin{cases} \text{ELU: } 1,62 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 1,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 1,62 - 5,2 \times 0,39/1,75 = 0,46 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 1,17 - 3,68 \times 0,39/1,75 = 0,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,3}{2} + \frac{5,2}{7,1 \times 3,3} = 1,87 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1,33705 q = \begin{cases} \text{ELU: } 9,45 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 6,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 9,45 - 5,2 \times (1 - 1,87/3,3) = 7,20 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 6,77 - 3,68 \times (1 - 1,87/3,3) = 5,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,1 \times 1,75}{2} - \frac{5,2}{1,75} = 2,37 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,1 \times 3,5}{2} - \frac{5,2}{1,75} = -8,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{7,07 \times 3,3}{2} + \frac{5,2}{3,3} = 13,24 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{7,07 \times 3,3}{2} - \frac{5,2}{3,3} = -10,09 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du vide sanitaire.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,18	-7,28	13,04	18,3	-1,53	-5,12	9,17
T2	-1,83	-9,64	10,14	19,39	-1,27	-6,7	7,15
T4	-2,18	-8,74	12,31	19,14	-1,53	-6,14	8,65
T5	-1,13	-5,32	7,15	13,28	-0,8	-3,77	5,13
T6	-1,66	/	11,06	14,50	-1,16	/	7,77
Max	-2,18	-9,64	13,04	19,39	-1,53	-6,7	9,17

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,18	-7,28	13,04	18,3	-1,53	-5,12	9,17
T2	-1,83	-9,64	10,14	19,39	-1,27	-6,7	7,15
T4	-2,18	-8,74	12,31	19,14	-1,53	-6,14	8,65
T5	-1,63	-7,66	9,4	18,01	-1,13	-5,33	6,63
T6	1,13	/	7,51	9,85	0,82	/	5,48
Max	-2,18	-9,64	13,04	19,39	-1,53	-6,7	9,17

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entresol.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,4	-4,67	7,62	11,74	-1,01	-3,37	5,51
T2	-1,21	-6,07	8,12	14,24	-0,87	-4,36	5,92
T4	-1,85	-7,4	10,11	16,2	-1,31	-5,24	7,16
T5	-1,13	-5,2	7,2	13,24	-0,8	-3,68	5,18
Max	-1,85	-7,4	10,11	16,2	-1,31	-5,24	7,16

Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages de 1 à 6.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,4	-4,67	7,62	11,74	-1,01	-3,37	5,51
T3	-1,05	-5,34	6,85	12,2	-0,75	-3,83	4,97
T4	-1,85	-7,4	10,11	16,2	-1,31	-5,24	7,16
T5	-1,13	-5,2	7,2	13,24	-0,8	-3,68	5,18
Max	-1,85	-7,4	10,11	16,2	-1,31	-5,24	7,16

Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7^{ème} étage (Terrasse inaccessible)

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,48	-4,95	7,91	12,43	-1,08	-3,61	5,77
T3	-1,06	-5,44	7,36	12,86	-0,77	-3,94	5,38
T4	-1,48	-5,93	7,42	13	-1,08	-4,33	5,41
T5	-1,25	-5,69	8,12	14,79	-0,89	-4,05	5,83
Max	-1,48	-5,93	8,12	14,79	-1,08	-4,33	5,83

2.1.4. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

Tableau III.10. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Vide sanitaire RDC	-2,18	-9,64	13,04	19,39	-1,53	-6,7	9,17
Entresol Etages de 1 à 6	-1,85	-7,4	10,11	16,20	-1,31	-5,24	7,16
Etage7 (terrasse inaccessible)	-1,48	-5,93	8,12	14,79	-1,08	-4,33	5,83

Exemple de calcul (type 4 de l'entresol)**Données**

$$ELU \begin{cases} M_t = 10,11 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7,4 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,85 \text{ KN.m} \\ V = 16,20 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7,16 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -5,24 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65\text{cm}$ au lieu de $b=39\text{cm}$ qui est dimensionné par rapport à la petite travée ($l = 1,75 \text{ m}$) ; or dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ($l = 3,5 \text{ m}$).

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

➤ Ferrailage en travée**Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :**

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

$$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01011 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01011}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,034 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034}] = 0,043$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,043) = 0,177 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01011}{0,177 \times 348} = 1,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,64 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ 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 ($b_0 \times h$).

❖ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{7,4 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,161 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

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

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,221 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,164m \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,30 \text{ cm}^2$$

❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,040 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,051 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,176 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Choix des barres

$$\text{En travée :} \dots \dots \dots A = 1,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 + 2\text{HA}8 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots \dots \dots A = 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive :} \dots \dots \dots A = 0,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage transversal

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

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

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

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ Vérification de rupture par cisaillement

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

$$\tau_u = 16,2 \times 10^{-3}/(0,1 \times 0,18) = 0,9 \text{ MPa}$$

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

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:

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

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

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 67,56 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

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

❖ Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,2 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,466 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2,59 \text{ cm}^2 > 0,466 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(16,2 \times 10^{-3} - \frac{7,4 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,848 < 0 \Rightarrow$ 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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,2\text{KN} < 108,135\text{KN}$ vérifiée

✓ Vérification de la jonction table nervure

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

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

$\tau_1^u = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ vérifiée

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

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)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 142 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ 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

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

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{6605,54 \times 10^{-8}} \times 3,47 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,76 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ En appui intermédiaire

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

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

✓ Calcul de y et I

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

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{5,24 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 7,15 \times 10^{-2}$$

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

✓ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 3,5 \text{ m} ; M_{0s} = 8,74 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 7,16 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,819 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} > 19,12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

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

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

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

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

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 :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,819 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,819 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,819 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 4,30 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3,14 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 7,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{avec: } j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN.m}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

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

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

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 141,97 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 103,52 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 236,09 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 6605,54 \text{ cm}^4 \\ y = 3,47 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,528 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,411 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,682 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 17434,81 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5900,24 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6964,33 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4907,93 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10092,93 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 4,53 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1,57 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 5,5 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 2,75 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,88 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 4 de l'entresol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10^{-2}	Z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Vide San + RDC	Travée	13,04	0,044	5,6	17,6	2,13	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui Inter	9,64	0,21	29,8	15,9	1,74	0,22	1HA12+1HA10 =1,92
	appui de rive	2,18	0,047	6	17,6	0,36	0,22	1HA10 = 0,79
E. Sol + Etages courants	Travée	10,11	0,034	4,3	17,7	1,64	1,41	1HA10+2HA8 =1,80
	Appui Inter	7,40	0,161	22,1	16,4	1,30	0,22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1,85	0,04	5,1	17,6	0,30	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	8,12	0,027	3,4	17,8	1,31	1,41	1HA10+2HA8 =1,80
	Appui Inter	5,93	0,129	17,3	16,8	1,01	0,22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1,42	0,032	4,1	17,7	0,24	0,22	1HA10 = 0,79

Remarque

- D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même pour les groupes 2 et 3.
- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **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.12. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
V.S RDC	1,08 < 3,33	3,15 > 0,56	4,28 > -1,15	19,39 < 108,135	1,27 < 3,33
E.S +Etages courants + T.I	0,9 < 3,33	3,15 > 0,47	3,93 > -0,85	16,20 < 108,135	1,06 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
V.S RDC	Travée	9,17	2,36	3,92	8323,04	4,32 < 15	Vérifiée
	appui	- 6,7	1,92	7,7	4577,17	11,27 < 15	Vérifiée
E.S +Etages courants + T.I	Travée	7,16	1,80	3,47	6605,54	3,77 < 15	Vérifiée
	appui	- 5,24	1,57	7,15	3990,78	9,39 < 15	Vérifiée

Tableau III.14. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	V.S + RDC	E.S + étages courants + Terrasse inaccessible
L (m)	3,50	3,50
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2,502	2,525
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,432	3,432
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	6,682	5,707
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	3,43	3,14
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	4,71	4,30
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	9,17	7,16
I (cm⁴)	8323,04	6605,54
I₀ (cm⁴)	18516,54	17434,81
λ_i	3,25	4,27
λ_v	1,30	1,71
σ_{st}^j (MPa)	87,15	103,52
σ_{st}^g (MPa)	119,51	141,97
σ_{st}^p (MPa)	232,69	236,09
μ_j	0,449	0,411
μ_g	0,561	0,528
μ_p	0,743	0,682
I_{fji} (cm⁴)	8276,54	6964,33
I_{fgi} (cm⁴)	7211,03	5900,24
I_{fpi} (cm⁴)	5959,93	4907,93
I_{fgv} (cm⁴)	11774,64	10092,93
f_{ji} (mm)	1,57	1,7
f_{gi} (mm)	2,46	2,75
f_{pi} (mm)	5,81	5,5
f_{gv} (mm)	4,53	4,83
Δf (mm)	6,30	5,88
f_{adm} (mm)	7	7
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.15. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Vide sanitaire + R D C			
Plancher entresol + Étages courants + Terrasse inaccessible			

✓ Etude de la dalle de compression

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

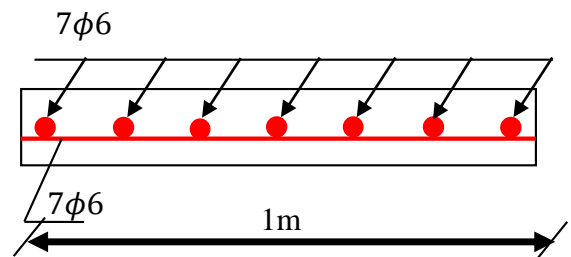


Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression

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 × 150) mm²

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. Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

Tableau III.16. Données des différents types de dalle pleine

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	1,4	/	/	/	/	/	/
D2	1,2	1,6	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6647
D3	1,6	3,3	/	/	/	/	/
D4	3	4,25	0,71	0,0671	0,441	0,0731	0,5940
D1'	0,80	/	/	/	/	/	/
D3'	2,2	2,8	/	/	/	/	/
D4'	2,8	3,2	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216

2.2.2. Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur un seul appui

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \gamma \times v \Rightarrow P = 18 \times 1 \times 0,1 \times 0,8$$

$$P = 1,44 \text{ KN}$$

❖ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 11,23 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,944 \text{ KN}$$

Calcul du moment

$$M_s = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,23 \times 1,4^2}{2} + 1,944 \times 1,4\right)$$

$$M_u = -13,727 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,23 \times 1,4 + 1,944 \Rightarrow V_u = 17,67 \text{ KN}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,44 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{7,93 \times 1,4^2}{2} + 1,44 \times 1,4\right) \Rightarrow M_s = -9,79 \text{ Kn.m}$$

2.2.3. Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{13,727 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 14,2} = 0,119 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,159; z = 0,084 \text{ m}$$

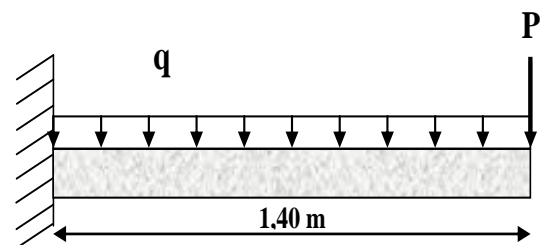


Figure.III.6. Schéma statique de la dalle D1

$$A_t = \frac{13,727 \times 10^{-3}}{0,084 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1/400 = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ L'espace

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Les Armatures de répartition

$$A_y = A_t/3 = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 3\text{HA}10 = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 33 \text{ cm}$

❖ Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{17,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ Vérification des contraintes

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 8,475 \cdot 10^{-3}y - 7,63 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$Y = 3,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,0315^3 + 15 \times 5,65 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,0315)^2$$

$$I = 3942,22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{9,79 \cdot 10^{-3}}{3942,22 \cdot 10^{-8}} \times 0,0315 \leq 0,6 \times 25$$

$$7,82 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

$$15 \times \frac{9,79 \cdot 10^{-3}}{3942,22 \cdot 10^{-8}} (0,09 - 0,0315) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 217,91 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

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

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{9,79 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 5,99 \cdot 10^{-3}$$

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

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,36$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{9,79 \cdot 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,36}{3}\right) 201,63} = 6,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 16 \text{ cm}$$

❖ Les Armatures de répartition

$$A_y = \frac{6,79}{3} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.17. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Balcons	D1	13,727	/	/	17,67	/	/	9,79	/
	D2	0,85	0,44	- 0,4	5,12	2,16	0,66	0,44	- 0,31
	D3	12,58	5,745	- 6,71	8,51	0,97	8,88	4,06	- 4,74
Plancher	D4	8,13	3,64	- 3,83	19,03	6,70	6,25	3,71	- 2,48
Terrasse Inaccessible	D1'	7,37	/	/	13,21	/	5,42	/	/
	D3'	7,65	10,38	- 4,08	8,88	4,31	5,59	7,59	- 2,98
	D4'	3,12	2,32	- 1,66	9,84	6,59	2,62	2,15	- 1,4

Tableau III.18. Vérification de l'effort tranchant.

	V _{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V _{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	17,67	0,2 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D2	5,12	0,06 < 1,17	Vérifiée	2,16	0,02 < 1,17	Vérifiée
D3	8,51	0,09 < 1,17	Vérifiée	0,97	0,01 < 1,17	Vérifiée
D4	19,03	0,16 < 1,17	Vérifiée	6,70	0,06 < 1,17	Vérifiée
D1'	13,21	0,15 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D3'	8,88	0,1 < 1,17	Vérifiée	4,31	0,05 < 1,17	Vérifiée
D4'	9,84	0,11 < 1,17	Vérifiée	6,59	0,07 < 1,17	Vérifiée

Tableau III.19. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	13,727	0,119	0,159	8,4	4,70	1,09	5HA12 = 5,65
D2	X-X	0,85	0,007	0,009	9	0,27	1,08	3HA10 = 2,36
	Y-Y	0,44	0,004	0,005	9	0,14	0,96	3HA10 = 2,36
D3	Appui	0,4	0,003	0,004	9	0,13	1,08	3HA10 = 2,36
	X-X	12,58	0,109	0,145	8,5	4,25	1,21	5HA12= 5,65
	Y-Y	5,745	0,066	0,085	7,5	2,2	0,96	4HA10 = 3,14
D4	appui	6,71	0,058	0,075	8,7	2,22	1,21	4HA10 = 3,14
	X-X	8,13	0,040	0,051	11,8	1,98	1,37	4HA10 = 3,14
	Y-Y	3,64	0,021	0,026	9,8	1,07	1,20	3HA10= 2,36
D1'	appui	3,83	0,019	0,024	10,8	1,01	1,37	3HA10= 2,36
	X-X	7,37	0,064	0,083	8,7	2,43	1,09	5HA10 = 3,93
	Y-Y	7,65	0,067	0,087	8,7	2,53	1,06	5HA10 = 3,93
D3'	X-X	10,38	0,114	0,152	7,5	3,98	0,96	6HA10 = 4,71
	Appui	4,08	0,035	0,045	8,8	1,33	1,06	3HA10 = 2,36
	X-X	3,12	0,027	0,034	8,9	1	1,01	3HA10= 2,36
D4'	Y-Y	2,32	0,02	0,025	8,9	0,75	0,96	3HA10= 2,36
	Appui	1,66	0,014	0,018	8,9	0,53	1,01	3HA10 = 2,36

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

Types de La Dalle	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.	
D1	x-x	9,79	3,15	3942,22	7,82 < 15	Vérifiée	217,95 > 201,63	N.Vérifiée
D2	x-x	0,78	2,19	1991,82	0,86 < 15	Vérifiée	40 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,52	2,19	1991,82	0,57 < 15	Vérifiée	26,67 < 201,63	Vérifiée
D3	appui	0,31	2,19	1991,82	0,34 < 15	Vérifiée	15,9 < 201,63	Vérifiée
	x-x	8,88	3,15	3942,22	7,09 < 15	Vérifiée	197,66 < 201,63	Vérifiée
	y-y	4,06	2,31	193579	4,85 < 15	Vérifiée	179,01 < 201,63	Vérifiée
D4	appui	4,74	2,48	2510,67	4,68 < 15	Vérifiée	184,64 < 201,63	Vérifiée
	x-x	4,85	2,92	4713,12	3,01 < 15	Vérifiée	140,16 < 201,63	Vérifiée
	y-y	3,39	2,58	3713,72	2,36 < 15	Vérifiée	128,98 < 201,63	Vérifiée
D1'	appui	2,28	2,58	3713,72	1,59 < 15	Vérifiée	86,75 < 201,63	Vérifiée
	x-x	5,42	2,72	2995,68	4,92 < 15	Vérifiée	170,43 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	5,59	2,72	2995,68	5,08 < 15	Vérifiée	175,78 < 201,63	Vérifiée
D3'	y-y	7,59	2,93	3441,55	6,46 < 15	Vérifiée	200,83 < 201,63	Vérifiée
	appui	2,98	2,19	1991,82	3,28 < 15	Vérifiée	152,83 < 201,63	Vérifiée
D4'	x-x	2,62	2,19	1991,82	3,22 < 15	Vérifiée	149,75 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,15	2,05	1540,42	2,86 < 15	Vérifiée	124,57 < 201,63	Vérifiée
	appui	1,14	2,19	1991,82	1,55 < 15	Vérifiée	71,80 < 201,63	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de la dalle D1 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante : $A_s = 6HA12 = 6,79\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ Evaluation de la flèche

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

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

✓ Pour la dalle D1

$12\text{ cm} > 7\text{ cm}$ Vérifiée

$6,79\text{ cm}^2 > 4,5\text{ cm}^2$ Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ Pour la dalle D2

$12\text{ cm} \geq 6\text{ cm}$ Vérifiée

$2,36\text{ cm}^2 < 4,5\text{ cm}^2$ Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D3

$12\text{ cm} > 7\text{ cm}$ Vérifiée

$6,79\text{ cm}^2 > 4,5\text{ cm}^2$ Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ Pour la dalle D4

$15\text{ cm} > 6,8\text{ cm}$ Vérifiée

$3,14\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2$ Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D1'

$12\text{ cm} > 8\text{ cm}$ Vérifiée

$3,93\text{ cm}^2 < 4,5\text{ cm}^2$ Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D3'

$12\text{ cm} > 7,39\text{ cm}$ Vérifiée

$3,93\text{ cm}^2 < 4,5\text{ cm}^2$ Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D4'

$12\text{ cm} > 10,51\text{ cm}$ Vérifiée

$2,36\text{ cm}^2 < 4,5\text{ cm}^2$ Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

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

Tableau III.21. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{jt} (mm)	f_{qt} (mm)	f_{gt} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	X-X	0,953	0,112	0,857	0,452	$1,246 \leq 5,6$	Vérifiée
D3	X-X	0,936	0,199	1,094	0,428	$1,403 \leq 3,2$	Vérifiée
	Y-Y	1,400	0,316	1,574	0,467	$2,191 \leq 6,6$	Vérifiée

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a \cdot \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a \cdot \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec, $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s \text{ si barres HA} \\ 0,6 l_s \text{ si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

Donc, $L_1 = 1\text{m}$ pour les travées de rives et $L_1 = 0,70\text{ m}$ pour les travées intermédiaires

❖ **Schémas de ferrailages**

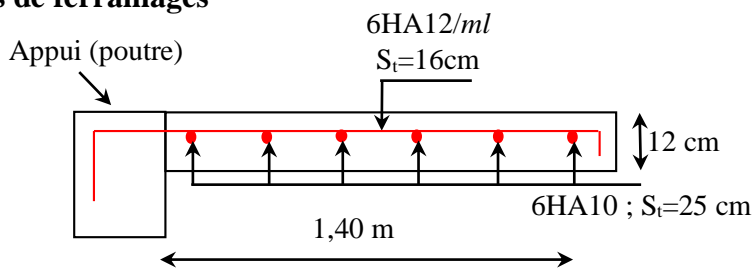


Figure.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D1

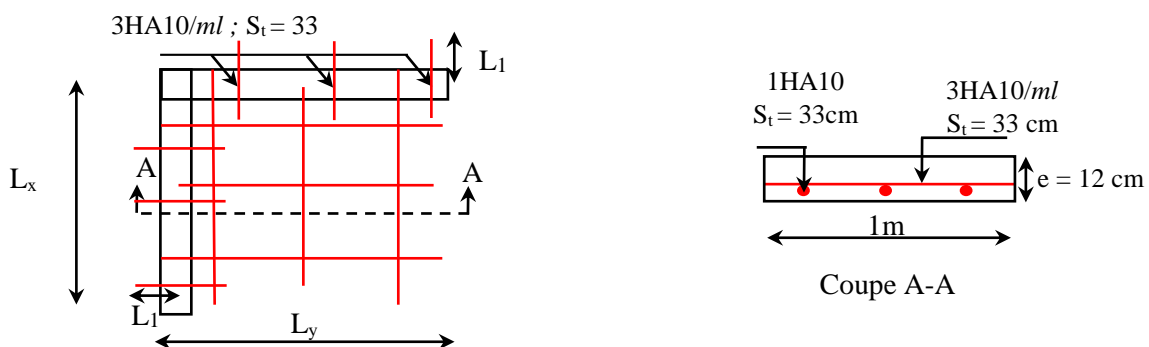


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D2

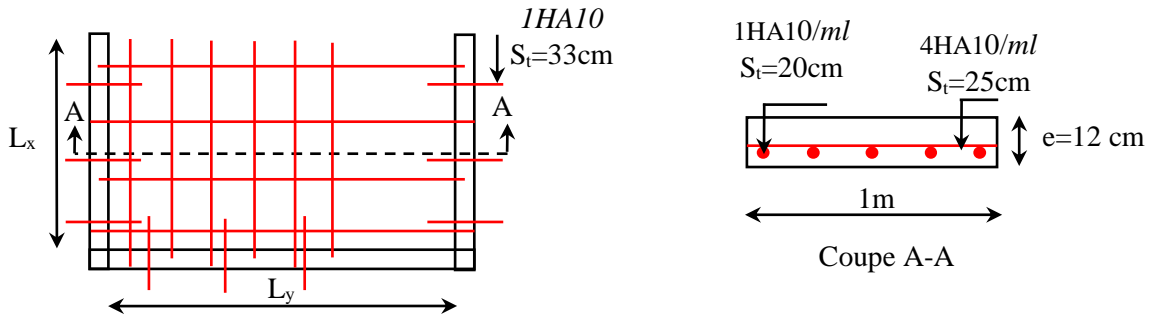


Figure. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D3

Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définis comme suit :

$$A'_x = 1,80 \times 3,14 = 5,652 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,80 \times 2,36 = 4,25 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 1,8 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0,014 = 4,72$$

$$L_b = 1,8 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0,012 = 4,56$$

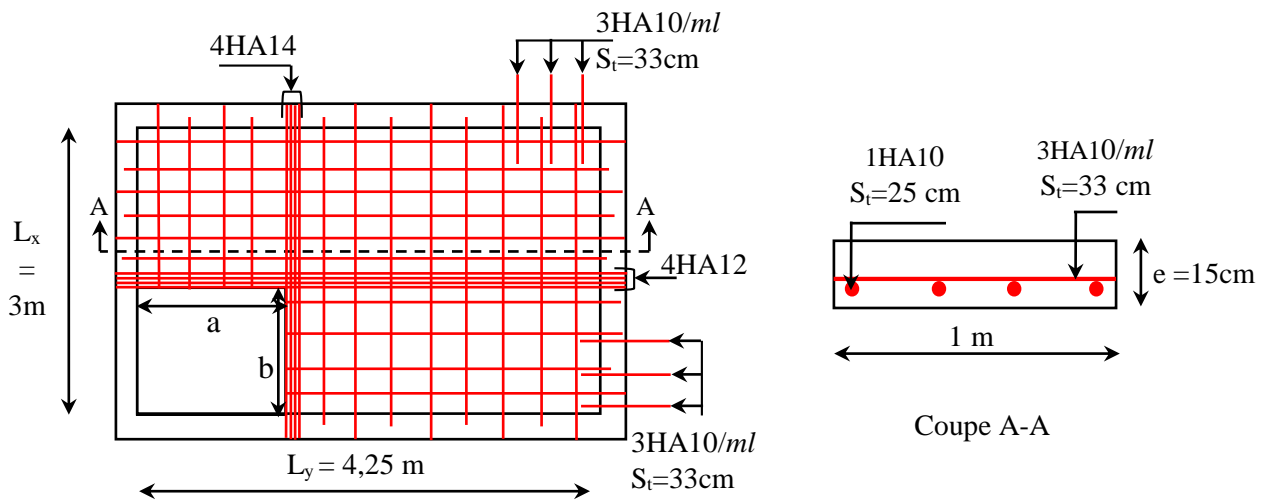


Figure. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D4

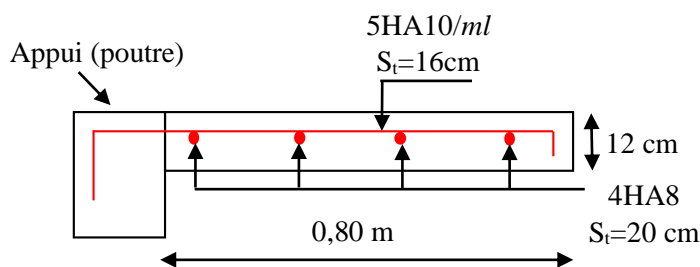


Figure. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D1'

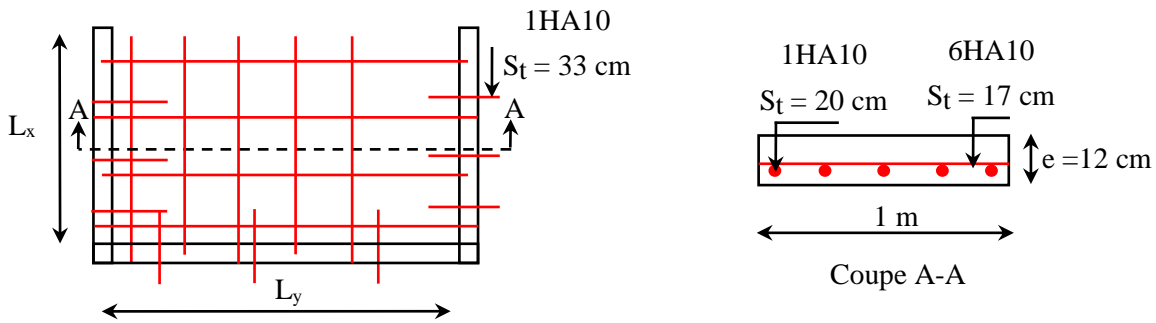


Figure. III.12. Schéma de ferrailage de la dalle D3'

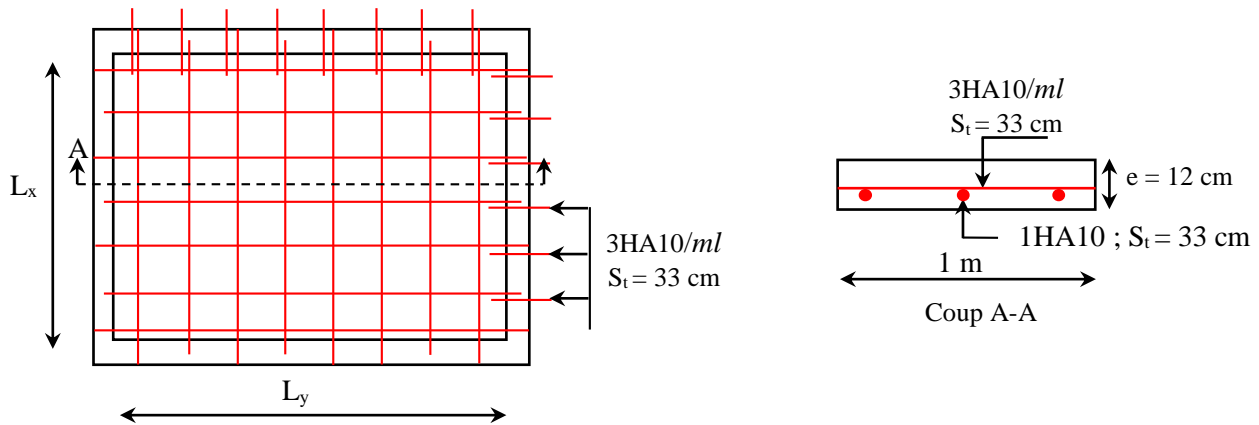


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle D4'

