

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous sol+Entre sol) à usage
d'habitation, commerce et parking contreventé par un
système mixte (Voiles - Portiques)**

Présenté par :

M^r SADI Yakoub
M^r CHEBBAH Imad

Promotrice :

M^{me} LAOUBI

Member de jury:

M^r SERIKMA
M^r LABIOD

Promotion 2018/2019

Remerciements

Nos remerciements sont portés tout d'abord envers notre tout puissant Seigneur, de nous avoir donné la force, la patience en vue de faire aboutir ce travail.

En second, nous remercions nos parents, sans qui nous ne serions jamais là, qui ont toujours fait passer notre bien-être avant toute chose et qui n'ont jamais cessé de nous pousser à aller plus loin, au yeux desquels