3. Etude de l'ascenseur

3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

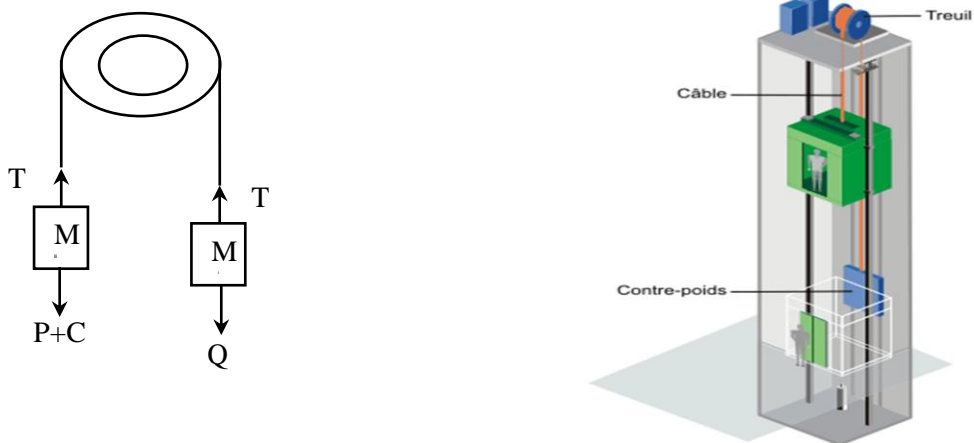


Figure III.14. Schéma statique et concept d'ascenseur

3.2. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,80 \times 1,80 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

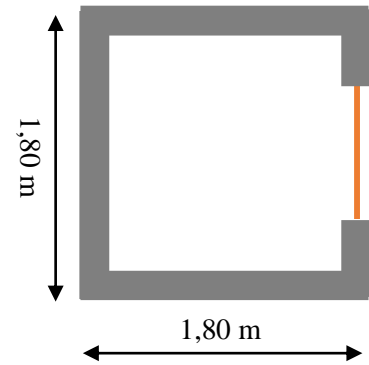


Figure III.15. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

3.3. Dalle de salle machine (locale).

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont \parallel à l_x
- b_0 et V sont \parallel à l_y

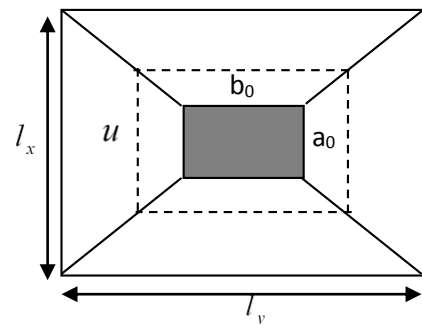
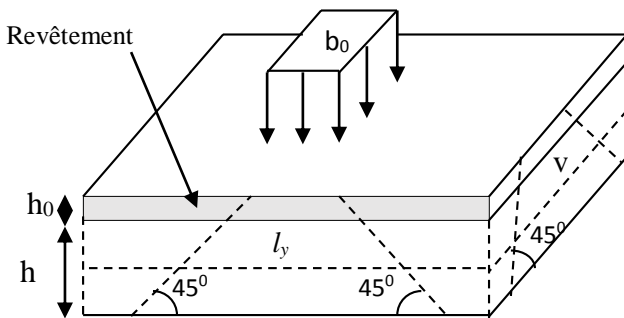


Figure III.16. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖ **M_1^x et M_1^y Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,076$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 6,79 \text{ KN.m}$$

❖ **M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = l_x/l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.22. Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	6,57	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	- 3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,82 M_2^y = M_2^x = 0,82$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

Tableau III.23. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,78	3,14	2,92	4713,12	$3,59 < 15$	$167,03 < 201,63$	Vérifiée
Appui	- 2,72	2,36	2,72	4713,12	$2,58 < 15$	$103,49 < 201,63$	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

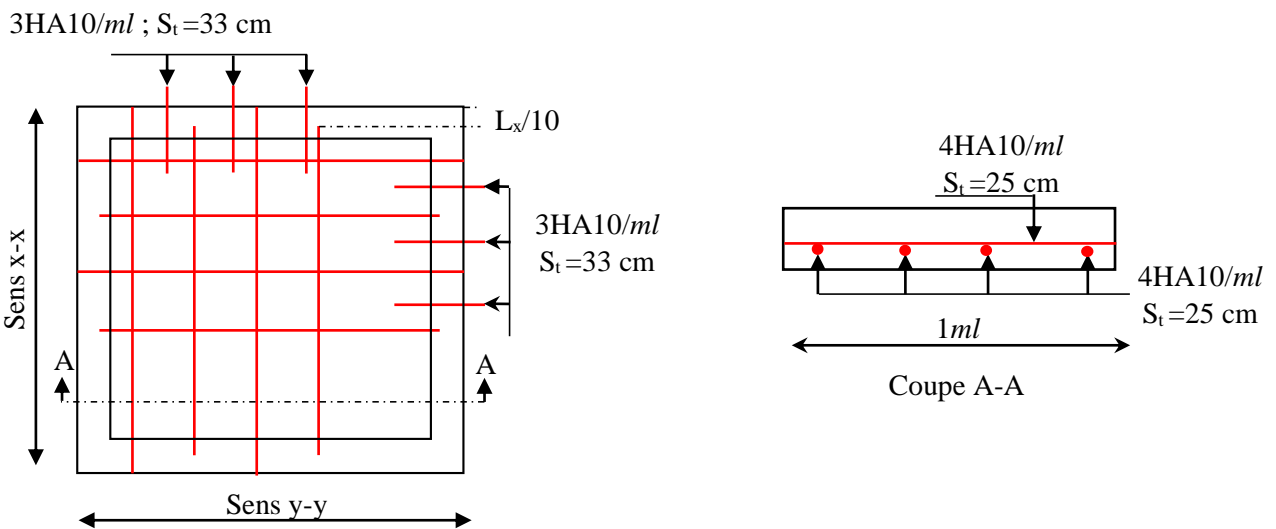


Figure III.17. Schéma de ferrailage du local machine

3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et $h = 15 \text{ cm}$)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.24. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,30	0,006	0,008	0,120	0,31	1,2	3HA10 = 2,36

➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.25. Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm ²	y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	1,70 < 15	93,22 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,152	2,36	2,58	3713,72	0,8 < 15	43,83 < 201,63	Vérifiée

➤ La flèche

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

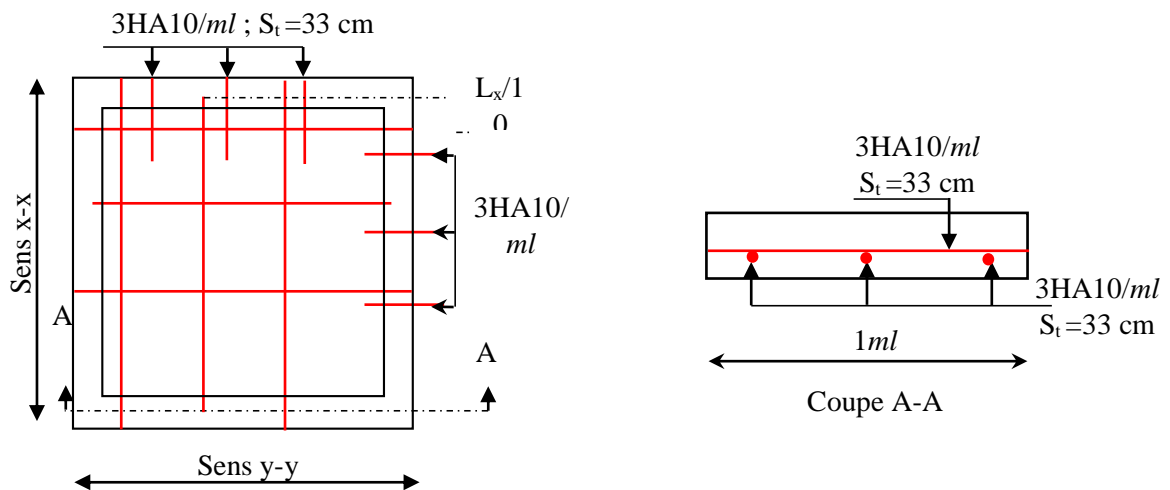


Figure III.18. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

4. Etude de la poutre de chaînage

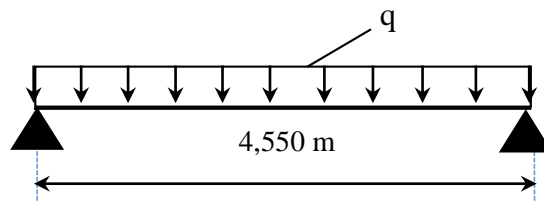


Figure III.19. Schéma statique de la poutre de chaînage

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

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA 99/2003

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

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ Poids propre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du plancher à corps creux :** $q_{cc} = P_{plancher}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec : $l_g = 0$; $l_d = 2,20 \text{ m}$; $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre :** $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 20,63 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 14,56 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques $\begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 53,39 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 37,68 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 45,38 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 32,03 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} ELU: M_{au} = -21,36 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -15,07 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau III.26. Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	45,38	A	0,146	0,198	0,249	5,24	0,98	4HA14 = 6,16
Appui	- 21,36		0,069	0,089	0,260	2,36	0,98	3HA12 = 3,39

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 46,93 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,579 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

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

➤ **Armatures transversales**

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.27. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	32,03	10,17	36690,88	$8,89 \leq 15$
En appui	15,07	8,02	23476,72	$5,15 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 38,68 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 4,55 \text{ m} < 8 \text{ m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau III.28. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
5,45	1,84	6,09	2,60	7,10	9,10	<i>vérifiée</i>

➤ **Schémas de ferrailage**

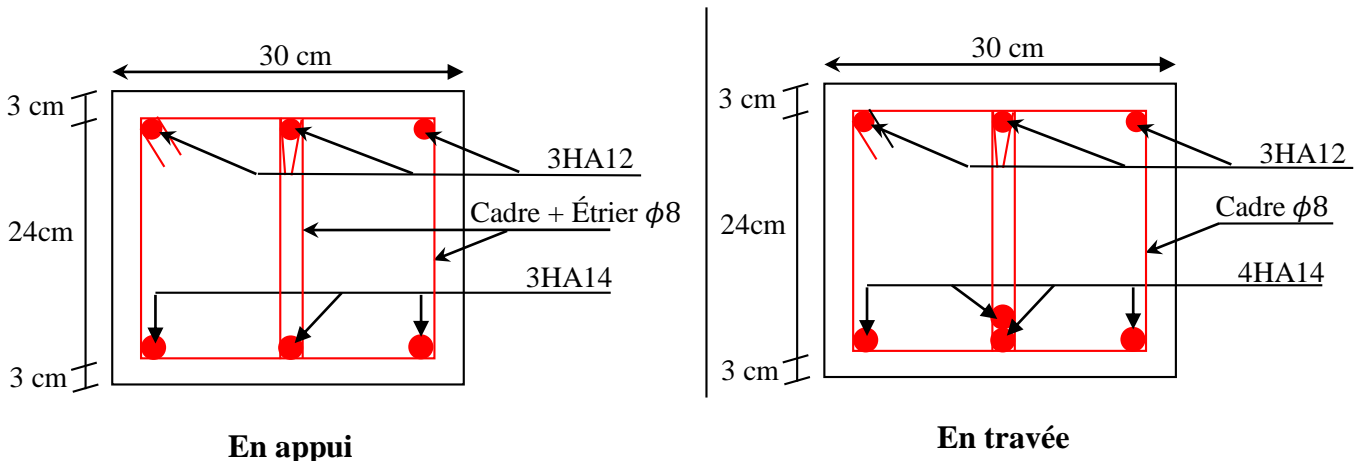


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1,20 m, pour les autres on adoptera le même ferrailage.

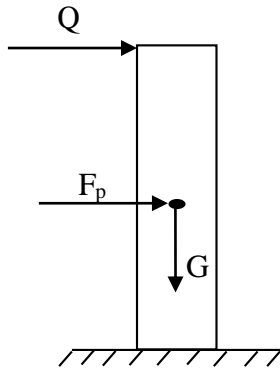


Figure III.21. Modèle de calcul de l'acrotère

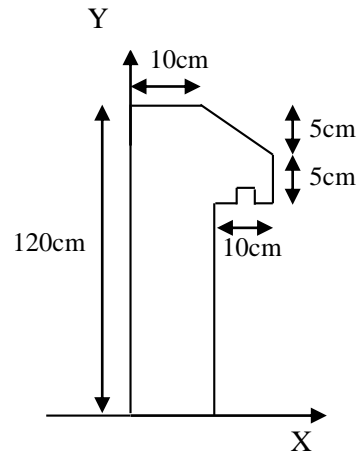


Figure III.22. Coupe transversale de l'acrotère.

5.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

5.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ **poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,1275 = 3,19 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 3,73 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,73 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

Donc, $F_p = 1,79 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité : $\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 5,56 \text{ cm} \\ Y_G = 63,17 \text{ cm} \end{array} \right.$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,73 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1,2 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1,13 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.29. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3,73	5,04	3,73
M (KN.m)	2,33	1,8	1,2

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{2,33}{3,73} \times 10^2 = 62,47 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 2,4 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,4^3 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,0553 \text{ m}$$

D'où : $e = 62,47 + 2 + 5,53 = 70 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 5,04 \text{ KN.}$$

$$Mu = Nu \times e = 5,04 \times 0,7 = 3,53 \text{ KN.m}$$

5.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ **Calcul à l'ELU :**

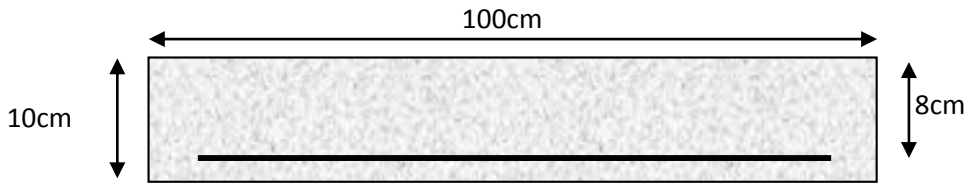


Figure III.23. Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

($h/6 < e_0$) \Rightarrow La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0405 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,052 \\ z &= d(1 - 0,4\alpha) = 0,078 \text{ m} \end{aligned} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 1,36 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,86 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,77 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm^2/ml

Sens secondaire : $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1,13 cm^2/ml

❖ **Calcul des espacements**

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 < A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$Condition vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,79 = 2,79\text{KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,035\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa}$ Condition vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$ avec $\eta=1,6$ (pour les aciers HA)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$(y = y_c + C)$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,3217 - 0,05 = 0,2717 \text{ m}$$
 (avec $C < 0$ et $y_c > 0$)

$y_c^3 + p y_c + q = 0$(1)

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,220 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,038 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,6 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,2717 \leq y_c \leq 0,3717$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\varnothing/3) = 0,3146 \\ y_{c2} = a \cos(\varnothing/3 + 120^\circ) = -0,5374 \\ y_{c3} = a \cos(\varnothing/3 + 240^\circ) = 0,2228 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,54 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163,09^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,3146 \Rightarrow y = 0,0429 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 8,46 \times 10^{-5}$$

d'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3,73 \times 10^{-3}}{8,46 \times 10^{-5}} \times 0,0429 = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$ vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

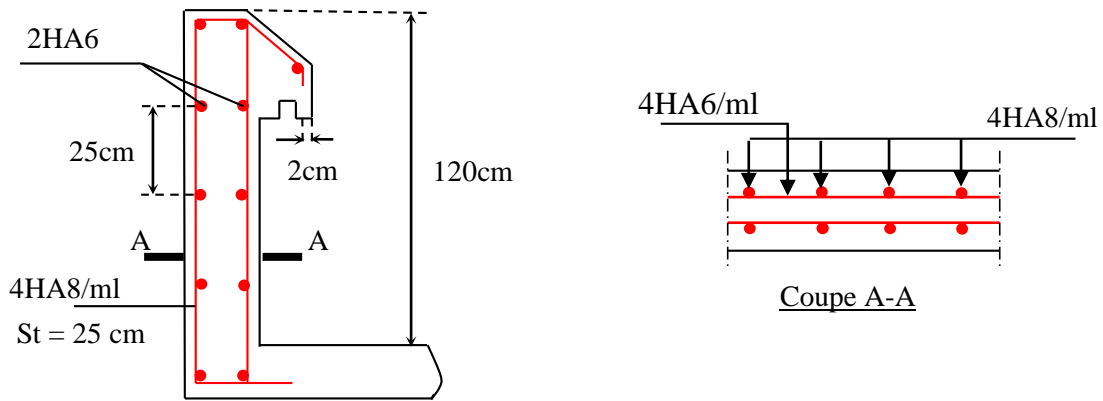


Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère

6. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

6.1. Escalier Type 1 (reliant l'entresol avec le reste des étages)

6.1.1. Etude de la partie (AB)

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

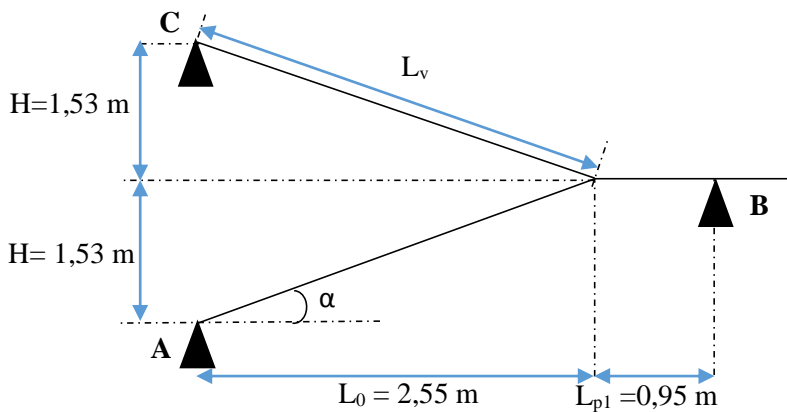


Figure III.25. Coupe en élévation de l'escalier (type 1)

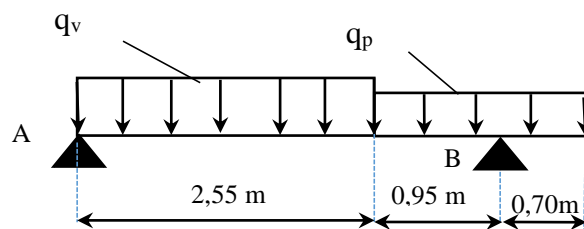


Figure III.26. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,23 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,00 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,55 + q_p \cdot 1,65$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 31,24 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 22,44 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 25,32 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 18,28 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.30. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 1)

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0 max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	25,32	18,28	25,32	0	0	25,32	21,07	15,20
B	31,24	22,44	-23,65	-2,6	-1,8			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 17,91 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -10,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

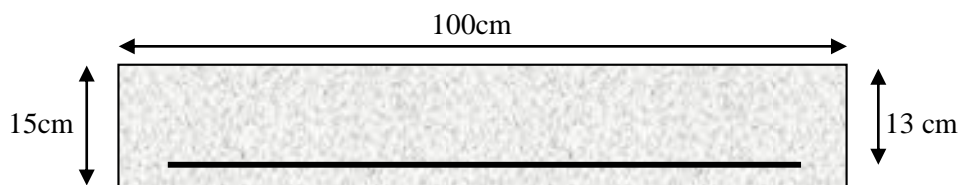


Figure III.27. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Ferraillage de l'escalier Type 1

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	17,91	0,075	0,098	0,125	4,12	1,57	5HA12 = 5,65	20
appui	-10,54	0,044	0,056	0,127	2,38	1,57	4HA10 = 3,14	25

➤ **Armature de répartition**

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

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$V^{max} = 25,32 \text{ KN}$ $\Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

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

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

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

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

En appliquant la méthode des sections :

$M_s^{max} = 15,20 \text{ KN.m}$ $\Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 12,92 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -7,60 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

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

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	12,92	3,92	8995,21	5,63	15	Vérifiée
En appui	-7,60	3,06	5608,74	4,15	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 15 \text{ cm} < 29,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 3,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$f_{adm} = 3/500$

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

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

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

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

Sous g : $\begin{cases} q_v^g = 8,50 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,18 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 11,67 = 9,92 \text{ KN.m}$

Sous j : $\begin{cases} q_v^j = 6,32 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 8,67 = 7,37 \text{ KN.m}$

Sous p : $\begin{cases} q_v^p = 11 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 15,20 = 12,92 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,4346\%$; $\begin{cases} \lambda_i = 4,83 \\ \lambda_v = 1,93 \end{cases}$; $I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4$; $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ Calcul des σ_{st}

$\sigma_{st}^g = 111,51 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^j = 150,13 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^p = 195,64 \text{ MPa}$

✓ Calcul des μ

$\mu_g = 0,220$; $\mu_j = 0,090$; $\mu_p = 0,332$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 16295,96 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 23400,57 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 12905,99 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 23595,18 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 4,76 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,19 \text{ mm} \\ f_{pi} = 3,78 \text{ mm} \\ f_{gi} = 2,30 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,05 < \bar{f} = \frac{3,5}{500} = 7 \text{ mm} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

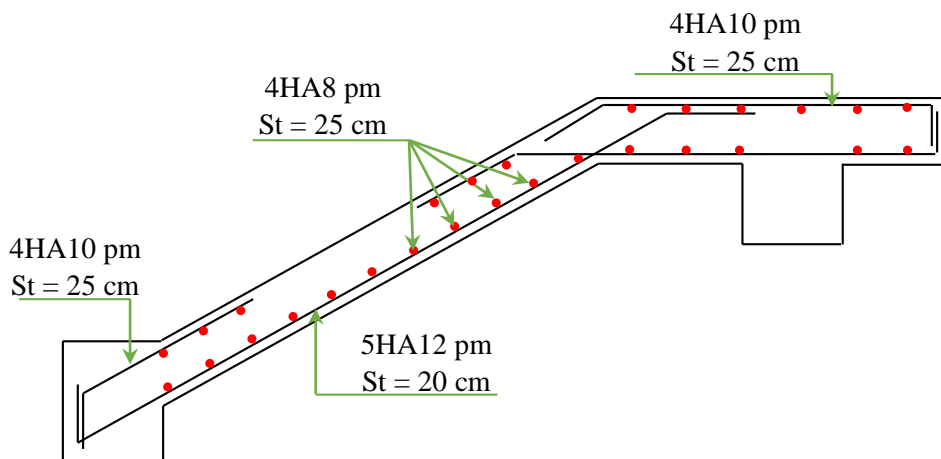


Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

6. 2. Etude de la poutre palière

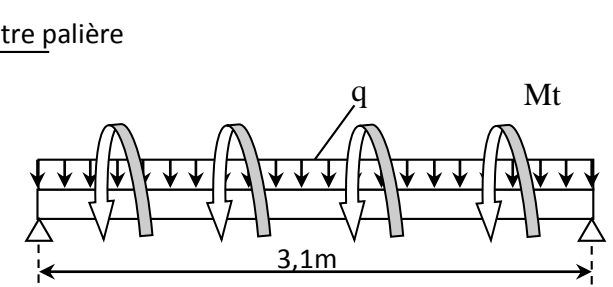
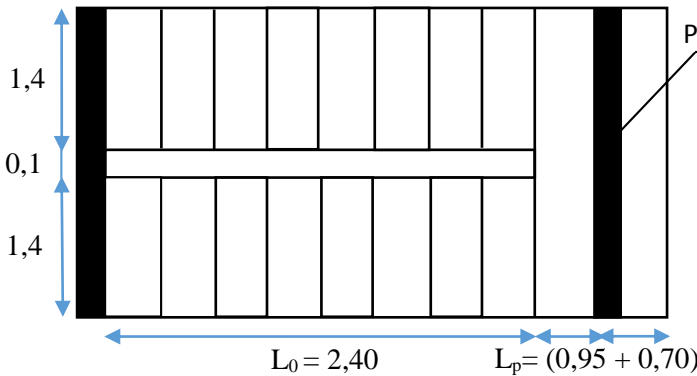


Figure III 30. Schéma statique de la poutre palière

Figure III.29. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

➤ Dimensionnement

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

$$L/15 \leq h \leq L/10 \iff 18,33 \text{ cm} \leq h \leq 27,5 \text{ cm}$$

➤ 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 :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 31,24 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 22,44 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 34,28 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,69 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 41,18 \text{ KN.m} \implies \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 35,00 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -20,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 53,13 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	35,00	A	0,105	0,139	0,264	3,81	1,01	Vérifiée
Appui	- 20,59		0,062	0,080	0,271	2,18	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{53,13 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,6325 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0031 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0031 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10,54 \times \frac{3,1}{2} = -16,34 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,34 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 4,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,563 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{16,34 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,61 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,6325^2 + 2,61^2} = 2,68 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferrailage globale**

En travée : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,81 + \frac{4,51}{2} = 6,065 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,18 + \frac{4,51}{2} = 4,435 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,563 = 1,013 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,69 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 29,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 25,21 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -14,83 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	25,21	11,50	47919,58	6,05	15	Vérifiée
En appui	-14,83	10,14	37937,89	3,96	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

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

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 26,35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➤ Schéma de ferrailage

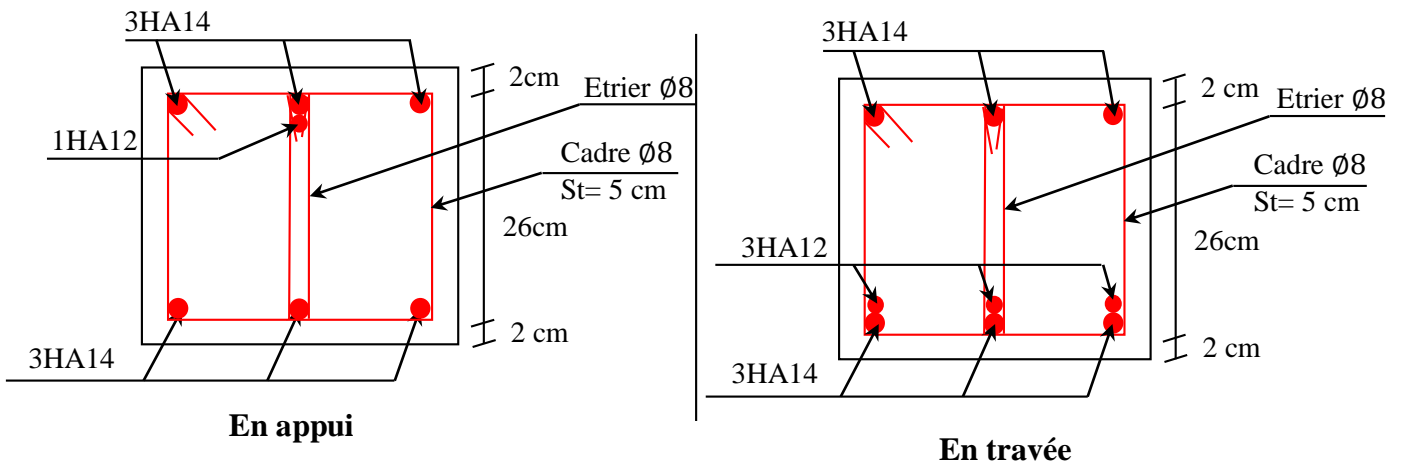


Figure.III.31. Schéma de ferrailage de la poutre palière

6.3. Escalier type 2

6.3.1. Etude de la partie (AB)

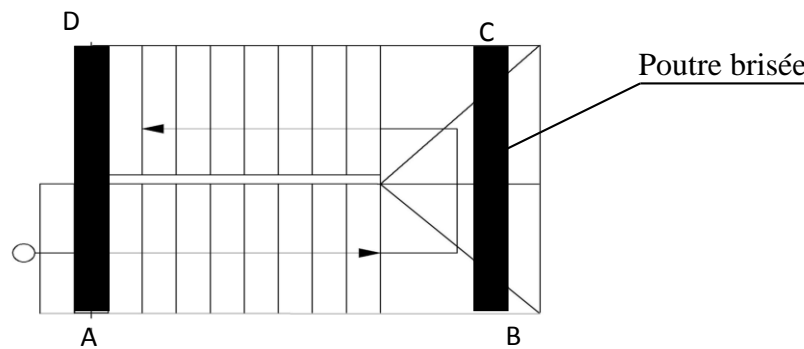


Figure III.32. Vue en plan de l'escalier balancé

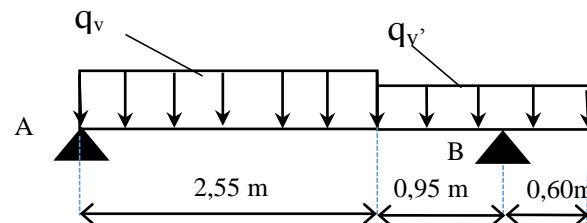


Figure III.33. Schéma statique de l'escalier type 2

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,7 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{volée}' \begin{cases} G_{v'} = 7,11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{v'} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,50 \text{ KN/m} \\ q_{uv'} = (1,35G_{v'} + 1,5Q_{v'}) \times 1 = 13,35 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,2 \text{ KN/m} \\ q_{sv'} = (G_{v'} + Q_{v'}) \times 1 = 9,61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 34,07 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 24,56 \text{ KN} \end{cases} \quad ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 26,15 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 18,89 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 0,85 \times 22,04 = 18,73 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -0,5 \times 22,04 = -11,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

La section à ferrailer est rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (1ml \times e)$:

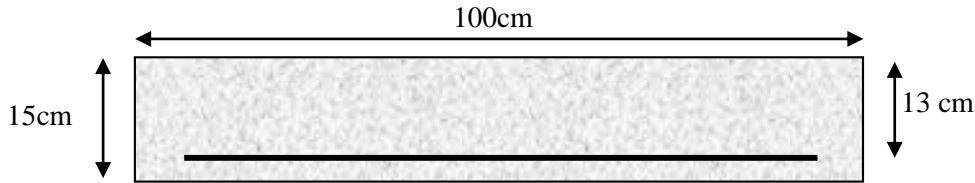


Figure III.34. Section d'escalier à ferrailer

En travée: $M_{tu} = 18,73 \text{ KN.m} \Rightarrow A_t = 4,31 \text{ cm}^2/ml$ soit : 5HA12 = 5,65 cm²/ml

En appui: $M_{au} = -11,02 \text{ KN.m} \Rightarrow A_a = 2,49 \text{ cm}^2/ml$ soit: 4HA10 = 3,14 cm²/ml

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

$A_t = 4,31 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2/ml$Vérifiée

➤ **Armatures de répartition**

Nous avons des charges réparties $\Rightarrow A_{rep} = \frac{A_{principales}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$

Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$ et $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Calcul des espacements**

En travée : $A_t = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/ml$ soit : $St = 20 \text{ cm}$.

En appui : $A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$ soit : $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$V^{max} = 26,15 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

On a : $M_{0s}^{max} = 15,92 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_{0s}^{max} = 13,53 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_{0s}^{max} = -7,96 \text{ KN.m} \end{cases}$

En travée : $\sigma_{bc} = 5,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 4,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$\Delta f = (5,19 - 1,39) + (4,1 - 2,56) = 5,34 < \bar{f} = \frac{3,5}{500} = 7 \text{ mm}$ La flèche est vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

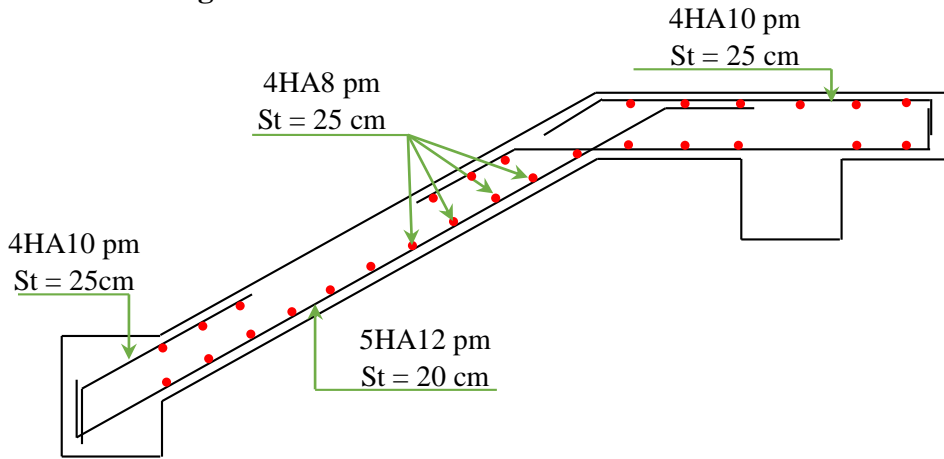


Figure III.35. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

6.4. Etude de la poutre brisée

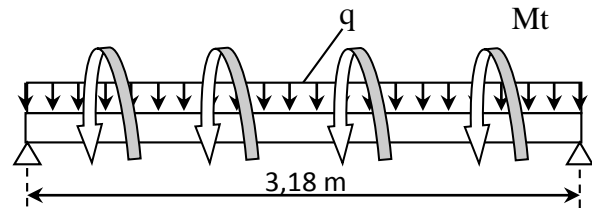
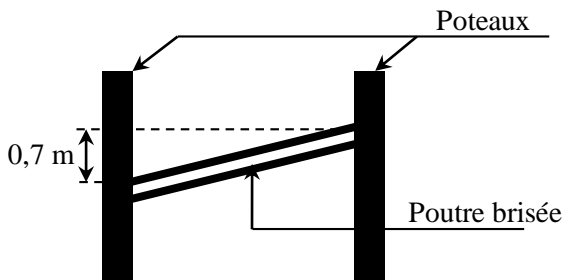


Figure III.36. Vue en élévation de la poutre brisée **Figure III.37.** Schéma statique de la poutre brisée

6.4.1. Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 17,87\text{cm} \leq h \leq 26,8\text{ cm}$$

➤ **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 :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25\text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la partie (AB)** : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 34,07\text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 24,56\text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l/2 = 17,52\text{KN.m}$: provoqué par la flexion de la partie (AB).

Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion	Total
	Travée	appui		
q (KN/ml)	37,11		37,11	/
M (KN.m)	39,87	-23,45	17,52	/
τ (MPa)	0,702		2,80	2,89
A(cm²)	4,37	2,5	4,83	A _{tr} = 6,785 A _{ap} = 4,915
A_{trans} (cm²)	0,45		0,604	1,054

6.4.2. Ferrailage opté et vérification nécessaires

➤ **Ferrailage**

$$\begin{cases} A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 & \text{soit } 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2 & \text{En travée} \\ A_{sa} = 4,92 \text{ cm}^2 & \text{soit } 3HA14 + 1HA12 = 5,75 \text{ cm}^2 & \text{En appui} \end{cases}$$

$A_{trans} = 1,054 \text{ cm}^2$ Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Cisaillement**

$\tau_{tot} = 2,89 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

En travée : $\sigma_{bc} = 6,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 4,53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 27,03 \text{ cm}$ vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2$ vérifiée

3) $L = 3,18 \text{ m} < 8 \text{ m}$ vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage**

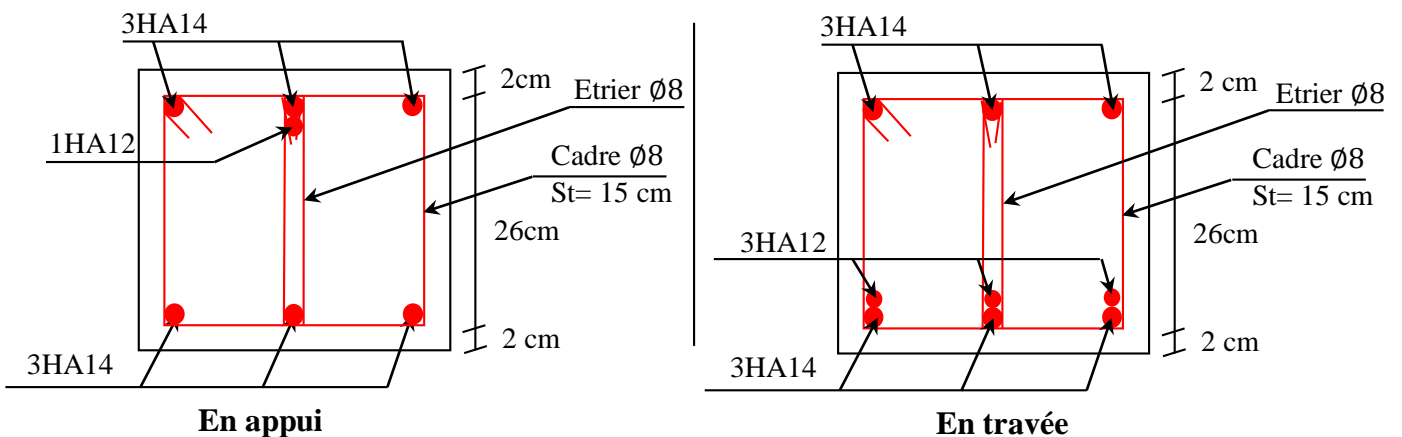


Figure III.38. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

CHAPITRE IV

Chapitre IV : Etude dynamique

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 existe, 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 2000V15 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V15) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier 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 qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur 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 spectral 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 ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$
- ✓ 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 »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Remarque :

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,10 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓ 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 : $W = 36702,643 \text{ KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

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, $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site meuble S3 } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 31,50 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 17,70 \text{ m} \\ L_y = 22,00 \text{ m} \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,66 \text{ s} , 0,67 \text{ s}) = 0,66 \text{ s} \\ T_y = \min(0,60 \text{ s} , 0,66 \text{ s}) = 0,60 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,695 \\ D_y = 1,800 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2165,46 \text{ KN} \\ V_{yst} = 2202,16 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

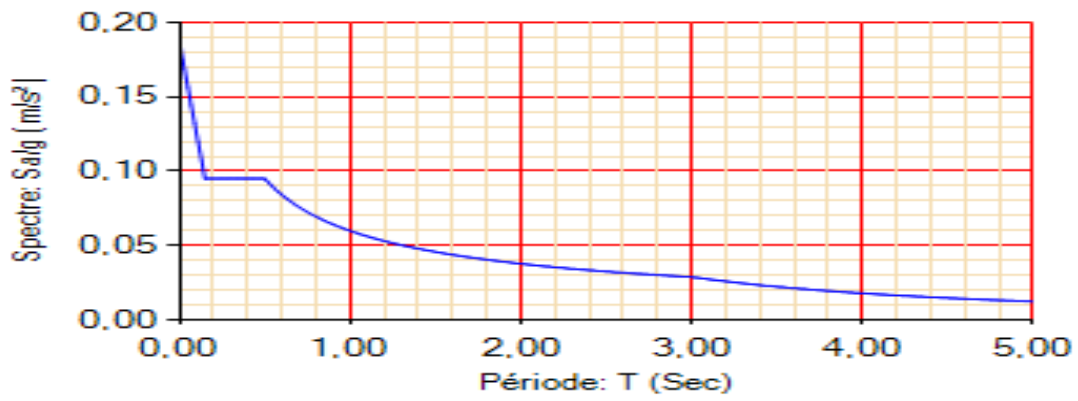


Figure IV.1. Spectre de réponse

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V15, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.3. Disposition des voiles de contreventement :

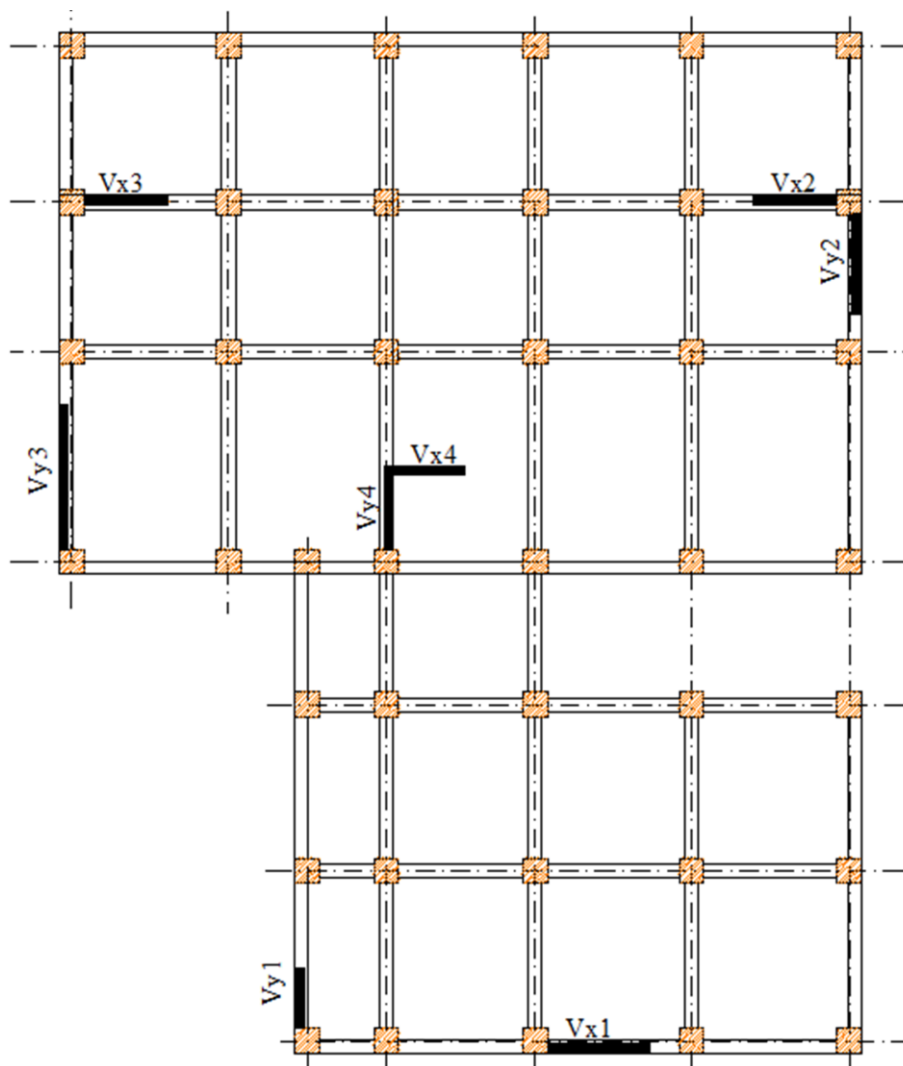


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

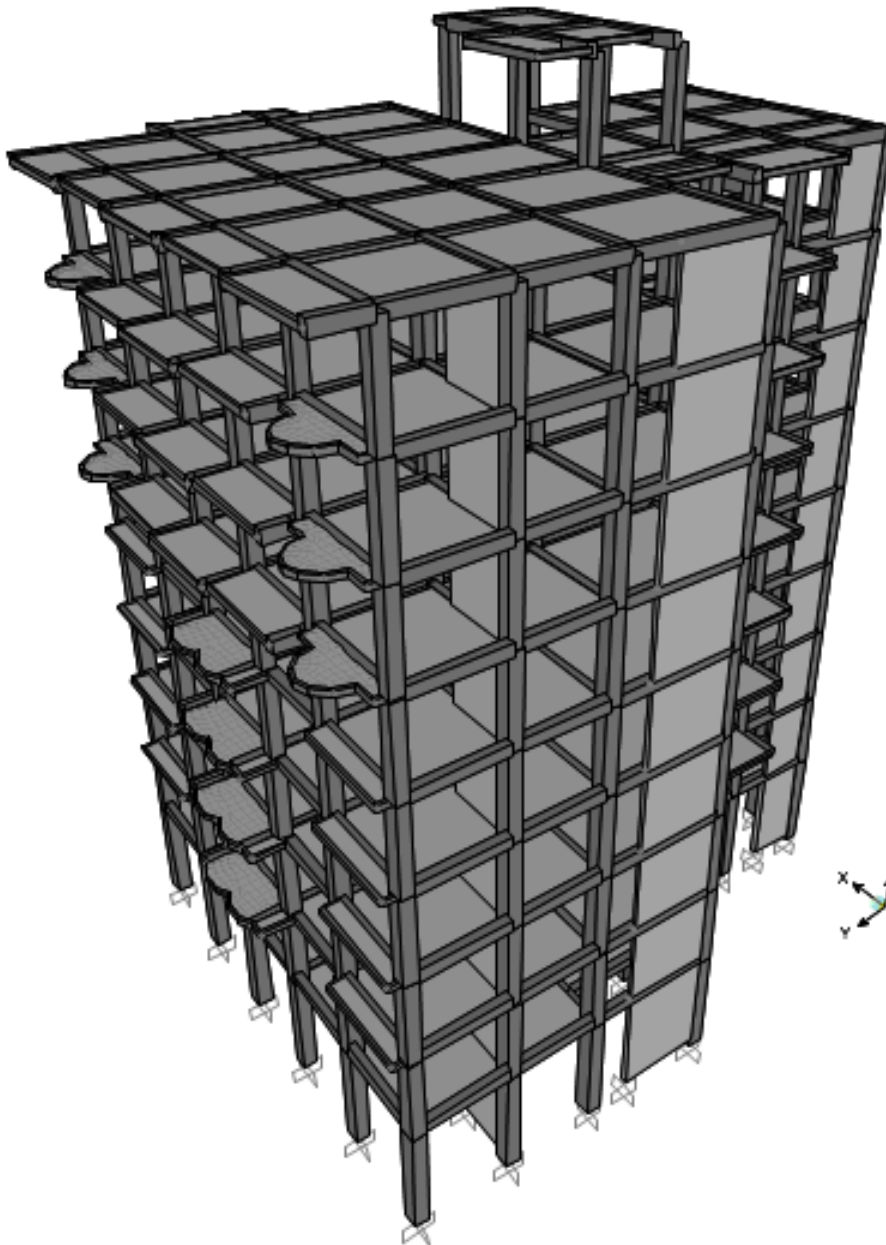


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel **SAP2000 V15**

Remarque

Le comportement de la structure (disposition des voiles de contreventement) est obtenu en touchant un peu à l'architecture du bâtiment (voire plan de la structure).

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

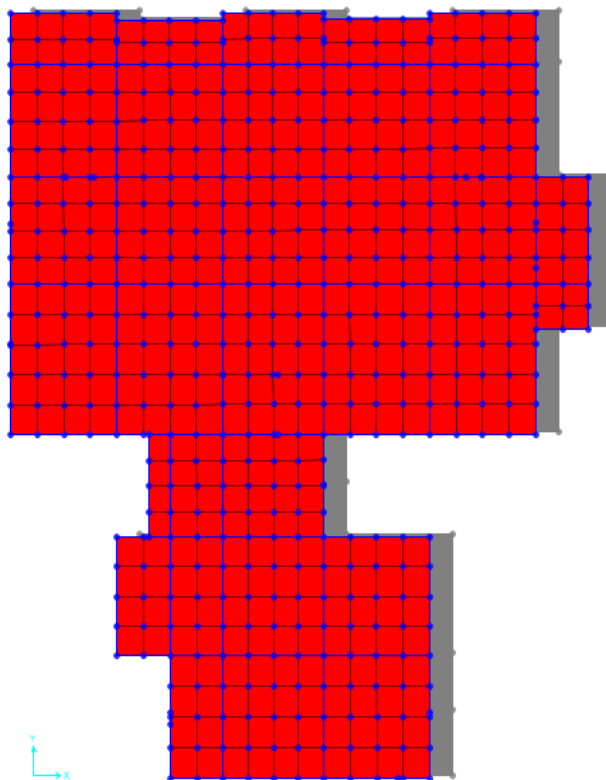
Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,819536	0,72248	0,00742	0,72248	0,00742
2	0,753817	0,00765	0,72456	0,73013	0,73199
3	0,665456	0,0047	0,00037	0,73483	0,73236
4	0,241708	0,14759	0,00219	0,88242	0,73455
5	0,221793	0,00284	0,15016	0,88526	0,88471
6	0,186843	0,00017	0,00085	0,88543	0,88556
7	0,137516	0,00037	0,01357	0,8858	0,89914
8	0,126588	0,03562	0,00003832	0,92142	0,89917
9	0,111237	0,01541	0,00376	0,93683	0,90294

Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V15 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 0,86 \text{ s} \\ T_y = 0,78 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

**Figure IV.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

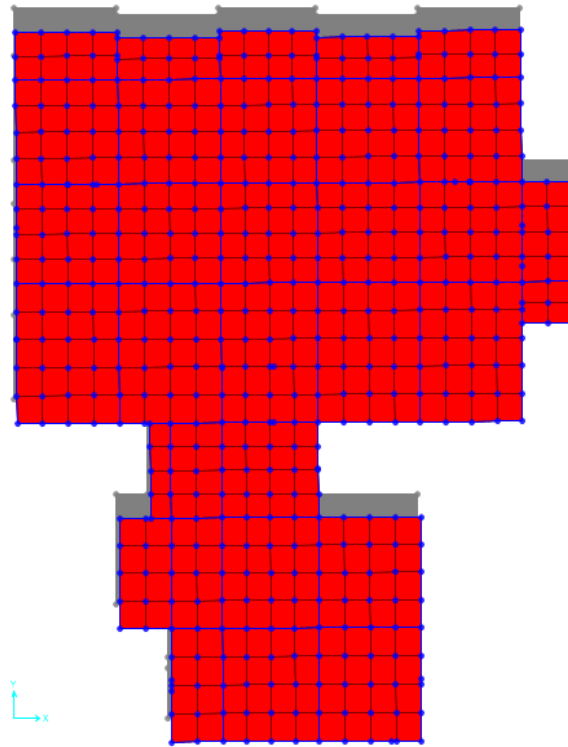


Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

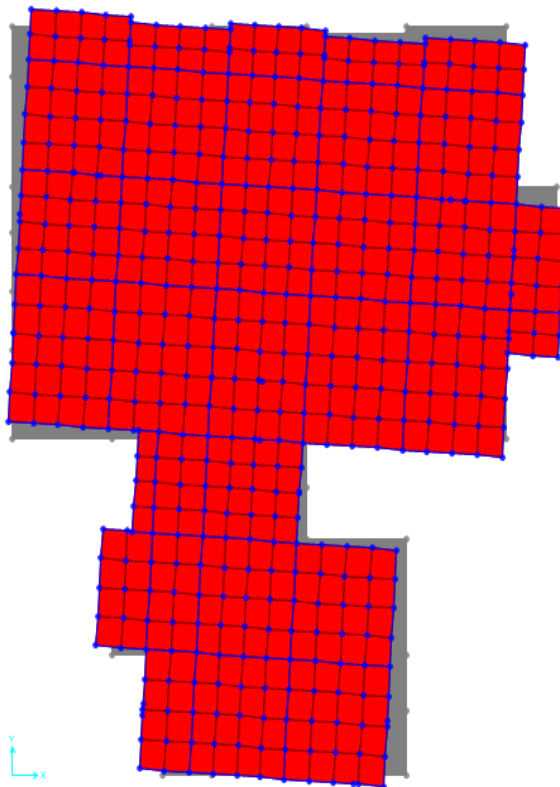


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

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	35933,897	5558,44	86,604	13,396
E. Sol	29615,973	6078,499	82,971	17,029
1	23616,813	5427,932	81,312	18,688
2	20138,968	4728,933	80,984	19,016
3	17965,572	4060,095	81,567	18,433
4	14371,859	3303,975	81,308	18,692
5	10694,154	2533,88	80,845	19,155
6	7153,898	1689,643	80,894	19,106
7	3574,263	823,939	81,266	18,734

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	752,356	1031,08	42,186	57,814	659,559	1099,889	37,487	62,513
E.Sol	827,998	832,034	49,878	50,122	758,57	910,308	45,454	54,546
1	711,128	766,562	48,124	51,876	713,444	806,399	46,942	53,058
2	731,234	626,592	53,853	46,147	764,573	635,604	54,605	45,395
3	731,314	540,928	57,482	42,518	711,132	588,975	54,698	45,302
4	702,753	400,839	63,679	36,321	697,549	429,435	61,895	38,105
5	558,943	346,259	61,748	38,252	600,372	326,669	64,762	35,238
6	485,398	203,639	70,446	29,554	533,596	185,97	74,155	25,845
7	451,903	162,409	73,562	26,438	457,975	162,14	73,853	26,147

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}	$0,8 V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1793,855	1732,3392	Vérifiée
Suivant Y-Y	1815,324	1761,7272	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 $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

6.3. Justification vis-à-vis de l’équilibre d’ensemble

Cette condition d’équilibre se réfère à la stabilité d’ensemble du bâtiment ou de l’ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

$$M_{stabilisateur} = M_{W/o} = W \times b$$

$$M_{renversement} = M_{Fi/o} = \sum_{i=1}^n V_i \times d_i$$

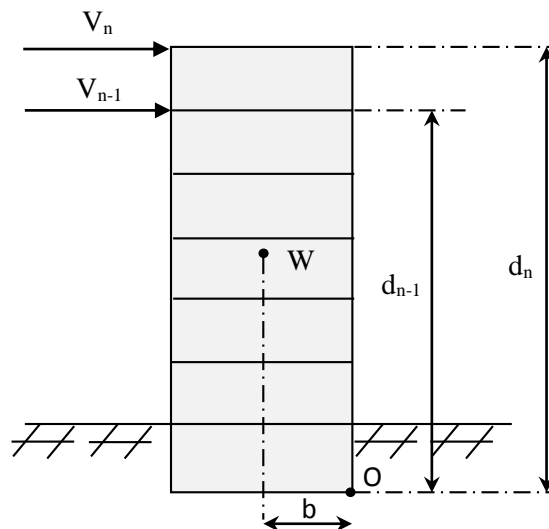


Figure IV.7. Schéma montrant les moments stabilisants et renversants

Les résultats sont montrés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.6. Justification vis-à-vis l’équilibre d’ensemble

Sens	W (KN)	b (m)	M_{stab} (KN.m)	M_{renv} (KN.m)	M_{stab} / M_{renv}
Suivant X-X	42833,159	9.68	414624,98	199463,543	2,08
Suivant Y-Y	42833,159	11.75	503289,62	204046,123	2,47

Face aux différentes sollicitations résultant des différentes combinaisons d'action, le bâtiment reste toujours stable, autrement dit, l'équilibre d'ensemble est justifié.

5.4. 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 égale 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 donné 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.7. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	3,96	0,0011	0,0055	0	0,0055	0,001	0,001	0,005	0	0,005	0,001
E.Sol	3,06	0,0026	0,013	0,0055	0,0075	0,002	0,0022	0,011	0,005	0,006	0,002
01	3,06	0,0044	0,022	0,013	0,009	0,003	0,0037	0,0185	0,011	0,0075	0,002
02	3,06	0,0063	0,0315	0,022	0,0095	0,003	0,0054	0,027	0,0185	0,0085	0,003
03	3,06	0,0082	0,041	0,0315	0,0095	0,003	0,0071	0,0355	0,027	0,0085	0,003
04	3,06	0,0101	0,0505	0,041	0,0095	0,003	0,0087	0,0435	0,0355	0,008	0,003
05	3,06	0,0118	0,059	0,0505	0,0085	0,003	0,0102	0,051	0,0435	0,0075	0,002
06	3,06	0,0133	0,0665	0,059	0,0075	0,002	0,0116	0,058	0,051	0,007	0,002
07	3,06	0,0146	0,073	0,0665	0,0065	0,002	0,0128	0,064	0,058	0,006	0,002
08	3,06	0,0155	0,0775	0,073	0,0045	0,001	0,0139	0,0695	0,064	0,0055	0,002

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.5. 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 calculé 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.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
RDC	3,96	36613,732	0,0055	1783,436	0,029	0,005	1759,448	0,026
E.Sol	3,06	31843,146	0,0075	1660,032	0,047	0,006	1668,878	0,037
01	3,06	25913,593	0,009	1477,69	0,052	0,0075	1519,843	0,042
02	3,06	22195,393	0,0095	1357,826	0,051	0,0085	1400,177	0,044
03	3,06	19665,377	0,0095	1272,242	0,048	0,0085	1300,107	0,042
04	3,06	15802,437	0,0095	1103,592	0,044	0,008	1126,984	0,037
05	3,06	11872,319	0,0085	905,202	0,036	0,0075	927,041	0,031
06	3,06	8005,589	0,0075	689,037	0,028	0,007	719,566	0,025
07	3,06	4078,272	0,0065	614,312	0,014	0,006	620,115	0,013
08	3,06	385,975	0,0045	58,004	0,01	0,0055	56,54	0,012

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.

5.6. 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.9. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
V. Sanitaire, RDC et E.S	0,275	1911,132	G+Q+Ey	0,278	Vérifiée
Etages 1 et 2	0,25	838,709	G+Q+Ex	0,134	Vérifiée
Etages 3 et 4	0,225	496,384	G+Q+Ex	0,088	Vérifiée
Etages 5 et 6	0,2025	293,012	G+Q+Ey	0,058	Vérifiée
Etages 7 et 8	0,18	102,127	G+Q+Ey	0,023	Vérifiée

7. 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.10. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	V.S	RDC	E. S	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteaux (cm²)	50*55			50*50		45*50		45*45		40*45	
Voiles (cm)	20		15								
P.P (cm²)						30*40					
P.S (cm²)						30*35					

CHAPITRE V

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \end{array} \right.$$

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' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

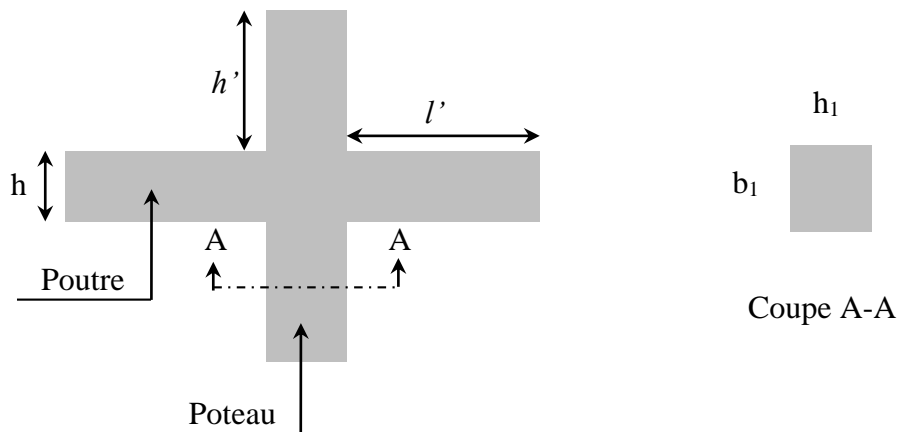


Figure V.1. Zone nodale

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 (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
V.S, RDC et E. Sol	50×55	22	110	165
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	16,2	81	121,5
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40×45	14,4	72	108

➤ **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 : $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{min}$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 :

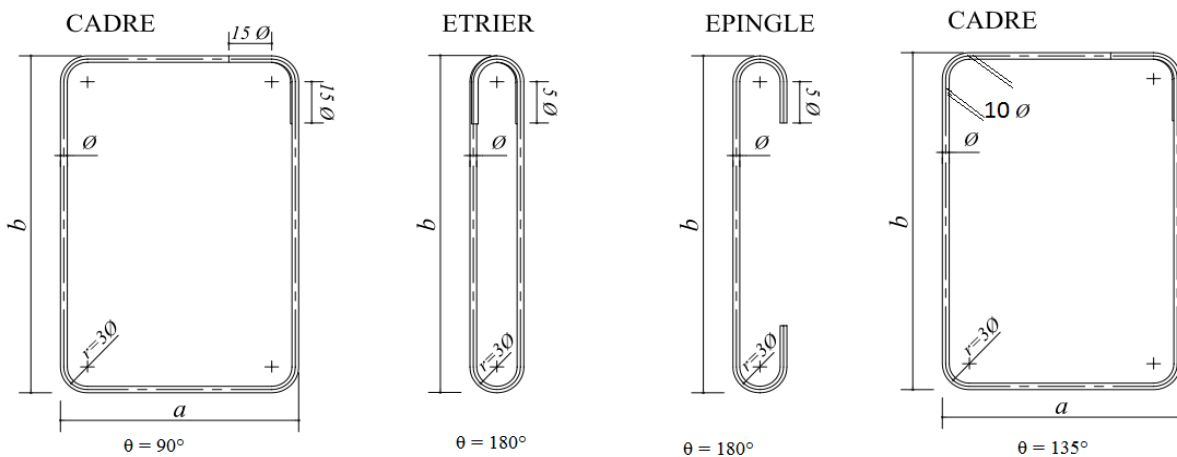


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés 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)	
V. Sanitaire	2106,801	-6,337	27,109	28,070	65,590	1135,688	65,537
RDC	1911.132	- 63.247	31.708	66.526	110.890	998.429	78.09
E. Sol	1589.957	- 13.584	30.141	35.580	89.612	138.772	85.543
Etages 1 et 2	1386.419	- 10.975	1.313	10.173	87.923	203.550	89.256
Etages 3 et 4	1002.059	- 17.642	4.16	1.684	81.345	- 408.804	83.597
Etages 5 et 6	644.636	- 19.602	2.318	19.929	64.303	280.066	65.429
Etages 7 et 8	312.638	- 24.589	7.815	- 6.879	-66.297	90.502	49.558

2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3$ 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 : $N_{min} = 31,708 \text{ KN}$; $M_{corr} = 66,526 \text{ KN.m}$ (0,8G - Ey)

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 52 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$,

$$e_G = \frac{M}{N} = 2,10 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,275 \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 74,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{74,29 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,5 \times 0,52^2} = 0,0297$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0377 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,512 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 3,63 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
V.S	50×55	S.P.C	1,00	22	22,24	8HA16+4HA14
RDC	50×55	S.P.C	2,84	22	22,24	8HA16+4HA14
E. Sol	50×55	S.P.C	2,63	22	22,24	8HA16+4HA14
Etages 1 et 2	50×50	S.P.C	2,22	20	20,36	4HA16+8HA14
Etages 3 et 4	45×50	S.P.C	0,034	18	18,47	12HA14
Etages 5 et 6	45×45	S.P.C	1,13	16,2	18,47	12HA14
Etages 7 et 8	40×45	S.P.C	2,91	14,4	15,21	4HA14+8HA12

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	V. Sanitaire	RDC	E. Sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	50×55	50×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
Ø _l ^{min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
l _f (cm)	210	249,2	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2
λ _g	3,818	4,531	3,385	3,724	3,724	4,138	4,138
V(KN)	65,54	78,09	85,54	89,26	83,60	65,43	49,56
t _{zone nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A _t (cm ²)	1,68	2,00	2,19	2,51	2,35	2,04	1,55
A _t ^{min} (cm ²)	4,91	3,44	5,27	4,64	4,64	3,48	3,48
A _t ^{adop} (cm ²)	6HA10 + 2HA8 = 5,72			6HA10 = 4,71		2HA10+ 4HA8 = 3,58	

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 :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : B_r = (b - 2) × (h - 2) : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
V.S	2106,801	0,1588	13,224	0,826	0,2544	0,1160	Vérifiée
RDC	1911,132	0,1588	15,693	0,817	0,2544	0,1063	Vérifiée
E.S	1589,957	0,1588	11,725	0,831	0,2544	0,087	Vérifiée
Etg 1 et 2	1386,419	0,1443	12,904	0,828	0,2304	0,0076	Vérifiée
Etg 3 et 4	1002,059	0,1443	12,904	0,828	0,2064	0,055	Vérifiée
Etg 5 et 6	644,636	0,1299	14,334	0,822	0,1849	0,0357	Vérifiée
Etg 7 et 8	312,638	0,1299	14,334	0,822	0,1634	0,0173	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc 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.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

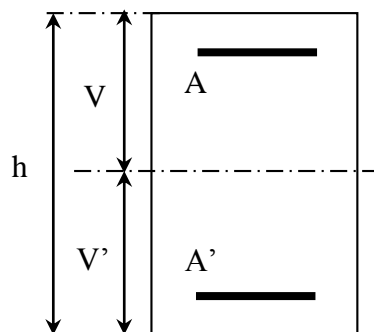


Figure V.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	V. Sanitaire	RDC	E. Sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	50×55	50×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
d (cm)	52	52	52	47	47	42	42
A (cm ²)	22,24	22,24	22,24	20,36	18,47	18,47	15,21
V (cm)	32,284	32,284	32,284	29,320	29,347	26,689	26,444
V' (cm)	22,716	22,716	22,716	20,680	20,653	18,311	18,556
I_{yy} (m ⁴)	0,0102	0,0102	0,0102	0,0076	0,0068	0,0051	0,0044
N_{ser} (MN)	1,5301	1,3562	1,1583	1,0096	0,73003	0,47003	0,22862
M_{ser} (MN.m)	0,03526	0,03483	0,0332	0,03378	0,02996	0,03047	0,03385
M_{serG} (MN.m)	0,1085	0,0997	0,0886	0,0774	0,0617	0,0502	0,0429
σ_{bc1} (MPa)	5,91	5,25	4,49	4,34	3,51	2,58	1,53
σ_{bc2} (MPa)	7,98	7,15	6,19	6,14	5,12	4,12	3,08
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	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 (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
V. Sanitaire	50×55	2,100	3,818	0,04	52	65,537	0,252	1,00	Vérifiée
RDC	50×55	2,492	4,531	0,04	52	78,090	0,300	1,00	Vérifiée
E. Sol	50×55	1,862	3,385	0,04	52	85,543	0,329	1,00	Vérifiée
Etages 1 et 2	50×50	1,862	3,724	0,04	47	89,256	0,380	1,00	Vérifiée
Etages 3 et 4	45×50	1,862	3,724	0,04	47	83,597	0,395	1,00	Vérifiée
Etages 5 et 6	45×45	1,862	4,138	0,04	42	65,429	0,346	1,00	Vérifiée
Etages 7 et 8	40×45	1,862	4,138	0,04	42	49,558	0,295	1,00	Vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	V. Sanitaire	RDC	E. Sol	Etages 1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
Sections	50×55	50×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
$L'(cm)$	P.P	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70
$h'(cm)$	60	66	60	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12cm$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65cm$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60cm$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50cm$.

➤ **Schémas de ferrailage**

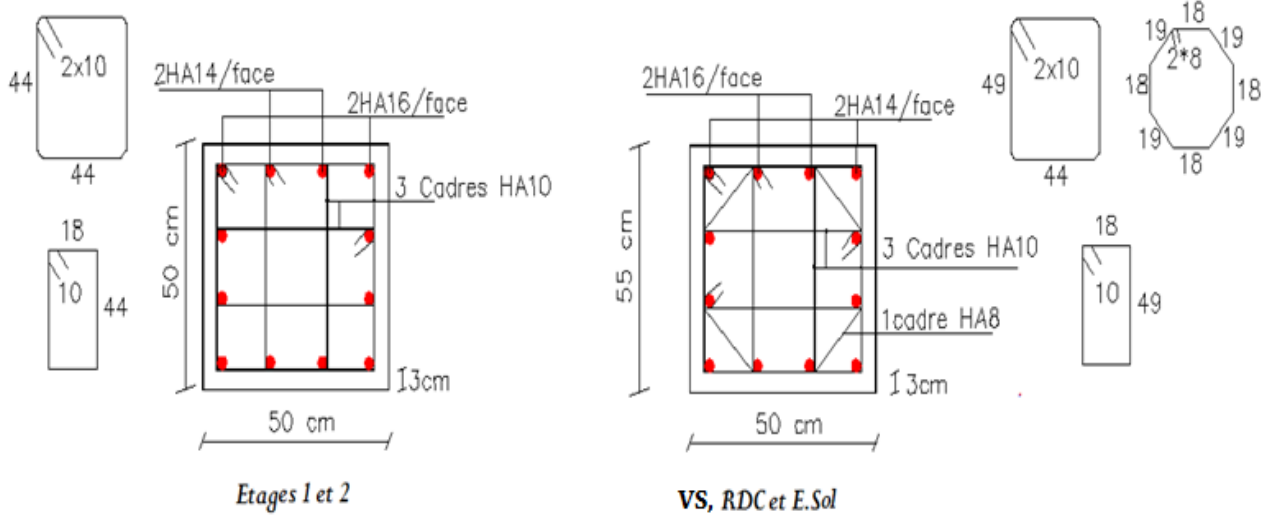


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du V.S, RDC, E. Sol et des étages 1 et 2

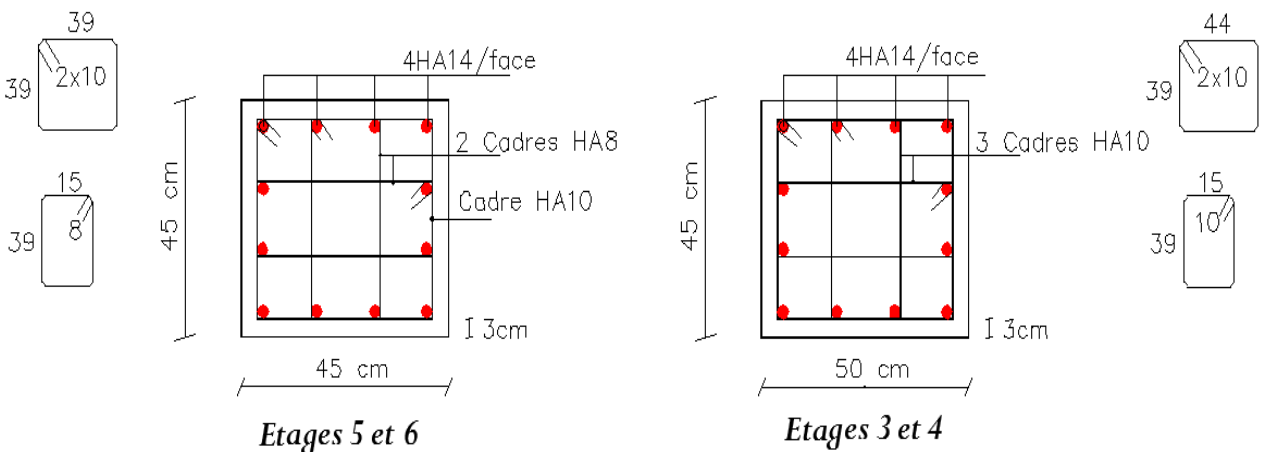


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3 à 6

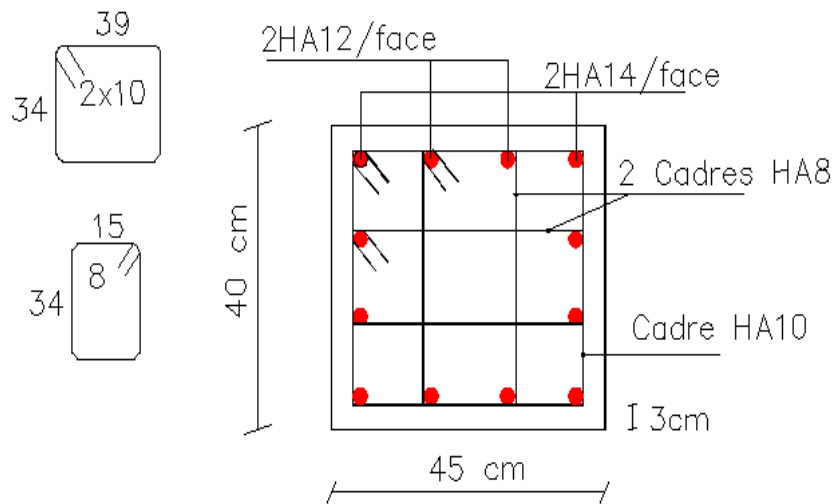


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 7 et 8

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

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 V15.

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
VS et RDC	Travée	54,21	3,81	4,21	6	2HA14+1HA12
	Appui	94,6278	6,86	7,57	6	3HA16+1HA14
E. Sol	Travée	64,06	4,52	4,62	6	3HA14
	Appui	-104,69	7,65	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 1	Travée	70,58	5,01	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-105,08	7,68	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 2	Travée	71,24	5,06	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-96,22	6,97	8,01	6	3HA14+3HA12
Etages 3	Travée	68,59	4,86	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-87,97	6,34	6,79	6	6HA12
Etages 4	Travée	65,61	4,65	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-87,46	6,30	6,79	6	6HA12
Etages 5	Travée	61,58	4,35	4,52	6	4HA12
	Appui	-85,66	6,15	6,79	6	6HA12
Etages 6	Travée	57,01	4,01	4,21	6	2HA14+1HA12
	Appui	-83,71	6,01	6,16	6	4HA14
Etages 7	Travée	40,84	2,84	3,39	6	3HA12
	Appui	-69,38	4,93	5,75	6	3HA14+1HA12
Niveau 8	Travée	25,13	1,73	3,39	6	3HA12
	Appui	-49,24	3,44	3,80	6	2HA12+1HA14

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
VS et RDC	Travée	73,90	6,20	6,79	5,25	6HA12
	appui	-95,61	8,24	8,42	5,25	4HA14+2HA12
E. Sol	Travée	88,30	7,53	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	appui	-116,25	10,27	10,65	5,25	3HA16+3HA14
Etages 1	Travée	93,26	8,01	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	appui	-119,91	10,63	10,65	5,25	3HA16+3HA14
Etages 2	Travée	90,59	7,76	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	appui	-115,27	10,18	10,65	5,25	3HA16+3HA14
Etages 3	Travée	84,06	7,15	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	appui	-105,50	9,19	10,65	5,25	3HA16+3HA14
Etages 4	Travée	74,60	6,28	6,79	5,25	6HA12
	appui	-90,68	7,76	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Etages 5	Travée	64,27	5,34	5,75	5,25	3HA14+1HA12
	appui	-74,18	6,24	6,79	5,25	6HA12
Etages 6	Travée	54,16	4,45	4,52	5,25	4HA12
	appui	-63,14	5,24	5,75	5,25	3HA14+1HA12
Etages 7	Travée	39,34	3,18	3,39	5,25	3HA12
	appui	-47,58	3,89	4,21	5,25	2HA14+1HA12

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 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**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,16 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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 surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	242,09	2,18	3,33	Vérifiée
Secondaires	203,17	2,12	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

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
Principale	242,09	105,08	8,01	6,96	- 2,11	Vérifiée
Secondaires	203,17	119,91	10,65	5,84	- 6,13	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	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	29,99	3,39	9,63	47023,16	6,14	15	Vérifiée
	Appui	-56,83	3,80	10,11	51548,75	11,14	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	22,46	3,39	8,86	34183,18	5,82	15	Vérifiée
	Appui	-34,90	4,21	9,69	40530,57	8,34	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) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 28,44\text{cm} \\ A = 4,21\text{cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 26,63 \text{ cm} \\ A = 6,79\text{cm}^2 < A_f = 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3. Schémas de ferrailage

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

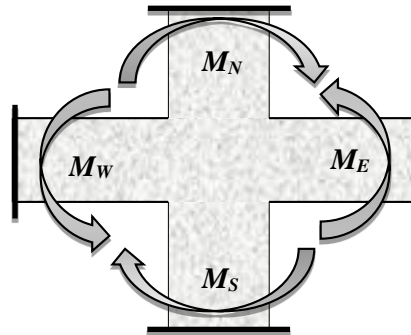


Figure VI.7. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

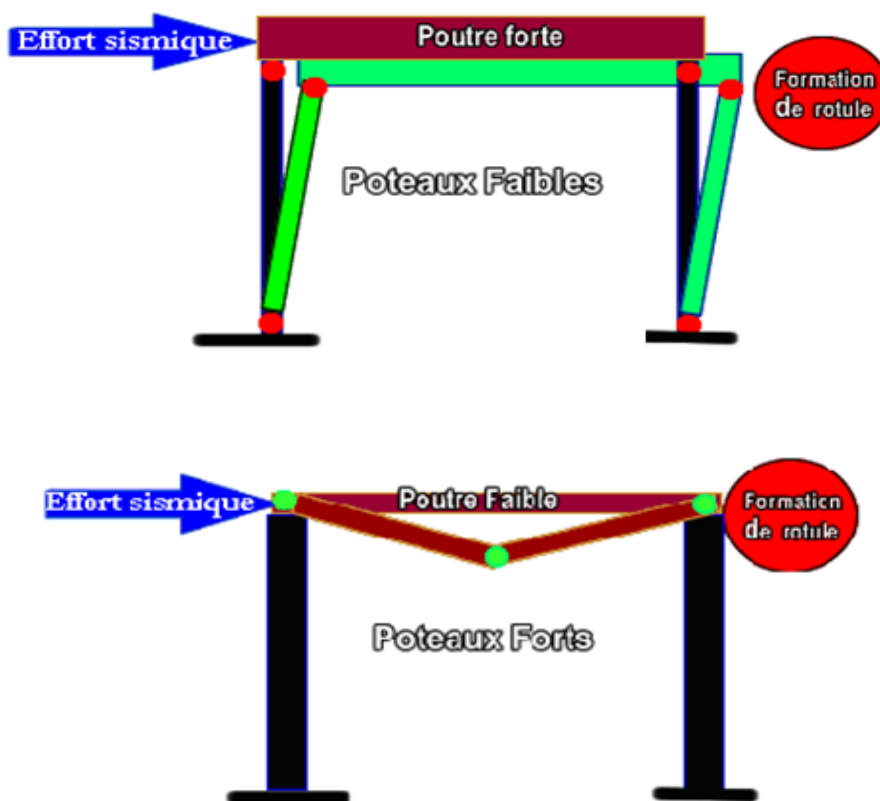


Figure VI.8. Formation de rotules plastique

➤ **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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
V. Sanitaire	0,55	0,495	11,12	348	191,553
RDC	0,55	0,495	11,12	348	191,553
E. Sol	0,55	0,495	11,12	348	191,553
Etages 1	0,5	0,45	10,18	348	159,419
Etages 2	0,5	0,45	10,18	348	159,419
Etages 3	0,5	0,45	9,24	348	144,698
Etages 4	0,5	0,45	9,24	348	144,698
Etages 5	0,45	0,405	9,24	348	130,229
Etages 6	0,45	0,405	9,24	348	130,229
Etages 7	0,45	0,405	7,6	348	107,114
Niveau 8	0,45	0,405	7,6	348	107,114

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
V. Sanitaire	0,4	0,36	7,57	348	94,837
RDC	0,4	0,36	7,57	348	94,837
E. Sol	0,4	0,36	8,01	348	100,349
Etages 1	0,4	0,36	8,01	348	100,349
Etages 2	0,4	0,36	8,01	348	100,349
Etages 3	0,4	0,36	6,79	348	85,065
Etages 4	0,4	0,36	6,79	348	85,065
Etages 5	0,4	0,36	6,79	348	85,065
Etages 6	0,4	0,36	6,16	348	77,172
Etages 7	0,4	0,36	5,75	348	72,036
Niveau 8	0,4	0,36	3,8	348	47,606

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
V. Sanitaire	0,35	0,315	8,42	348	92,3
RDC	0,35	0,315	8,42	348	92,3
E. Sol	0,35	0,315	10,65	348	116,745
Etages 1	0,35	0,315	10,65	348	116,745
Etages 2	0,35	0,315	10,65	348	116,745
Etages 3	0,35	0,315	10,65	348	116,745
Etages 4	0,35	0,315	8,01	348	87,806
Etages 5	0,35	0,315	6,79	348	74,432
Etages 6	0,35	0,315	5,75	348	63,032
Etages 7	0,35	0,315	4,21	348	46,15
Niveau 8	0,35	0,315	3,8	348	41,656

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

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
V.S	191,553	191,553	383,106	94,837	94,837	237,0925	Vérifiée
R.D.C	191,553	191,553	383,106	94,837	94,837	237,0925	Vérifiée
E. Sol	159,419	191,553	350,972	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage1	159,419	159,419	318,838	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage2	144,698	159,419	304,117	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage3	144,698	144,698	289,396	85,065	85,065	212,6625	Vérifiée
Etage4	130,229	144,698	274,927	85,065	85,065	212,6625	Vérifiée
Etage5	130,229	130,229	260,458	85,065	85,065	212,6625	Vérifiée
Etage6	107,114	130,229	237,343	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage7	107,114	107,114	214,228	72,036	72,036	180,09	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
V.S	191,553	191,553	383,106	92,3	92,3	230,75	Vérifiée
R.D.C	191,553	191,553	383,106	92,3	92,3	230,75	Vérifiée
ES	159,419	191,553	350,972	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage1	159,419	159,419	318,838	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage2	144,698	159,419	304,117	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage3	144,698	144,698	289,396	116,745	116,745	291,8625	N.Vérifiée
Etage4	130,229	144,698	274,927	87,806	87,806	219,515	Vérifiée
Etage5	130,229	130,229	260,458	74,432	74,432	186,08	Vérifiée
Etage6	107,114	130,229	237,343	63,032	63,032	157,58	Vérifiée
Etage7	107,114	107,114	214,228	46,15	46,15	115,375	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 6.

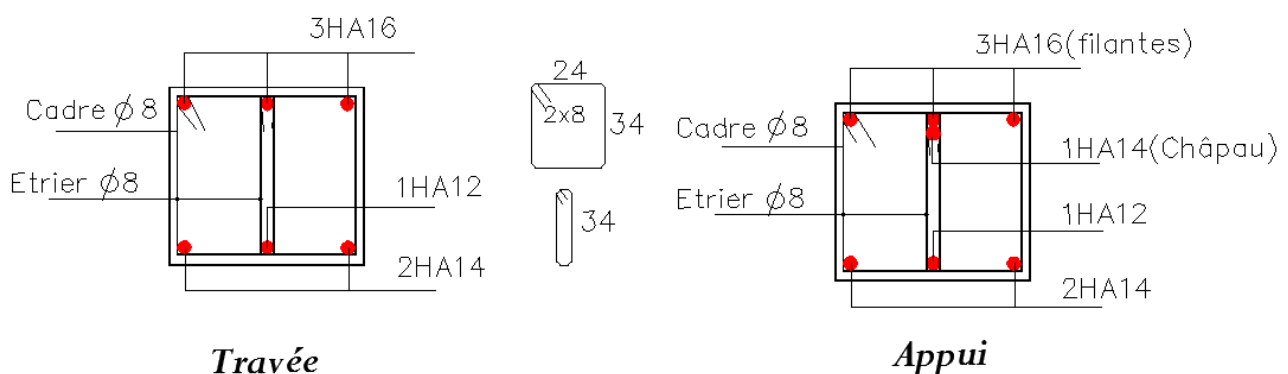


Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

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 encastrées 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 tendue,

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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

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. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V15, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} // à Y-Y'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	-1120,858	1809,518	1809,518	-1120,858	-112,899	1361,734	402,111

4.4. Ferrailages

➤ Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor})

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.

$$L = 2.85 \text{ m}, d = 2.80 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1120,858 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 1809,518 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,614 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,425 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1809,518 + (-1120,858) \times \left(2,8 - \frac{2,85}{2}\right) = 268,338 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{268,338 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8^2 \times 18,48} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,8(1 - 0,4 \times 0,012) = 2,787 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{128,231 \times 10^{-3}}{3,044 \times 400} = 2,407 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,407 \times 10^{-4} - \frac{-1120,858 \times 10^{-3}}{400} = 30,43 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 30,43 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 2,85 = 8,55 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

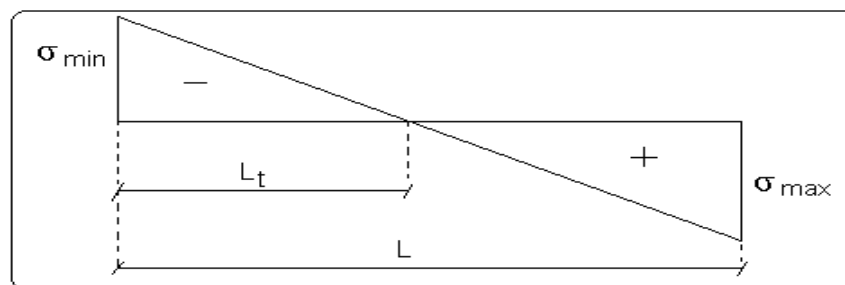


Figure V.10. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-1120,858 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,85} + \frac{1809,518 \times 10^{-3}}{0,38581875} 1,425 = 4,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-1120,858 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,85} - \frac{1809,518 \times 10^{-3}}{0,38581875} 1,425 = -8,65 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{4,71 \times 2,85}{8,65 + 4,71} = 1 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% 0,2 \times 1 = 4 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2,85 - 2 \times 1$$

$$l_c = 0,85 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,2 \times 0,84 = 1,7 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 9 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 18 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 402,111 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 402,111 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8} = 1 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{1 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}**

$N_{min} = -112,899 \text{ KN}$ (traction), $M_{cor} = 1361,734 \text{ KN.m}$.

$$e_G = \frac{M}{N} = 12,06 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,275 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1361,734 - 112,899 \times \left(2,80 - \frac{2,85}{2}\right) = 1206,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1206,50 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8^2 \times 18,48} = 0,042$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}\right) = 0,0537$$

$$z = 2,80 \left(1 - 0,4 \times 0,0537\right) = 2,740 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1206,50 \times 10^{-3}}{2,74 \times 400} = 11,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 11,01 \times 10^{-4} - \frac{-112,899 \times 10^{-3}}{400} = 13,83 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 13,832 \text{ cm}^2$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 16HA16 = 32,17 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

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 et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,55	0,15×2,55	0,15×2,55	0,15×2,55	0,15×2,55
N(KN)	-262,904	-578,143	-355,819	-649,196	-79,548
M(KN.m)	1212,776	539,655	261,927	59,858	114,681
V(KN)	315,42	242,456	178,851	149,236	50,384
τ (MPa)	0,96	0,99	0,73	0,61	0,2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	15,66	12,76	7,15	8,71	2,16
A_{min} (cm ²)	7,65	5,74	5,74	5,74	5,74
L_t	1,16	0,69	0,54	1	0,9
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,63	2,08	1,62	3	2,7
$N^{barre}/face$	10HA12+6HA10	6HA12+10HA10	4HA10+12HA8	4HA10+12HA8	16HA8
$A_{z.tendu}$	16,05	14,64	9,17	9,17	8,04
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,47	1,74	2,21	0,83	1,13
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	1,57	1,57
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,2	0,92	0,68	0,57	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40
N(KN)	-101,094	-471,514	-575,064	-334,703	-80,881
M(KN.m)	1161,281	549,49	309,571	165,86	125,504
V(KN)	363,644	294,429	217,783	149,236	86,524
τ (MPa)	1,18	1,27	0,94	0,64	0,37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	13,94	11,86	10,59	6,02	2,37
A_{min} (cm ²)	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4
L_t	1,16	0,79	0,31	0,23	0,89
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,63	2,36	0,93	0,69	2,67
$A_{z.tendu}$	15,21	12,19	12,19	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	4HA12+8HA12	8HA12+4HA10	8HA12+4HA10	8HA10+4HA8	8HA10+4HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,17	1,24	2,67	2,91	0,93
$A_{z.compr}$	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
$N^{barre}/face$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,47	1,19	0,88	0,6	0,35
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40	0,15×2,40
N(KN)	- 342,707	- 734,271	- 499,722	- 304,071	- 325,628
M(KN.m)	1272,345	550,431	261,834	112,52	96,819
V(KN)	318,96	249,764	170,186	103,346	51,737
τ (MPa)	1,03	1,08	0,74	0,45	0,22
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,12	15,2	9,13	5,06	5,16
A_{min} (cm ²)	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4
L_t	1,07	0,56	0,28	0,09	0,31
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,28	1,68	0,85	0,27	0,92
$A_{z.tendu}$	18,47	16,84	12,19	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	12HA14	8HA14+4HA12	8HA12+4HA10	8HA10+4HA8	8HA10+4HA8

S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,52	1,92	2,75	3,33	2,68
$A_{z.compr}$	3,14	3,14	3,14	4,52	3,14
$N^{barre}/face$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,29	1,01	0,69	0,42	0,21
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80
N(KN)	- 341,436	- 1013,37	- 668,258	- 494,883	- 317,745
M(KN.m)	482,023	201,242	134,126	90,834	62,674
V(KN)	134,284	120,1	111,334	93,119	70,253
τ (MPa)	0,58	0,69	0,64	0,54	0,4
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	11,30	15,51	10,34	7,57	4,94
A_{min} (cm ²)	5,4	4,05	4,05	4,05	4,05
L_t	0,71	0,3	0,3	0,35	0,31
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,83	0,91	0,89	1,05	0,92
$A_{z.tendu}$	16,84	16,84	12,19	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	8HA14+4HA12	8HA14+4HA12	8HA12+4HA10	8HA10+4HA8	8HA10+4HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,77	1,79	1,81	1,65	1,78
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,73	0,65	0,6	0,5	0,38
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,85	0,15×1,85	0,15×1,85	0,15×1,85	0,15×1,85
N(KN)	- 752,865	- 514,011	- 286,503	- 356,85	- 39,32
M(KN.m)	618,978	212,795	118,487	53,413	45,497
V(KN)	173,674	96,44	79,369	67,616	46,37
τ (MPa)	0,73	0,54	0,44	0,38	0,26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,27	9,51	5,31	5,27	1,14
A_{min} (cm ²)	5,55	4,16	4,16	4,16	4,16
L_t	0,58	0,24	0,24	0,48	0,68
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,31	0,71	0,71	1,43	2,04
$A_{z.tendu}$	18,47	13,57	7,16	7,16	7,16
$N^{barre}/face$	12HA14	12HA12	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,39	2,07	2,07	1,35	0,74
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26	1,01
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0,91	0,51	0,42	0,36	0,24
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,75	0,15×2,75	0,15×2,75	0,15×2,75	0,15×2,75
N(KN)	-393,9	-1002,09	-991,788	-747,953	-318,692
M(KN.m)	1412,94	640,03	403,96	69,399	174,11
V(KN)	449,562	357,505	277,139	194,659	114,555
τ (MPa)	1,27	1,35	1,05	0,73	0,43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,24	18,57	16,17	9,96	5,66
A_{min} (cm ²)	8,25	6,19	6,19	6,19	6,19
L_t	1,2	0,39	0,15	1,1	0,22
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,8	1,16	0,46	3,29	0,66
$A_{z.tendu}$	19,11	19,11	17,47	11	11

$N_{\text{barre}}/\text{face}$	8HA14+6HA12	8HA14+6HA12	4HA14+10HA12	14HA10	14HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_{\text{min}}^{\text{comp}}$ (cm ²)	0,7	2,96	3,67	0,84	3,46
$A_{z,\text{compr}}$	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N_{\text{barre}}/\text{face}$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,59	1,26	0,98	0,69	0,4
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N_{barre}	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

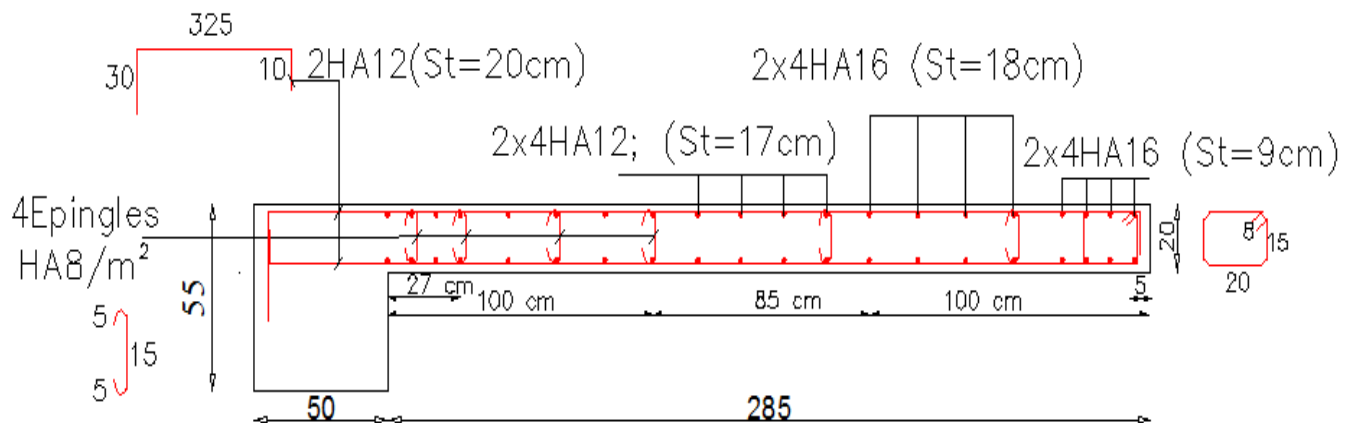
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,85	0,15×2,85	0,15×2,85	0,15×2,85	0,15×2,85
N(KN)	- 1120,858	-895,478	-746,622	-593,01	-346,936
M(KN.m)	1809,518	913,031	408,063	205,167	193,47
V(KN)	402,111	317,621	199,943	133,527	55,54
τ (MPa)	1,1	1,16	0,73	0,49	0,2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	30,43	19,52	13,06	9,3	6,12
A_{min} (cm ²)	8,55	6,41	6,41	6,41	6,41
L_t	1,01	0,76	0,19	0,39	0,21
$A_{\text{min}}^{\text{tendu}}$ (cm ²)	4,02	2,28	0,56	1,16	0,63
$A_{z,\text{tendu}}$	32,17	20,55	14,64	12,57	8,04
$N_{\text{barre}}/\text{face}$	16HA16	6HA14+10HA12	6HA12+10HA10	16HA10	16HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
$A_{\text{min}}^{\text{comp}}$ (cm ²)	1,68	1,99	3,72	3,11	3,64
$A_{z,\text{compr}}$	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N_{\text{barre}}/\text{face}$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,37	1,08	0,68	0,46	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	2,26	1,57	1,57	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80	0,15×1,80
N(KN)	-759,244	-475,611	-531,612	-384,645	-215,509
M(KN.m)	460,283	181,811	95,713	50,619	33,944
V(KN)	205,914	162,18	108,211	81,353	42,562
τ (MPa)	0,89	0,93	0,62	0,47	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	16,32	8,67	8,09	5,6	3,24
A_{min} (cm ²)	5,4	4,05	4,05	4,05	4,05
L_t	0,45	0,19	0,36	0,51	0,43
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,82	0,58	1,08	1,52	1,28
$A_{z.tendu}$	16,84	12,19	9,42	6,03	6,03
$N^{barre}/face$	8HA14+4HA12	8HA12+4HA10	12HA10	12HA8	12HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,78	2,12	1,62	1,18	1,42
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	1,57	1,57
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,11	0,88	0,58	0,44	0,23
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

**Figure V.11.** Schéma de ferrailage du Voile V_{y3} (niveau R.D.C)

CHAPITRE VI

Chapitre VI : l'infrastructure

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

Pour projeter correctement une fondation, 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 géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,4 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 V15. $N = 1872,766 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

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

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,55}{0,5} \times \frac{1872,766}{160}} \Rightarrow B \geq 3,59 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,75m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

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.

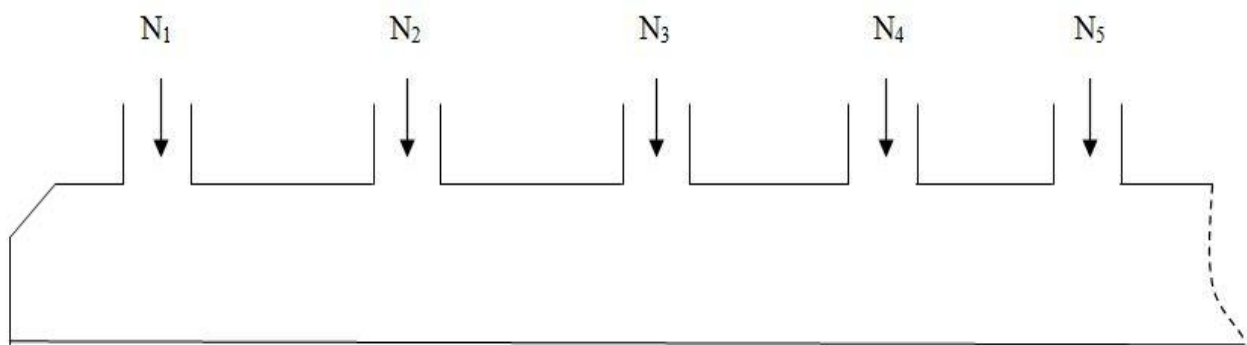


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné 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 ».

$$N_1 = 1039,23 \text{ KN} ; N_5 = 1411,916 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1281,158 \text{ KN} ; N_6 = 1246,075 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1872,766 \text{ KN} ; N_7 = 949,768 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1801,622 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9602,535 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9602,535}{160 \times 22} = 2,73 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,75m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4.55m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{455}{20} = 22,75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,55^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 64 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,55 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{52665,29}{160} = 329,16 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 334,80 \text{ m}^2$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_r = 75\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 334,80\text{ m}^2$

4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16\text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 12031,3\text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 9,88\text{ m} \quad ; \quad I_y = 6873,31\text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 11,97\text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 52,66529\text{ MN} ; M_x = 41,361\text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 12031,3\text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,66529}{334,80} + \frac{41,361}{12031,3} \times 11,97 = 0,198 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,66529}{334,80} - \frac{41,361}{12031,3} \times 11,97 = 0,116 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,198 + 0,116}{4} = 0,178\text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,16\text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 52,66529\text{ MN} ; M_y = 40,583\text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 6873,31\text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,66529}{334,80} + \frac{40,583}{6873,31} \times 9,88 = 0,216 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,66529}{334,80} - \frac{40,583}{6873,31} \times 9,88 = 0,099 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,216 + 0,099}{4} = 0,187\text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,16\text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord (Figure VI.5). La nouvelle surface du radier est :

$$S = 334,8 + 51,1 = 385,9 \text{ m}^2; I_x = 16606,62 \text{ m}^4; X_G = 10,18 \text{ m}; I_y = 9895,4 \text{ m}^4; Y_G = 12,22 \text{ m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier

❖ Sens X-X

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,66529}{385,90} + \frac{41,361}{16606,62} \times 12,22 = 0,167 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,66529}{385,90} - \frac{41,361}{16606,62} \times 12,22 = 0,106 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,167 + 0,106}{4} = 0,152 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,66529}{385,90} + \frac{40,583}{9895,40} \times 10,18 = 0,178 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,66529}{385,90} - \frac{40,583}{9895,40} \times 10,18 = 0,095 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,178 + 0,095}{4} = 0,157 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 52665,29 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{52665,29 \times 4,55}{2 \times 385,9} = 310,48 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{310,48 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,12 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,65 = 1,20 \\ B = b + h_t = 0,50 + 0,65 = 1,15 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,1068 \text{ MN} \leq 0,045 \times 4,70 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 2,64 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 385,9 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 4,05 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 52665,29 \text{ KN} > 1,15 \times 4,05 \times 385,9 \times 10 = 17973,29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2894,25 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1422,975 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 67074,187 + 2894,25 + 1422,975 = 71391,412 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{71391,412}{385,9} = 185 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,5 - 0,55 = 2,95 \text{ m} ; L_y = 4,55 - 0,55 = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,74 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0633 \times 185 \times 2,95^2 \\ M_{0y} = 0,4938 \times 101,91 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 101,91 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 50,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 86,62 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 42,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -50,96 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)	
travée	X-X	86,62	10,50	2,71	10,78	7HA14	15
	Y-Y	42,77	5,04	2,40	5,65	5HA12	20
Appui	- 50,96	6,03	2,71	6,79	6HA12	18	

❖ Condition de non fragilité

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=0,74 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,74}{2} \right) \times 0,3 = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 53130,246 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{53130,246}{385,9} = 137,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 83,39 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 52,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 70,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 44,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -41,70 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. 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	70,88	7,52	63582,8	8,38 < 15	Vérifiée	292,29 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	44,76	5,72	37741,44	6,78 < 15	Vérifiée	342,98 > 201,63	N. Vérifiée
appui		- 41,70	6,19	43942,06	5,87 < 15	Vérifiée	267,75 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	70,88	0,56	0,351	15,93	16,08	8HA16	12
	y-y	44,76	0,35	0,291	9,83	10,78	7HA14	14
appui		- 41,70	0,33	0,28	9,12	9,24	6HA14	17

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

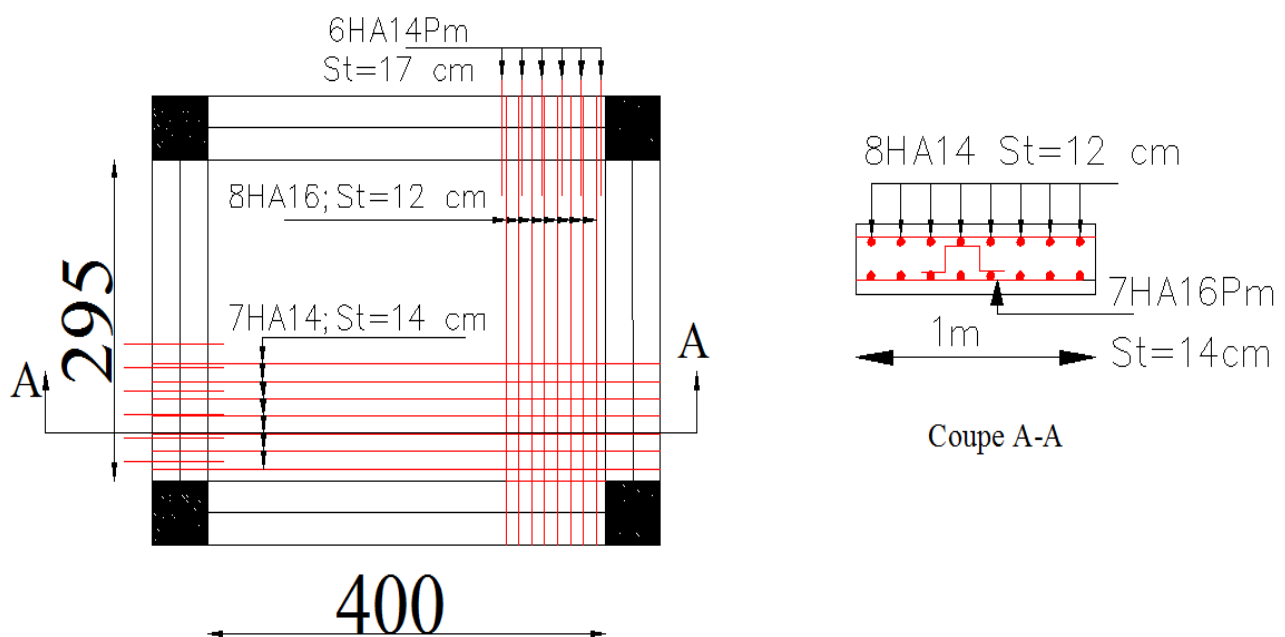


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

➤ **Ferrailage du débord**

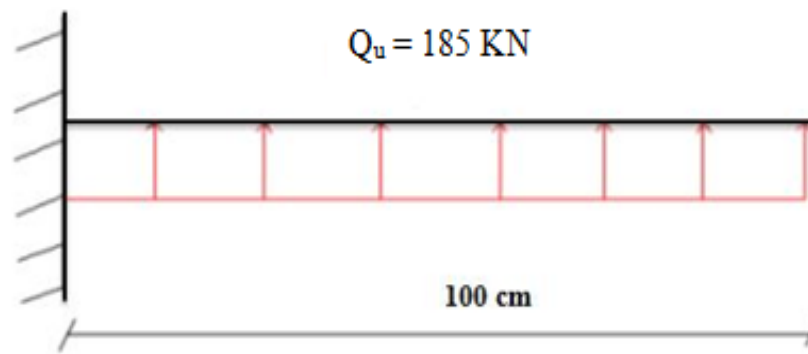


Figure VI.3. Schéma statique du débord

❖ **Calcul du moment sollicitant**

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 92,5 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armature du débord

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	S _t (cm)	A _r (cm ² /m)	A _r ^{adop} (cm ² /m)
- 92,5	11,26	3,02	12,32	8HA14	13	1,50	4HA12=4,52

➤ **Verifications à l'ELS**

$$M_s = - \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{137,68 \times 1^2}{2} = - 68,84 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	- 68,84	7,94	70470,4	7,76 < 15	Vérifiée	249,98 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6. Section d'armature du débord à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	β 10 ⁻²	α	A _{cal} cm ² /ml	A ^{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	S _t cm	A _r cm ² /ml	A _r ^{adop} cm ² /ml
Travée	-68,84	0,55	0,348	15,45	16,08	8HA16	13	5,36	4HA14

➤ Schéma de ferrailage

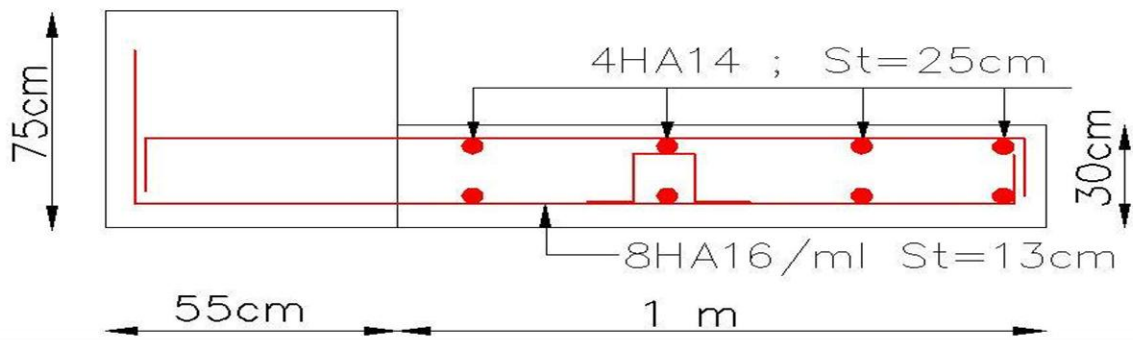


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord

6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

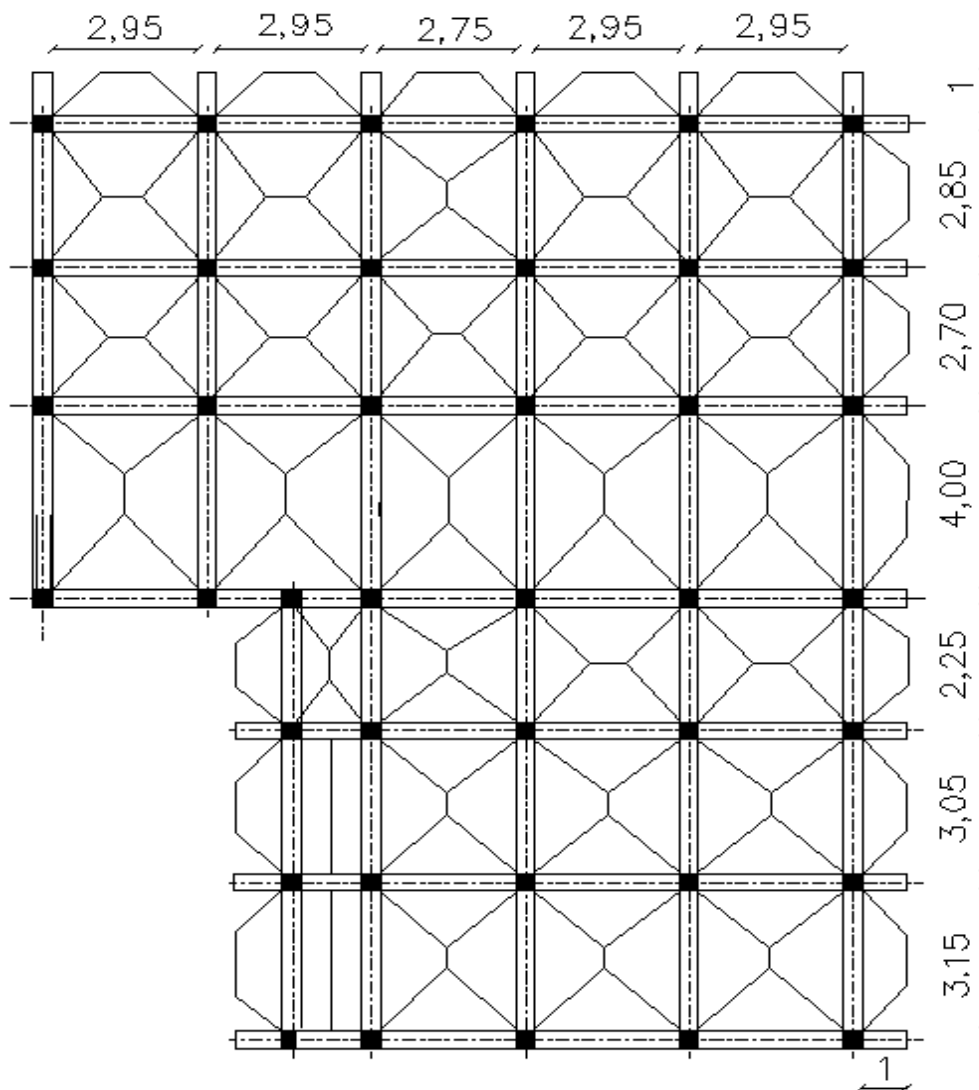


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ Sens X-X

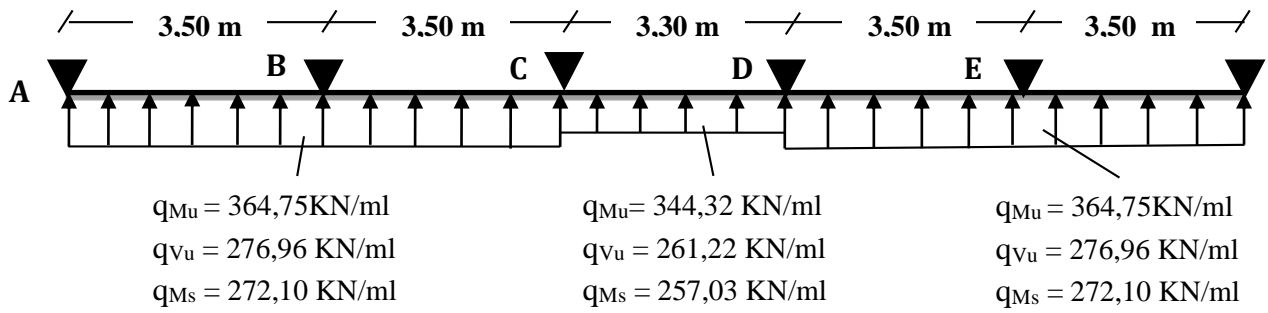


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X

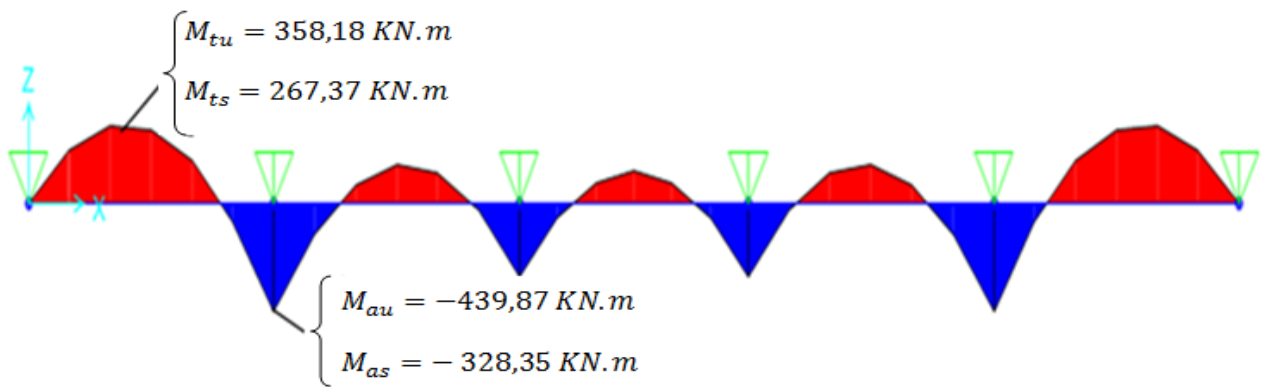


Figure VI.7. Diagramme des moments fléchissant selon X-X

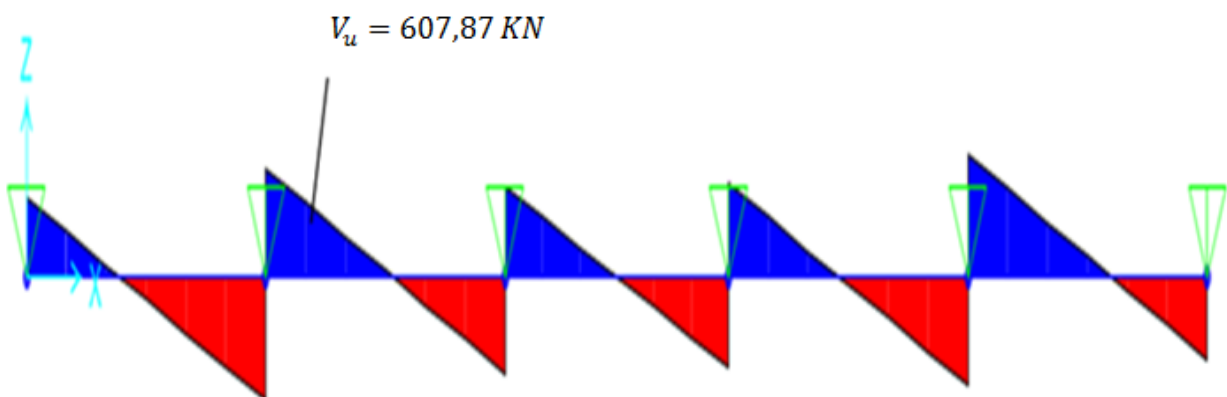


Figure VI.8. Diagramme des efforts tranchants selon X-X

✓ Sens Y-Y

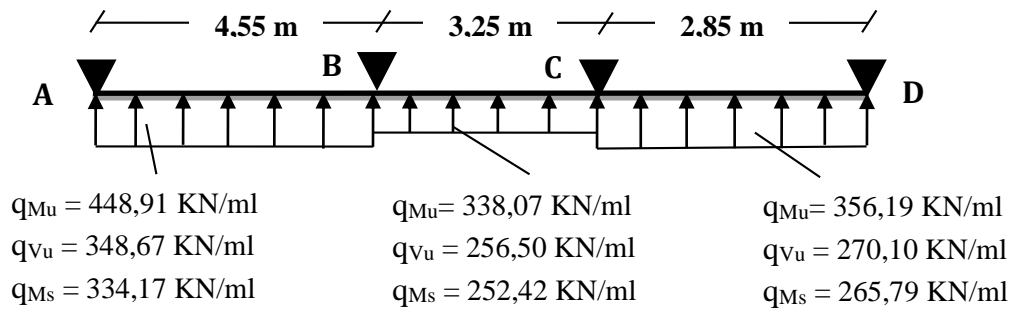


Figure VI.9. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

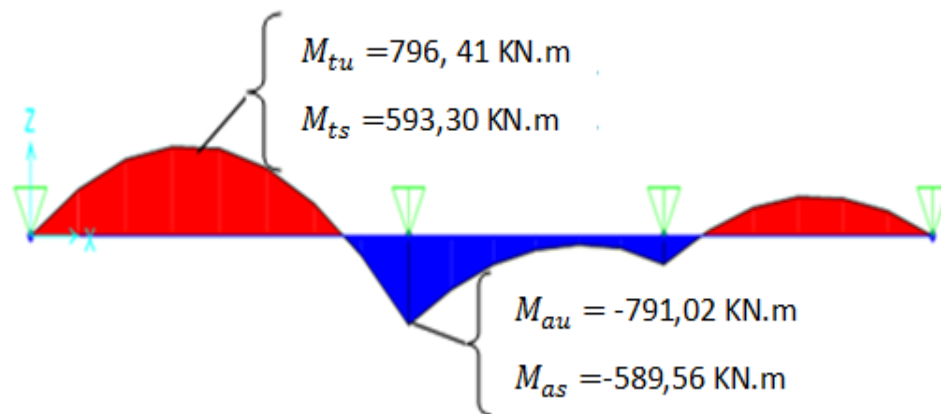


Figure VI.10. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y

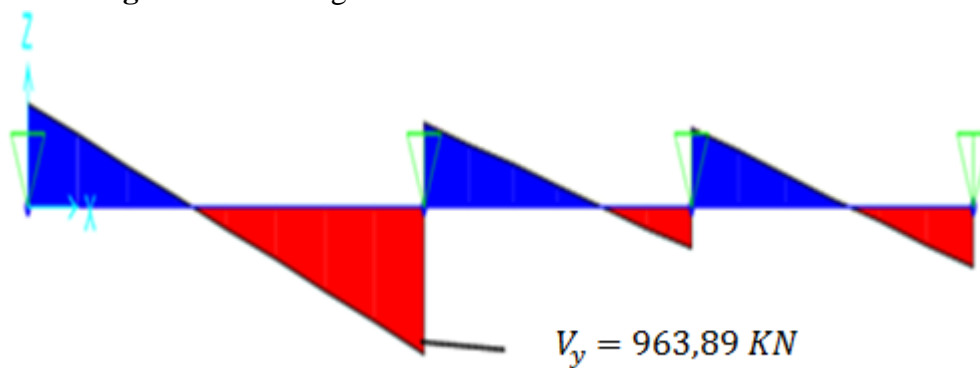


Figure VI.11. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	3,5	363,35	0	-439,87	1,40	534,63	358,18	356,52	-607,87
	BC	3,5	363,35	-439,87	-308,95	1,85	554,45	183,89	519,6	-444,79
	CD	3,3	342,92	-308,95	-308,95	1,65	466,8	157,85	428,65	-428,65

	DE	3,5	363,35	-308,95	-439,87	1,65	554,45	183,89	444,79	-519,6
	EF	3,5	363,35	-439,87	0	2,10	534,63	358,18	607,87	-356,52
Y-Y	AB	4,55	447,54	0	-791,02	1,89	1124,46	796,41	616,19	-963,89
	BC	3,25	336,67	-791,02	-389,46	1,99	421,84	-123,06	538,06	-290,95
	CD	3,4	354,8	-389,46	0	2,02	494,18	336,45	571,3	-342,21

Tableaux VI.8. Sollicitation dans les nervures à l’ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3,5	271,23	0	-328,35	1,40	399,09	267,37
	BC	3,5	271,23	-328,35	-230,68	1,85	413,88	137,24
	CD	3,3	256,13	-230,68	-230,68	1,65	348,66	117,98
	DE	3,5	271,23	-230,68	-328,35	1,65	413,88	137,24
	EF	3,5	271,23	-328,35	0	2,10	399,09	267,37
Y-Y	AB	4,55	333,45	0	-589,56	1,89	837,68	593,3
	BC	3,25	251,51	-589,56	-293,74	1,99	315,59	-93,11
	CD	3,4	264,91	-293,74	0	2,03	368,72	250,01

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0,75 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,55 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m}$$

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

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,475 \text{ m} ; 0,255 \text{ m})$$

Donc, b = 1,05 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,00 \text{ m} ; 0,275 \text{ m})$$

Donc, b = 1,10 m.

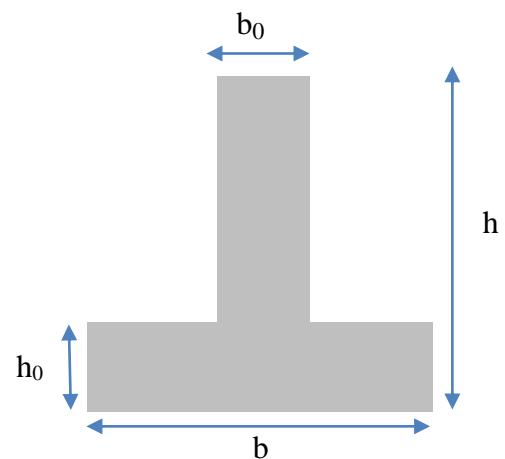


Figure VI.12. Schéma des nervures

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	358,18	15,09	8,88	17,75	5HA16+5HA14
	Appui	-439,87	18,64		19,16	8HA16+2HA14
Y-Y	Travée	796,41	34,62	9,90	34,95	2HA25+8HA20
	Appui	-791,02	34,34		34,95	2HA25+8HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 21,43; 55) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{607,87 \times 10^{-3}}{1,05 \times 0,70} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{963,89 \times 10^{-3}}{1,10 \times 0,70} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	267,37	16,48	919297,25	4,79 < 15	Vérifiée	233,49 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-328,35	17,03	979259,88	5,71 < 15	Vérifiée	266,42 > 201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	593,30	21,5	1597574,1	7,98 < 15	Vérifiée	270,18 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-589,56	21,5	1597574,1	7,93 < 15	Vérifiée	268,47 > 201,63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	267,37	0,26	0,252	20,68	21,24	1HA20+9HA16
	Appui	-328,35	0,32	0,276	25,62	25,76	5HA20+5HA16
Y-Y	Travée	593,30	0,55	0,349	47,56	49,09	10HA25
	Appui	-589,56	0,54	0,346	47,22	49,09	10HA25

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de lo

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$,

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

✓ **Schéma de ferrailage des nervures**

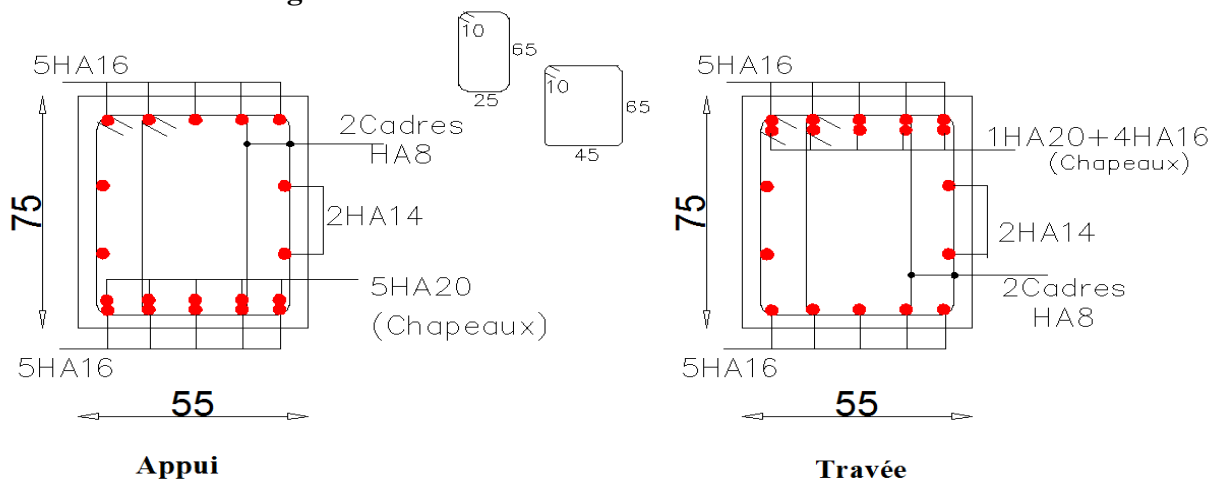


Figure VI.13. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

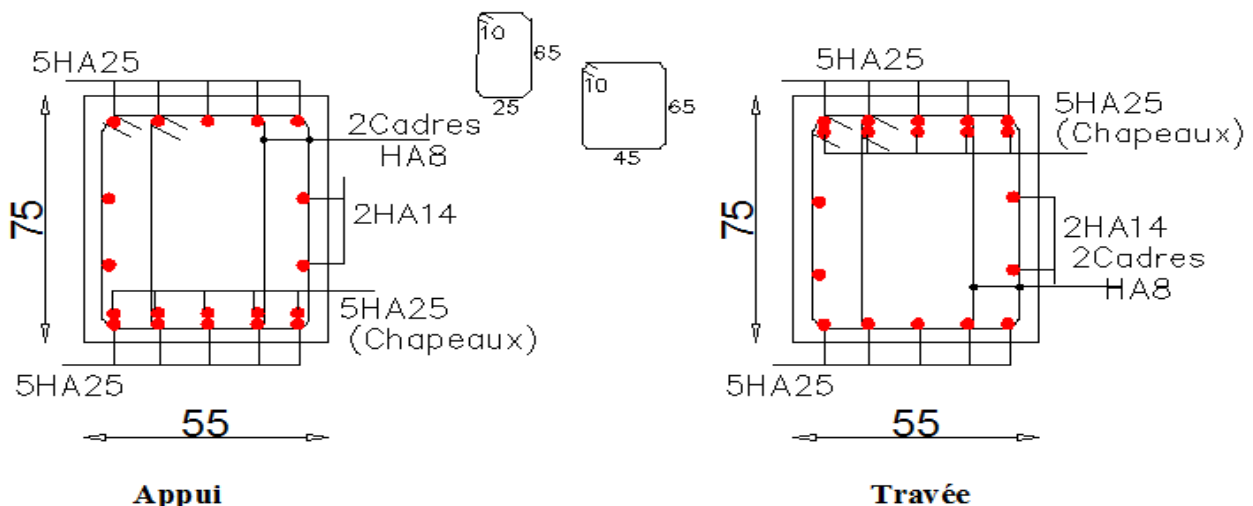


Figure VI.14. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

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 $h=3.40$ m
- Longueur $L=4$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 19,90 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sable limoneux peu argileux), L’angle de frottement se situe dans l’intervalle suivant :

$$\varphi \in [10^\circ - 20^\circ] = 12^\circ$$

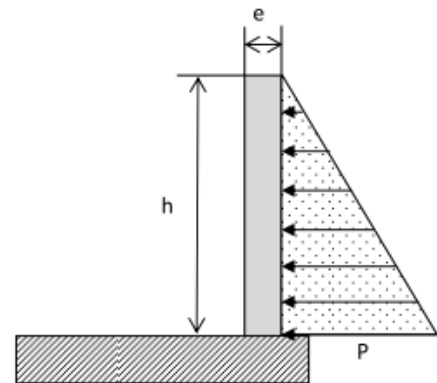


Figure VI.15. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,40 \times 19,90 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) = 44,37 \text{ KN/m}^2$$

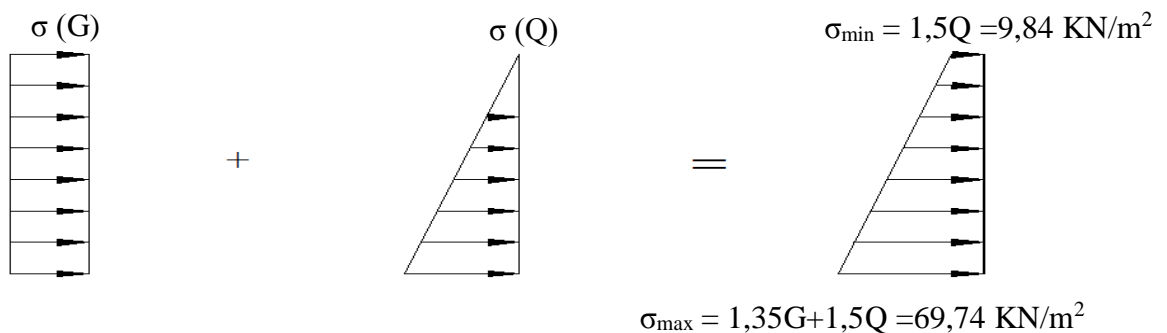
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

7.2. 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 :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 69,74 + 9,84}{4} = 54,765 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 54,765 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3,40 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,55 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,40/4 = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

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

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

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0506 \times 54,765 \times 3,40^2 = 32,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5105 \times M_{0x} = 21,96 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 27,23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 16,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -12,81 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	X-X	27,23	0,066	0,085	0,164	4,77	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	16,47	0,040	0,051	0,167	2,83	2	4HA10 = 3,14
Appui		- 12,81	0,031	0,039	0,167	2,20	2	4HA10 = 3,14

✓ Espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ 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**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,765 \times 3,40}{2} \times \frac{4^4}{3,40^4 + 4,55^4} = 61,17 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,765 \times 4}{2} \times \frac{3,40^4}{3,40^4 + 4^4} = 37,57 \text{KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

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

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_x = 0,6647 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 50,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 50,93 + 6,56}{4} = 39,84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39,84 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0576 \times 39,84 \times 3,40^2 = 26,52 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7794 \times M_{0x} = 20,67 \text{KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 22,54 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 15,50 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -10,61 \text{KN.m}$$

✓ **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.13. 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	22,54	4,59	16275,6	6,35 < 15	Vérifiée	257,8 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	15,50	3,56	10011,78	5,51 < 15	Vérifiée	312,11 > 201,63	N. Vérifiée
Appui	10,61	3,56	10011,78	3,77 < 15	Vérifiée	213,65 > 201,63	N. Vérifiée	

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.14. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	22,54	0,39	0,301	7,31	7,7	5HA14
	y-y	15,50	0,27	0,257	4,94	5,65	5HA12
Appui		10,61	0,18	0,214	3,33	4,52	4HA12

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

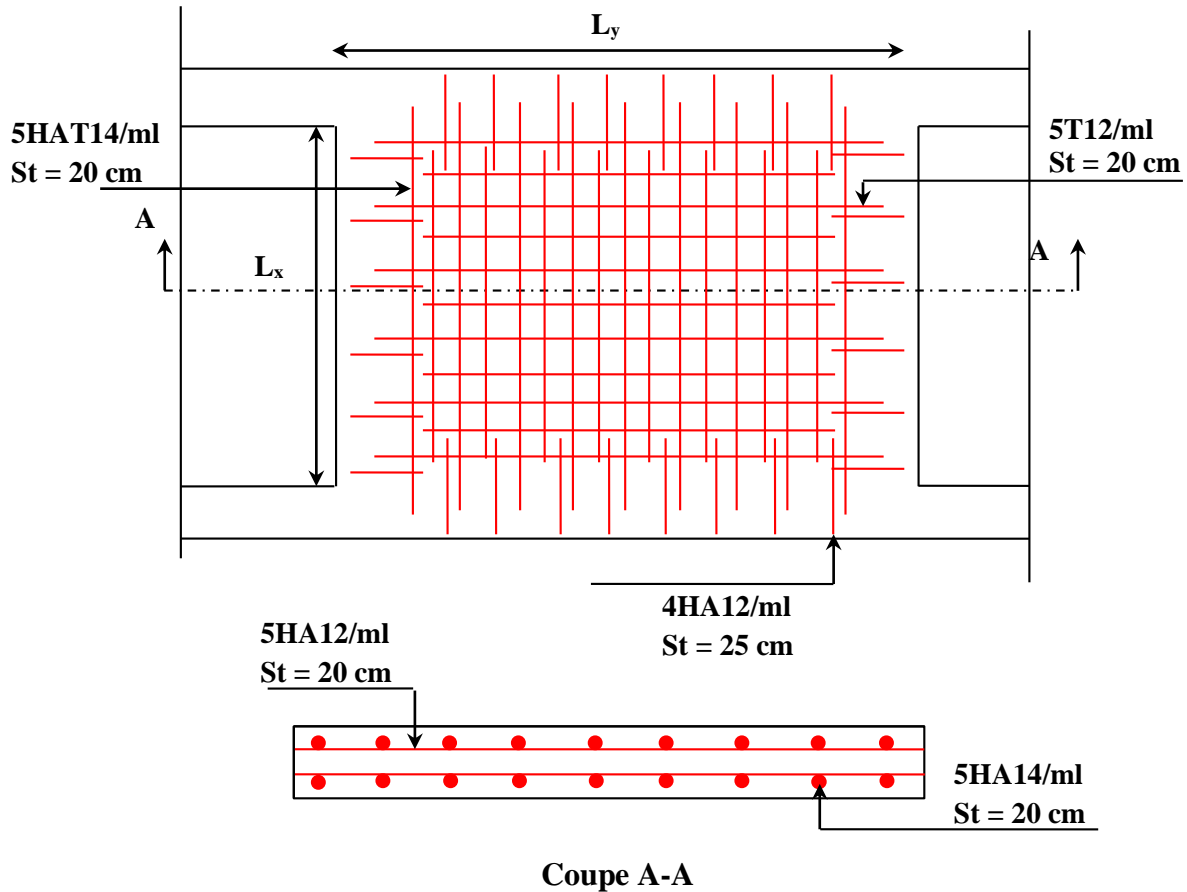


Figure VI.16. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Bilan quantitatif et estimatif du béton

Désignation des ouvrages	Quantité	U	P.U	Montant
Béton				
Béton de propreté sous radier dosé à 150 Kg/m ³	19,295	m ³	8000,00	154360,00
Béton armé pour les nervures du radier dosé à 350 Kg/m ³	94,865	m ³	37000,00	3510005,00
Béton armé pour la dalle du radier (e=30cm) dosé à 350 Kg/m ³	77,824	m ³	32000,00	2490368,00
Béton armé pour les poutres dosé à 350 Kg/m ³	193,84	m ³	35000,00	6784400,00
Béton armé pour poteaux dosé à 350 Kg/m ³	294,0125	m ³	35000,00	10290437,50
Béton armé pour voiles dosé à 350 Kg/m ³	94,6496	m ³	35000,00	3312736,00
Béton armé pour les escaliers dosé à 350 Kg/m ³	20,8476	m ³	33000,00	687970,80
Béton armé pour dalles pleine dosé à 350 Kg/m ³	44,484	m ³	32000,00	1423488,00
Plancher en corps creux (16+4)	2217,61	m ²	2800,00	6209308,00
Béton armé pour acrotère dosé à 350 Kg/m ³	12,618	m ³	32000,00	403776,00
Total en HT				35266849,3 DA
TVA 17%				5995364,38 DA
Total en TTC				41262213,7 DA

Total en TTC : Quarante et un millions deux cent soixante deux mille, deux cent treize dinars et sept centimes.

conclusion

Conclusion général

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel SAP2000 V15 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

Le logiciel SAP2000 V15 nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

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.
- Cours des années de spécialité.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXES

ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_y	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
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

VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir le projet d'un ensemble immobilier en R+7 de 140 logements L.P.A avec commerce et services à Amizour centre (w) Bejaia.

D'après les résultats des sondages carottés, pénétrométriques, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances à la pointes moyennes en surface :
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de 3,40 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.60$ bars ;
3. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport à la cote du terrain naturel;
4. Nous avons constaté que la nature du terrain est constituée essentiellement par des sables limoneux;
5. On constate l'existence d'une nappe phréatique à partir **4,20 m** de profondeur, d'ou il y'a lieu d'assurer un bon drainage périphérique ;
6. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
7. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S3** selon sa nature géotechnique ;
8. D'après les résultats des analyses chimiques, le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
9. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT

Le Chef de Service
H. BELHATRI

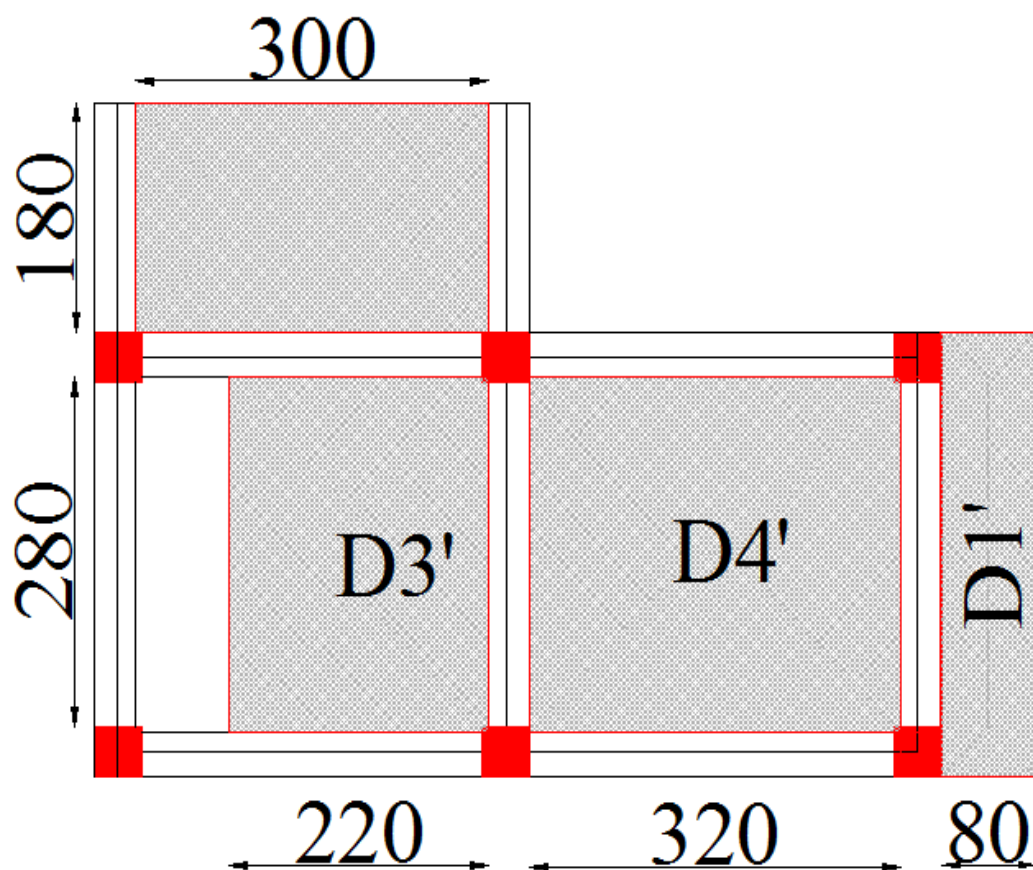
LE DIRECTEUR

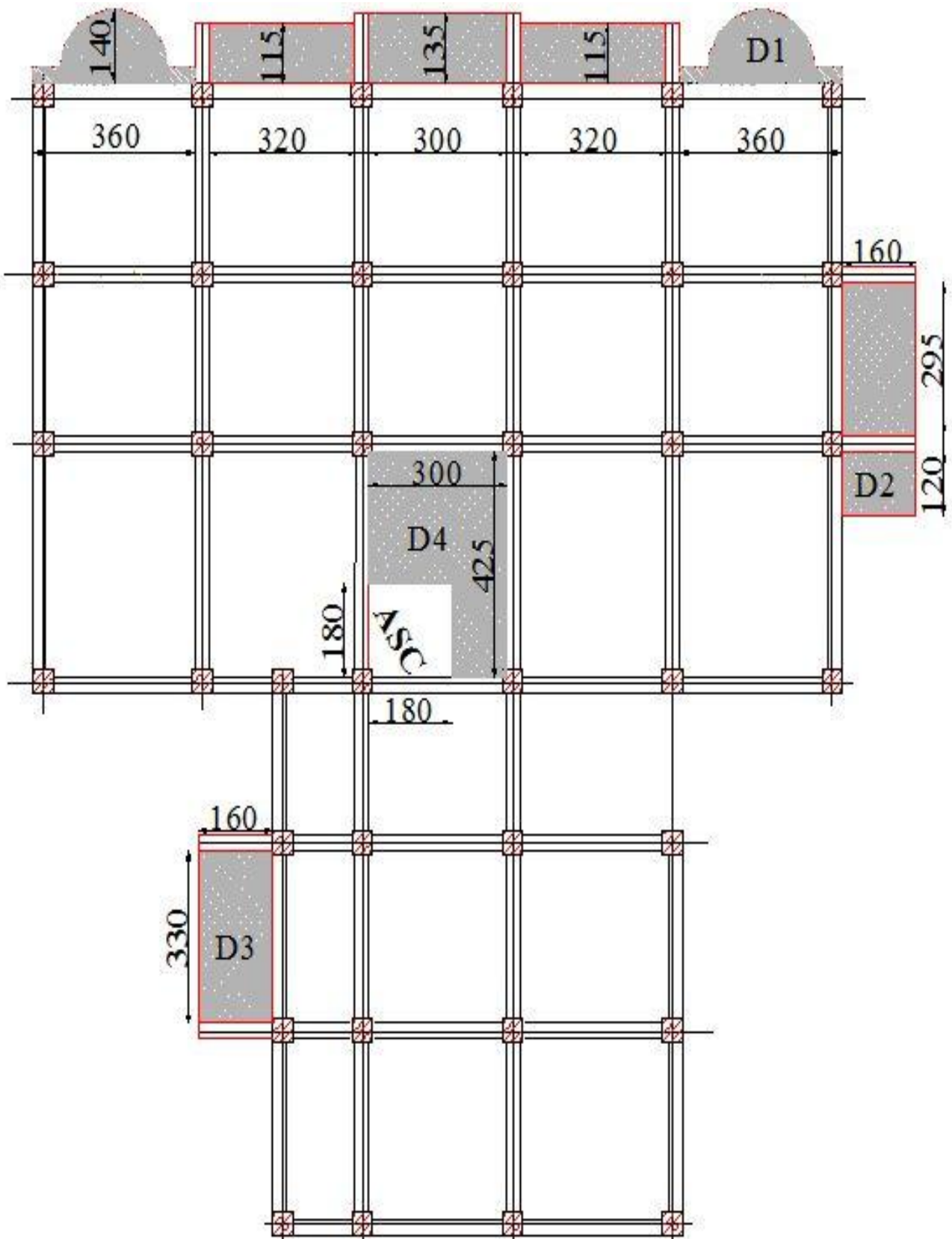
Le Chef de Service
H. BELHATRI



ANNEXE 5

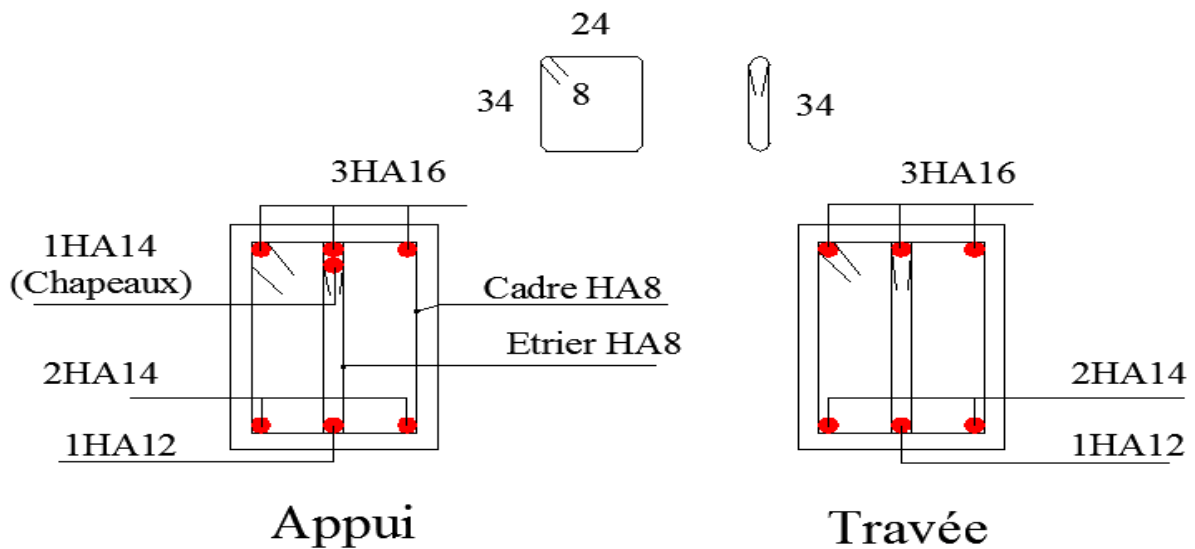
Plans de repérage des dalles pleines



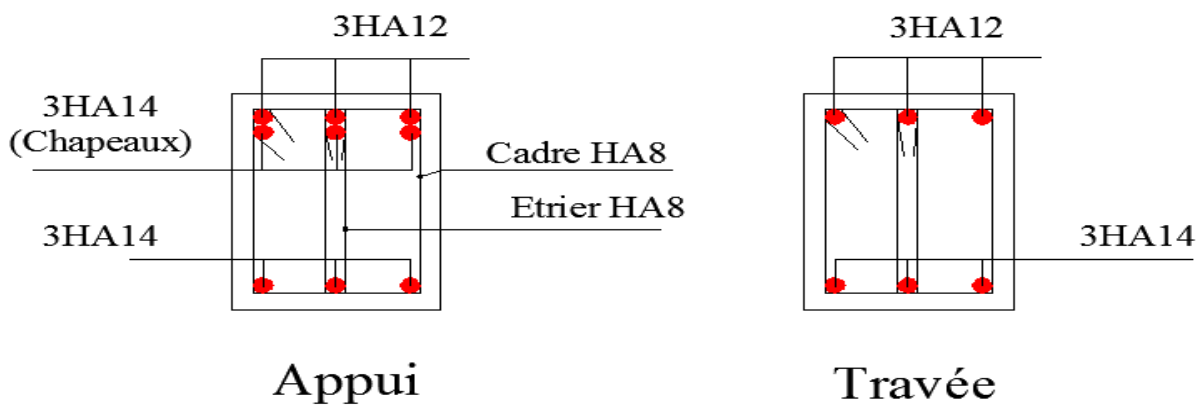


Annexe 6

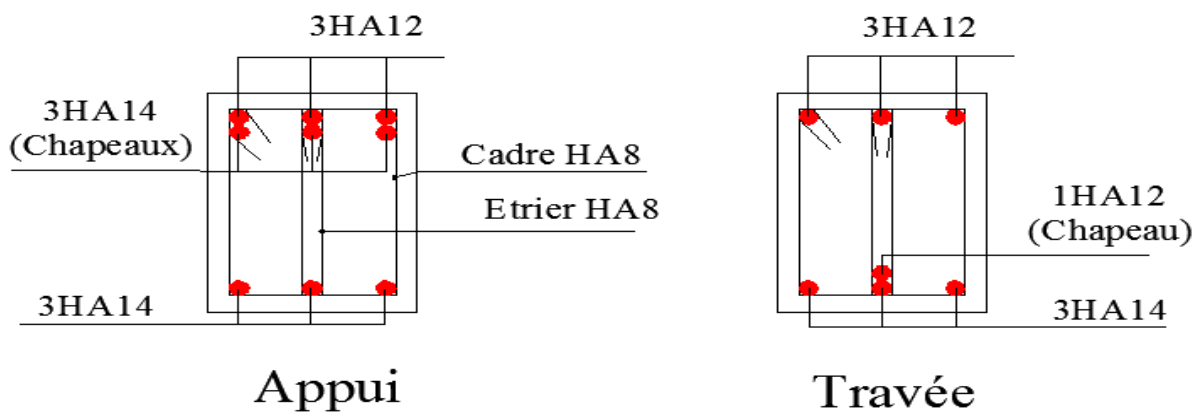
Schémas de ferrailage des poutres principales (30x40), e = 3cm



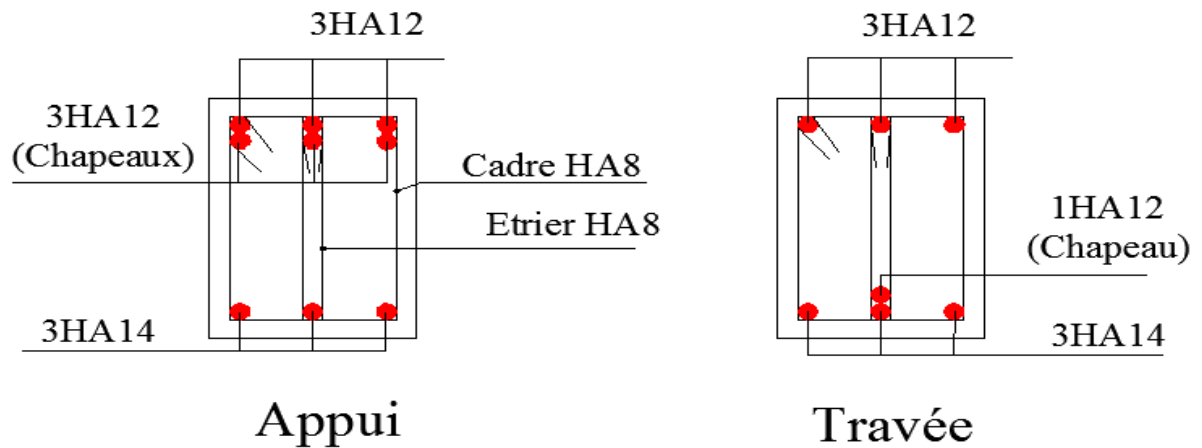
VS et RDC



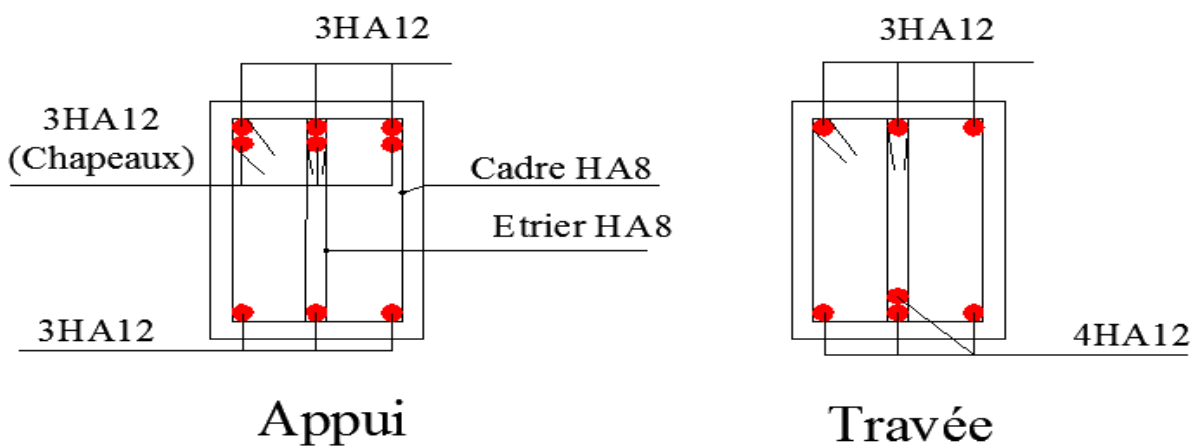
Entresol



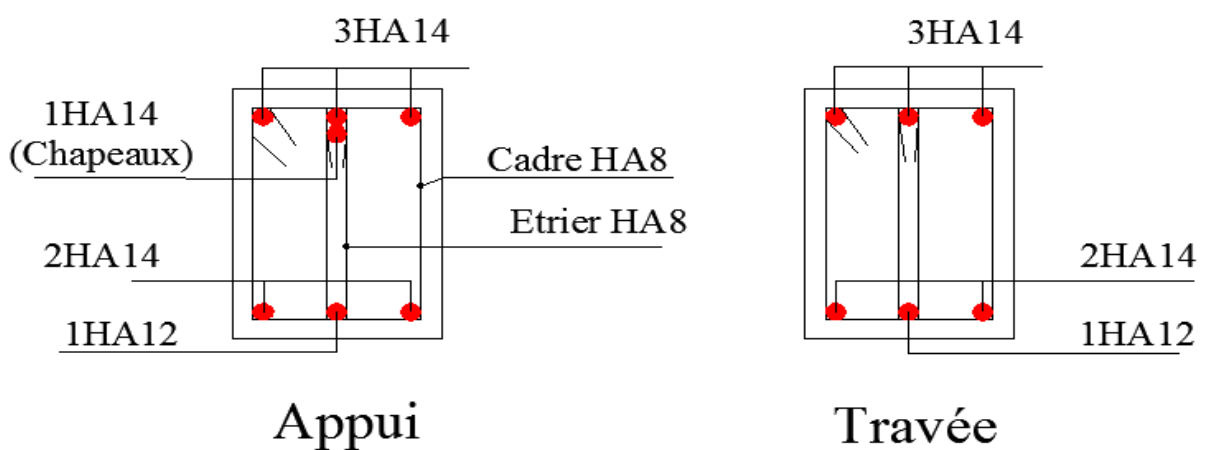
Etages 1 et 2



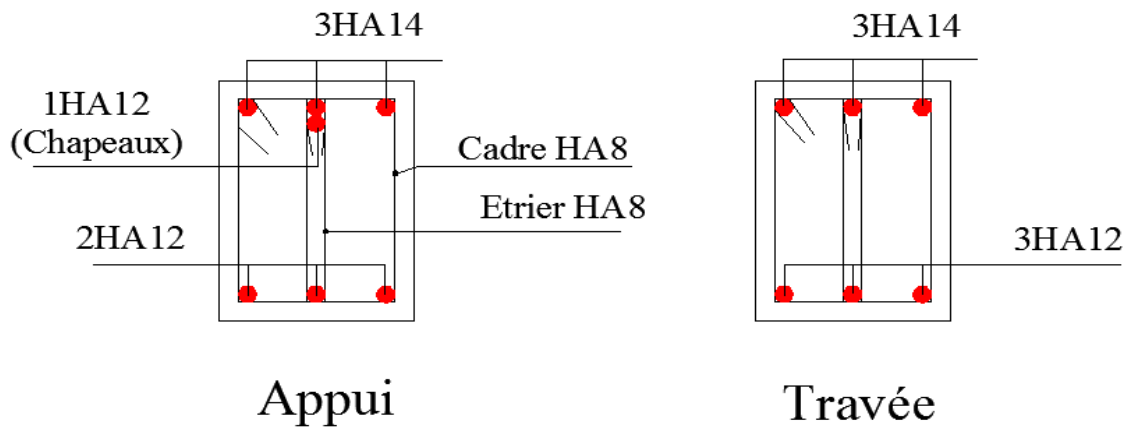
Etages 3 et 4



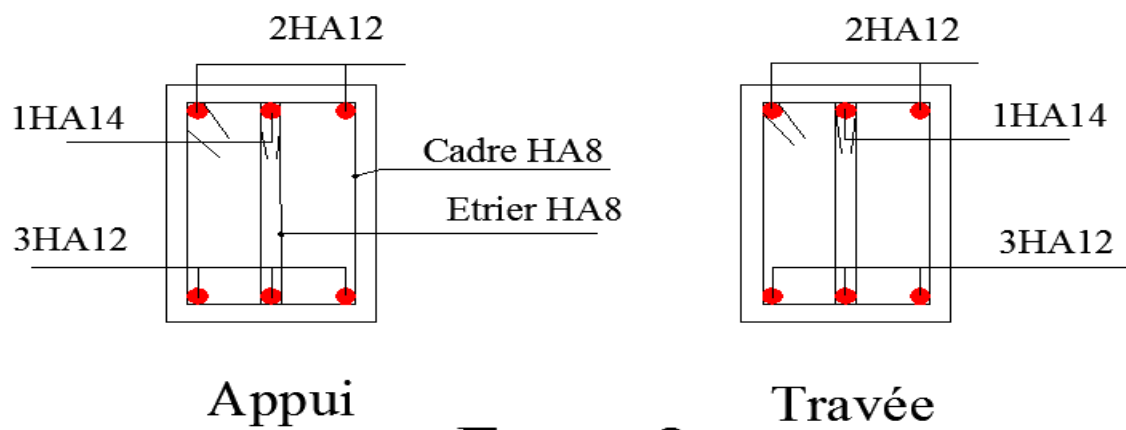
Etage 5



Etage 6

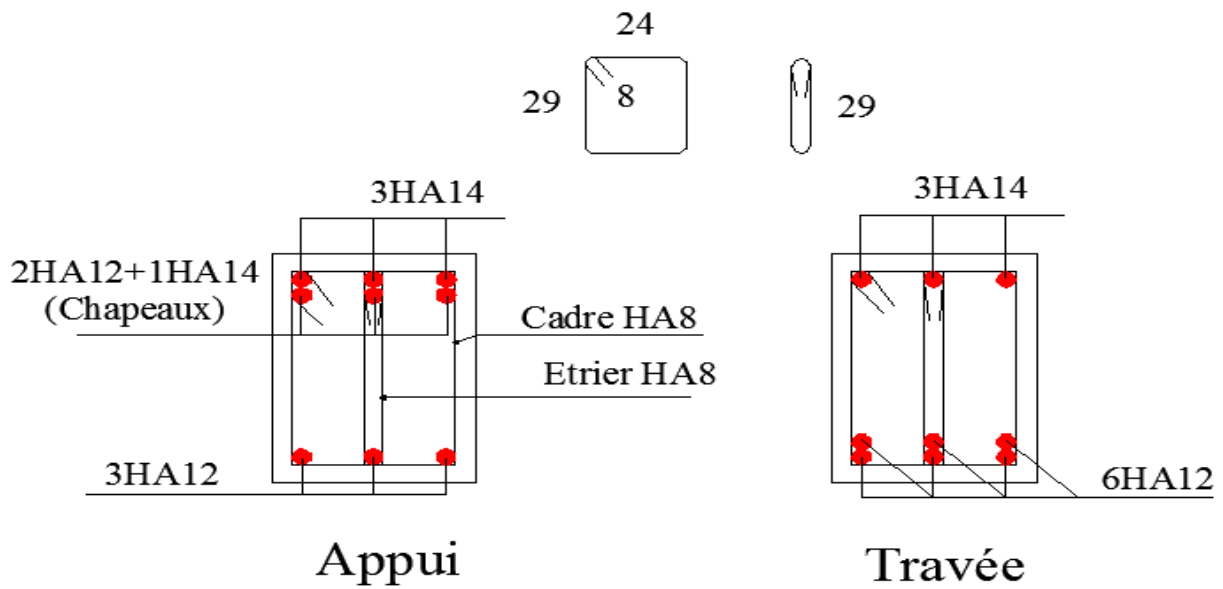


Etage 7

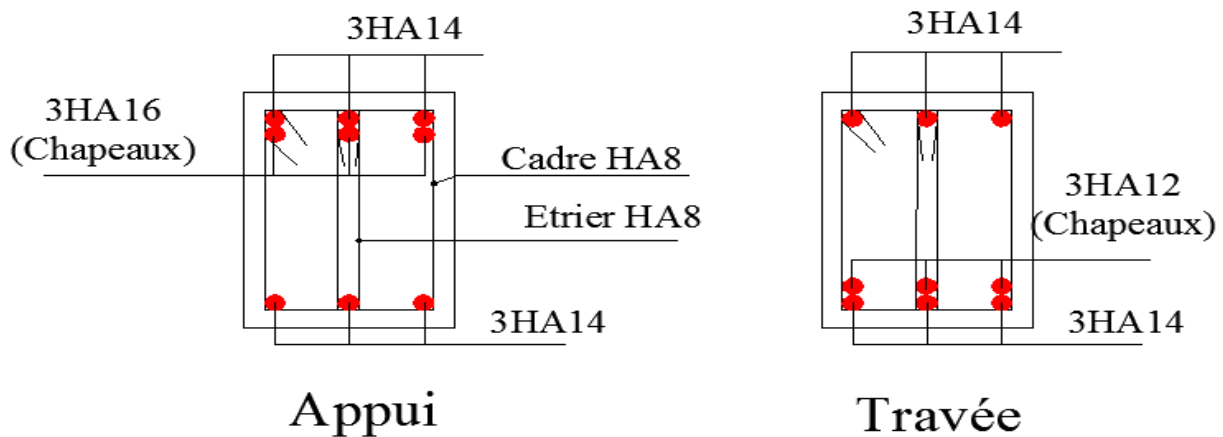


Etage 8

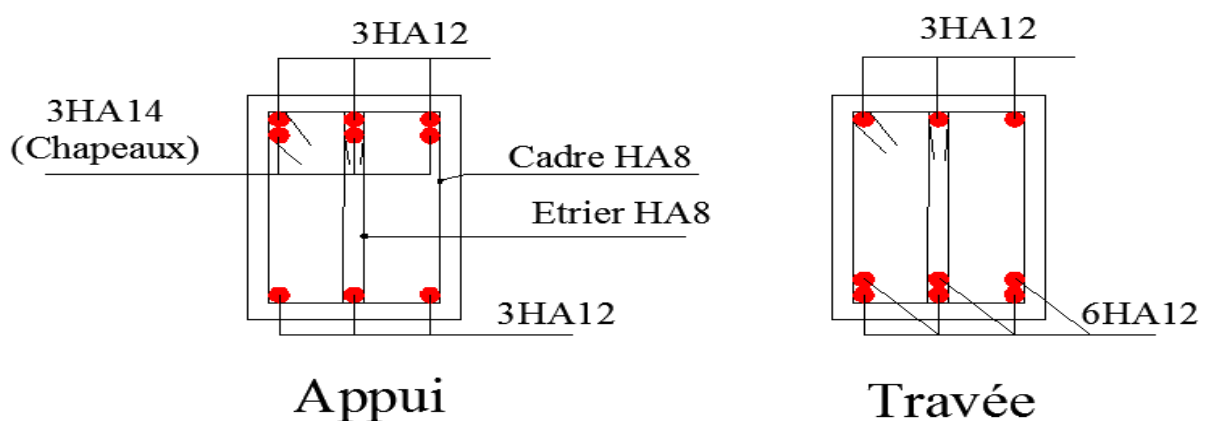
Shémas de ferrailage des poutres secondaires (30x35), e = 3cm



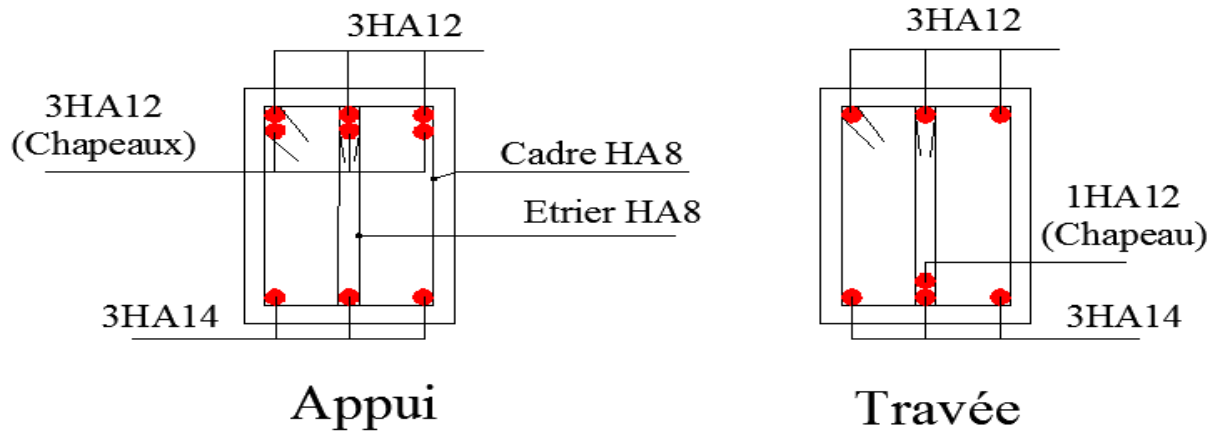
VS et RDC



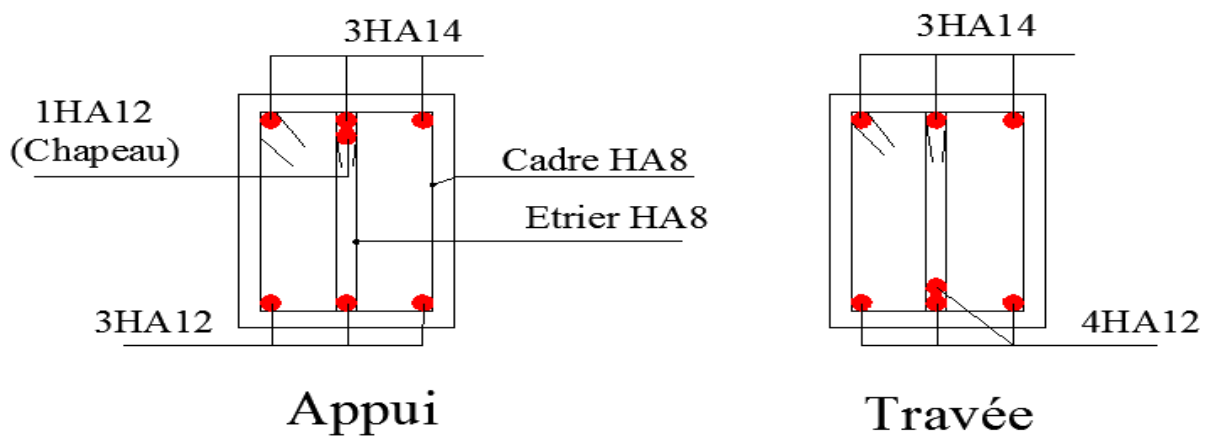
ES+Etages 1,2 et 3



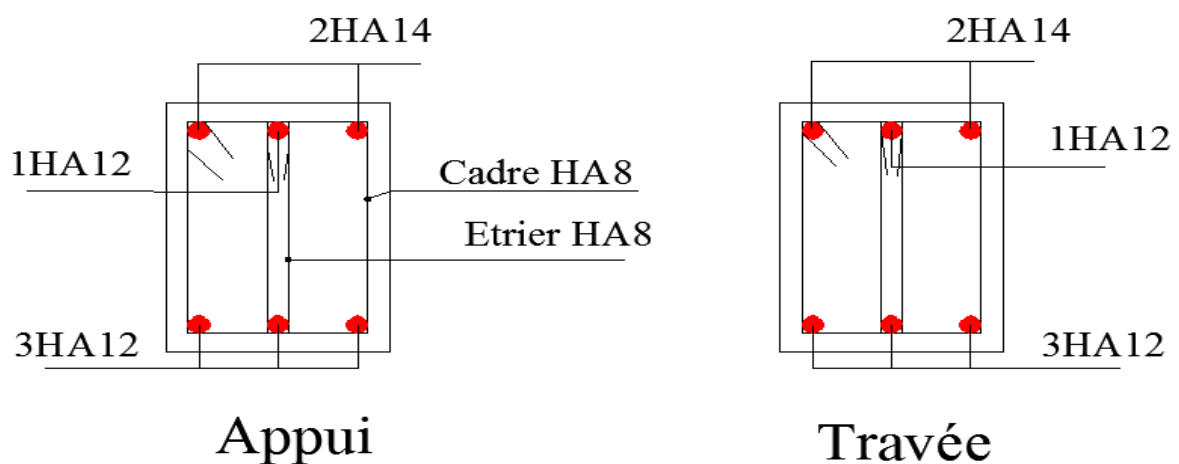
Etage 4



Etage 5

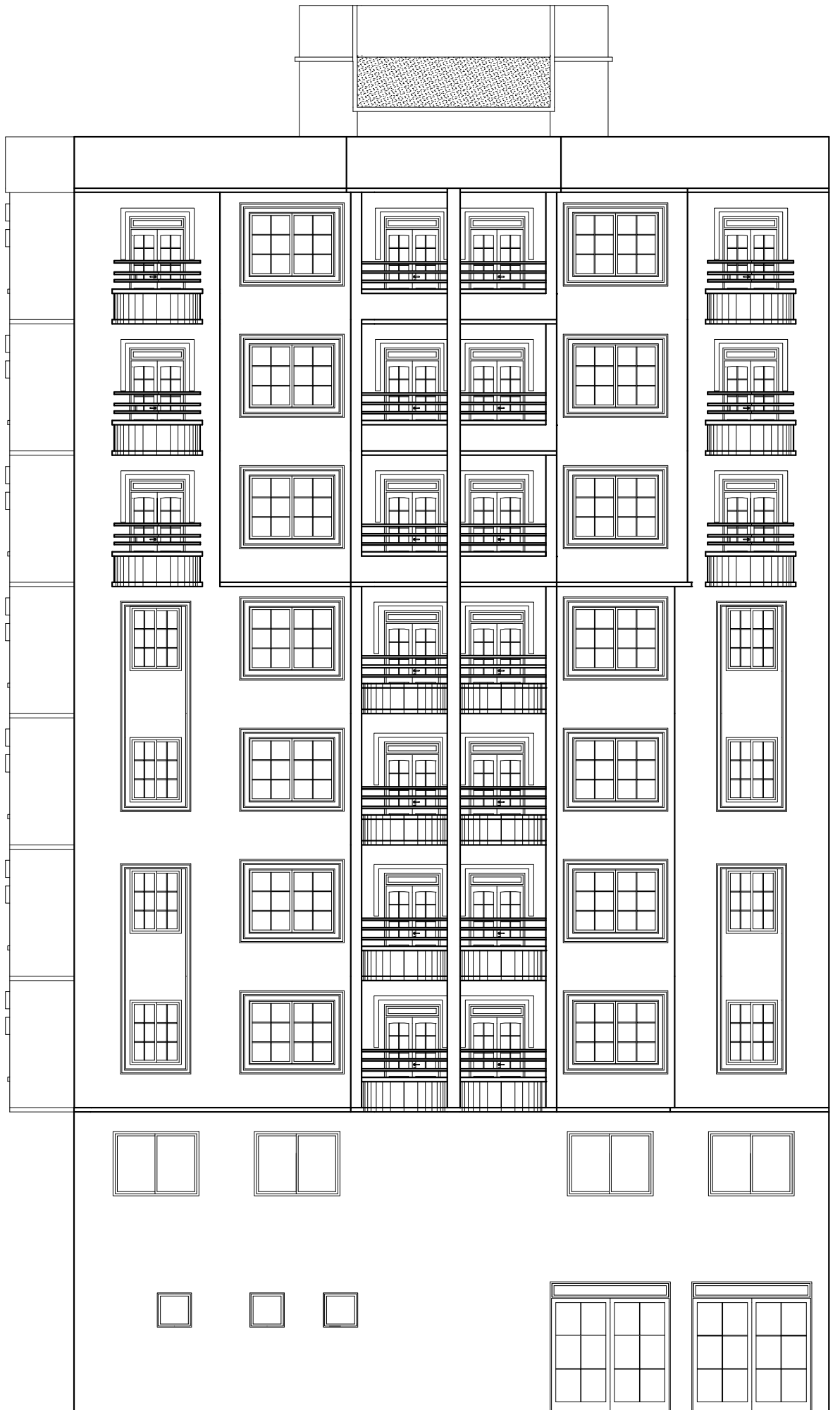


Etage 6

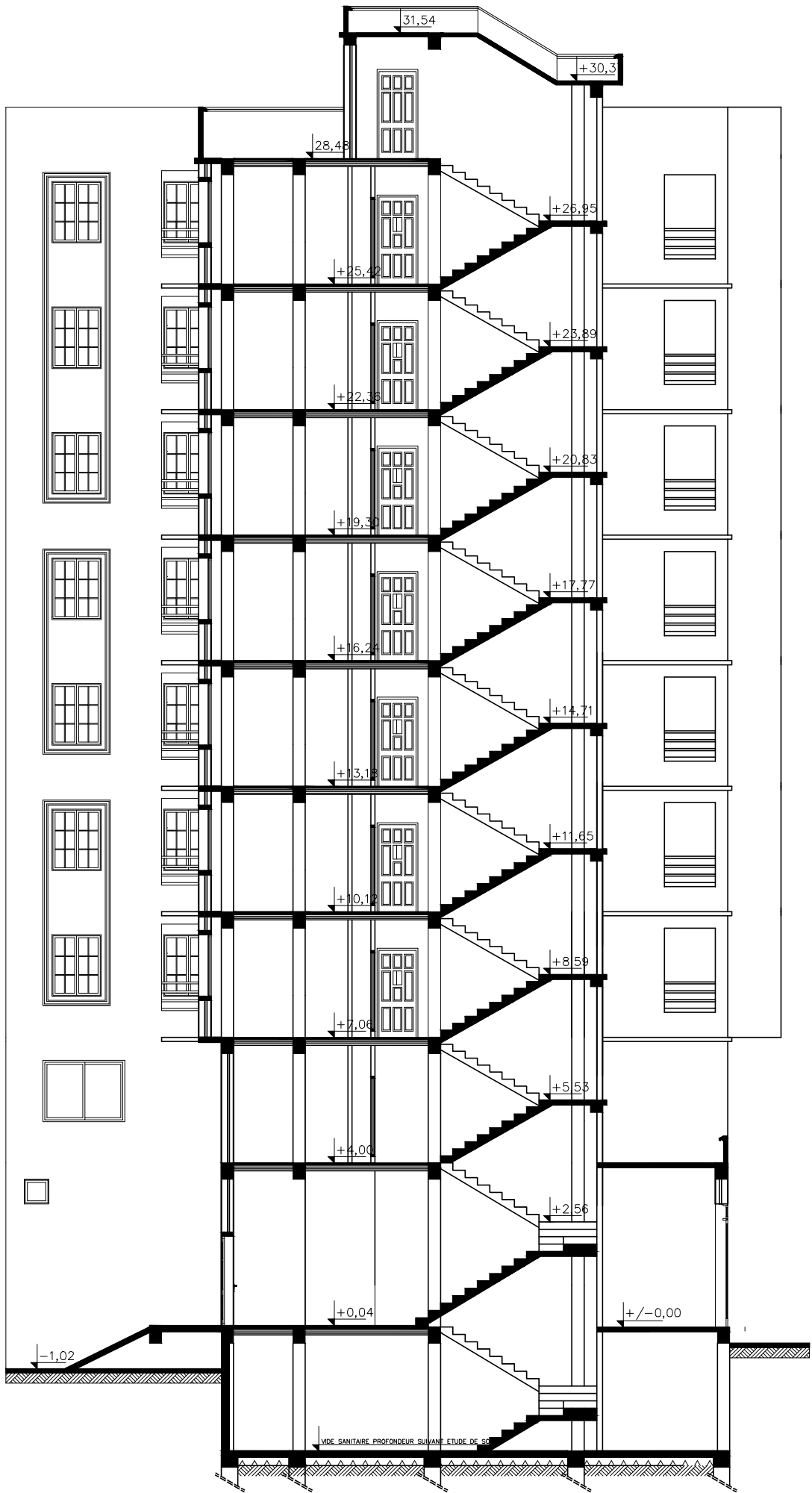


Etage 7

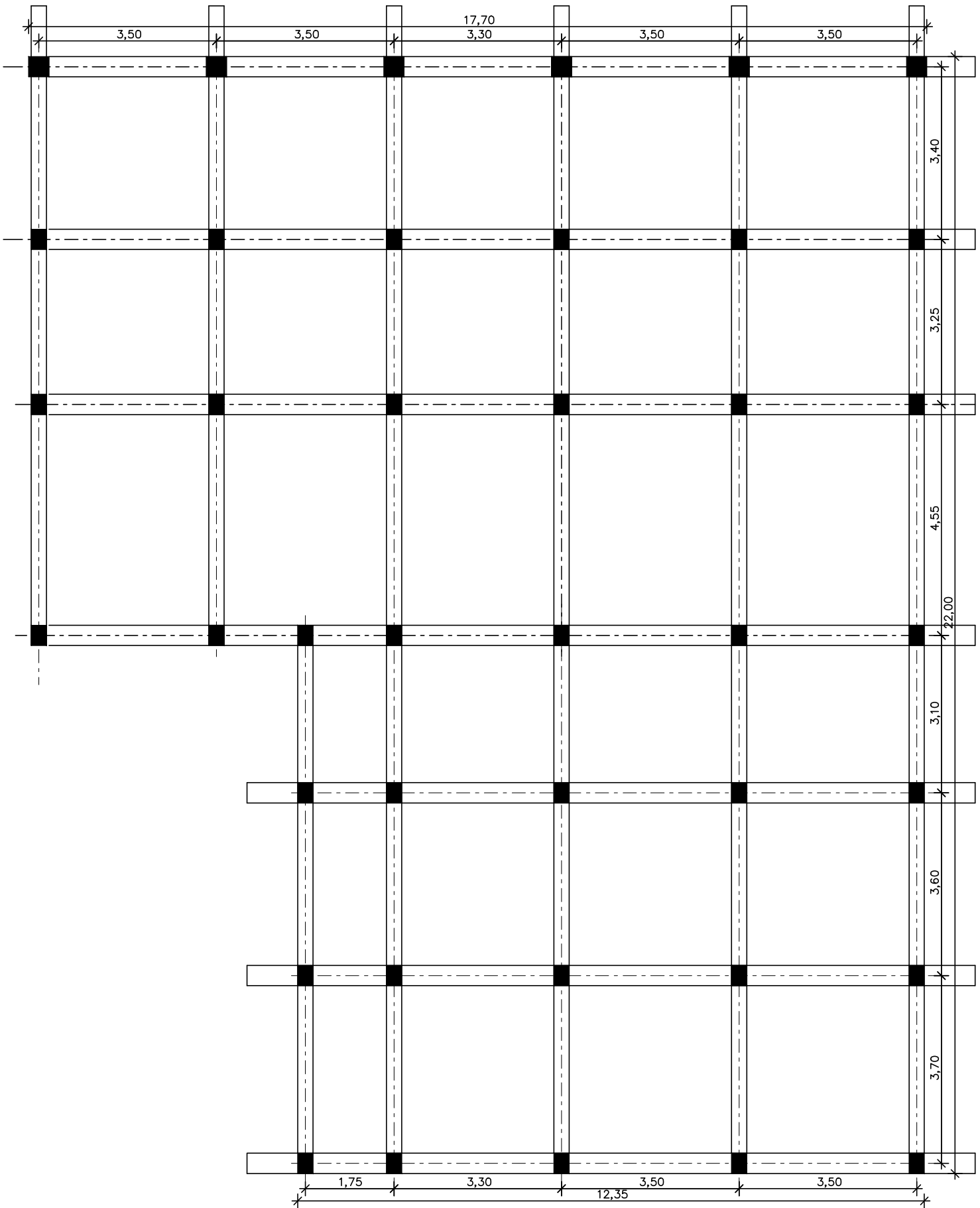
Plans De La Structure



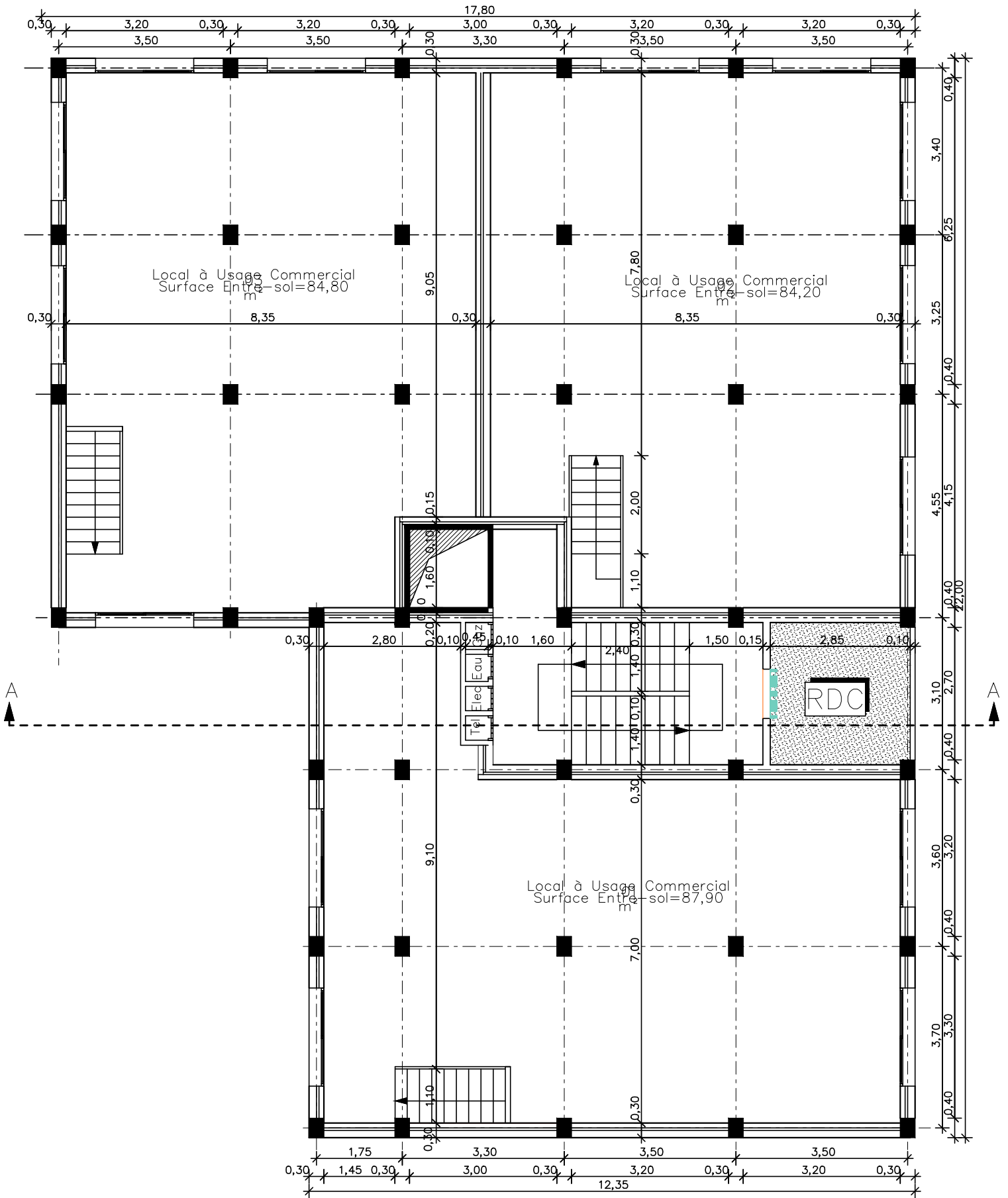
BLOC F
FAÇADE PRINCIPALE Ech:1/50°



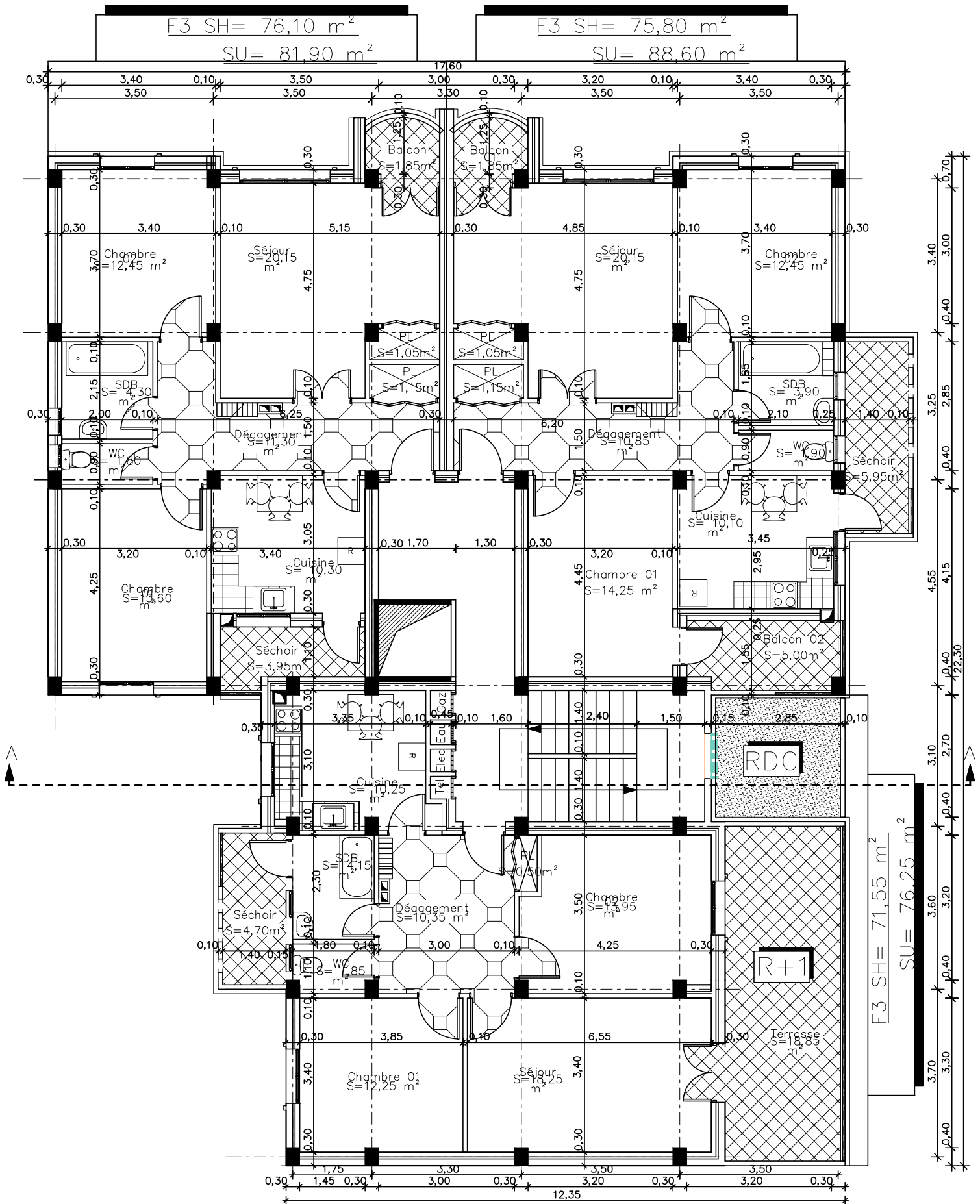
BLOC F
COUPE A-A Ech: 1/50°



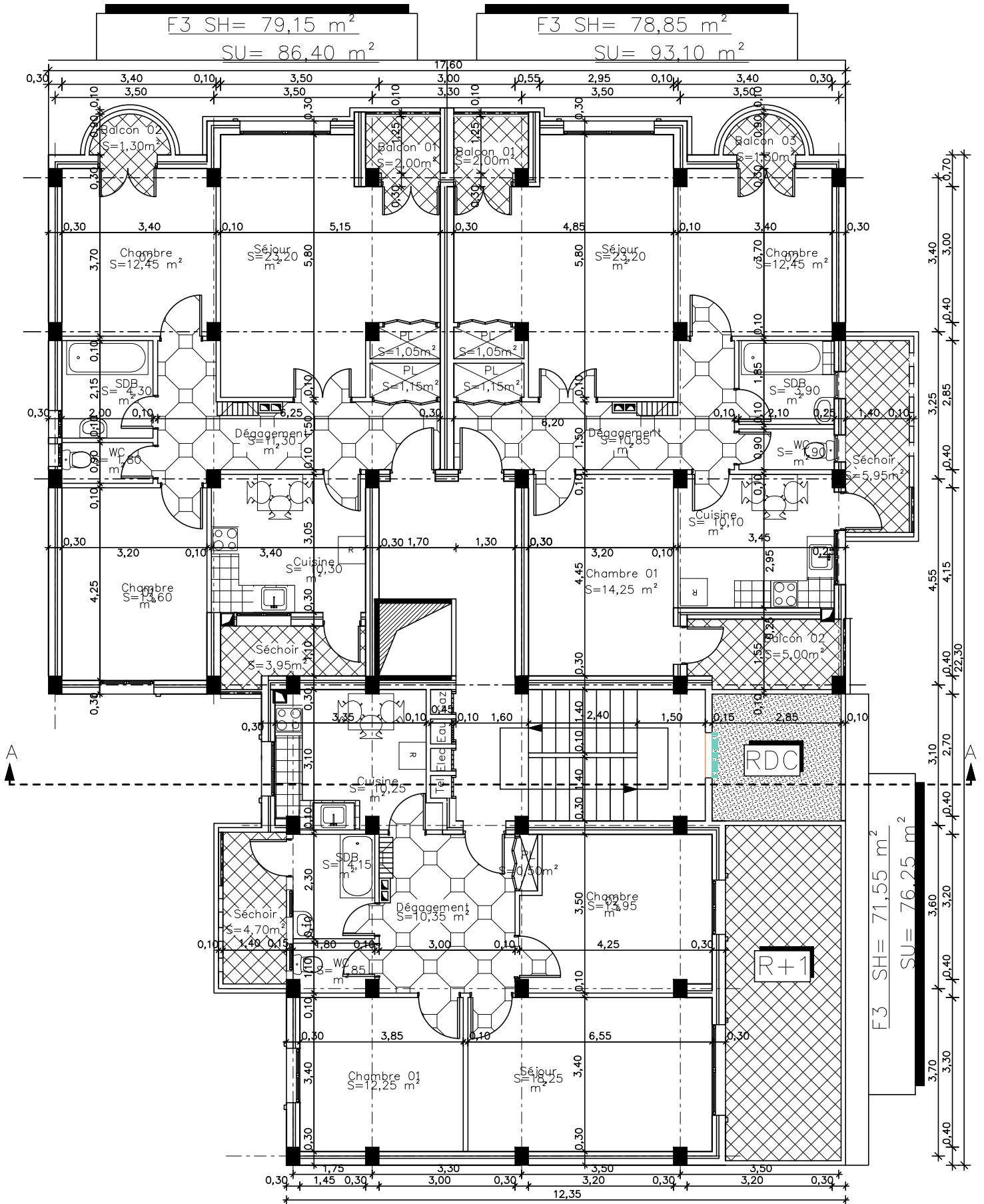
BLOC F
PLAN DE FONDATIONS Ech:1/50°



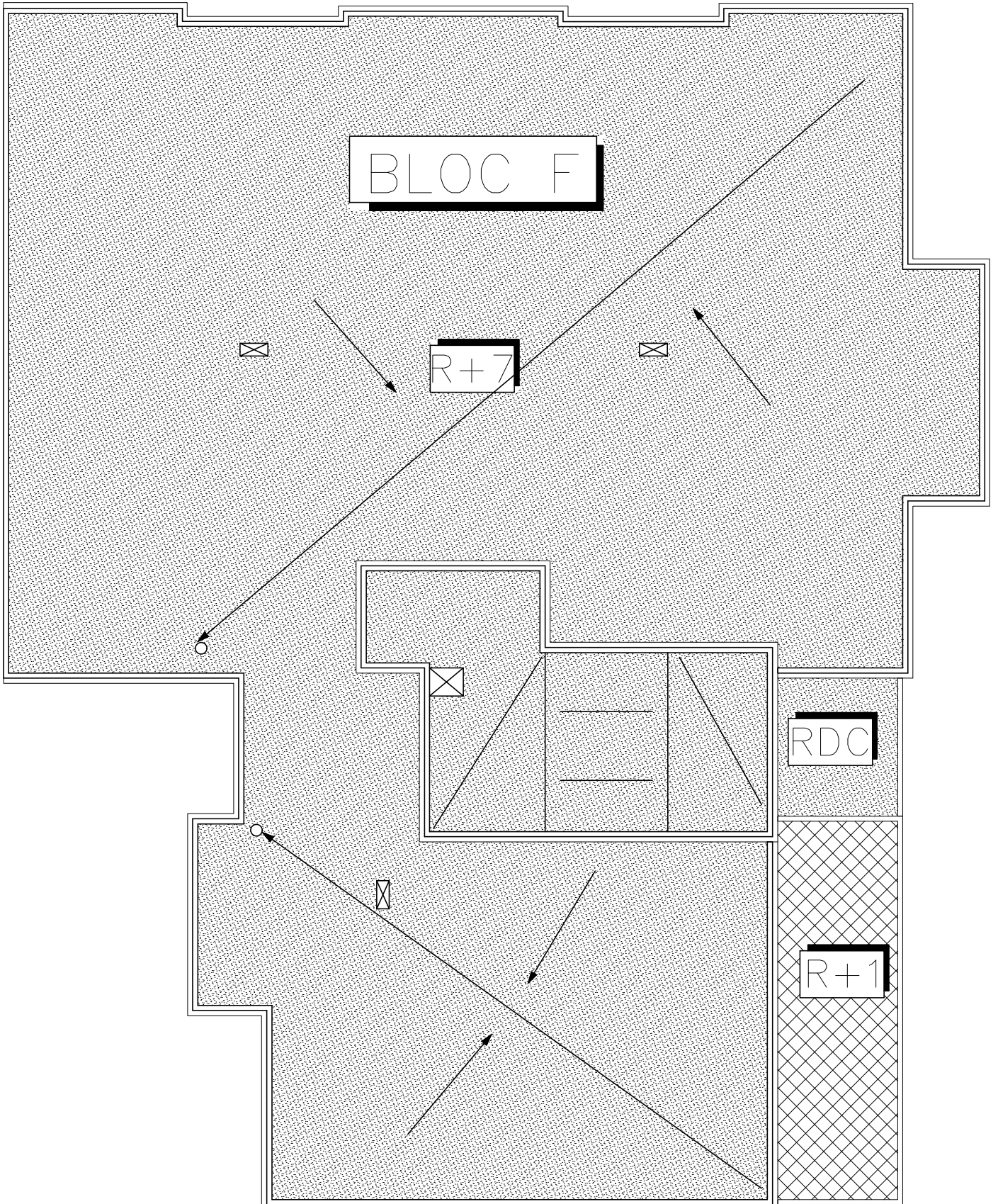
BLOC F
PLAN ENTRE-SOL Ech:1/50°



BLOC F
PLAN ETAGE COURANT 01,02,03&04
 Ech: 1/50°



BLOC 'F'
PLAN ETAGE COURANT 05,06&07
 Ech:1/50°



BLOC F
PLAN TERRASSE Ech:1/50°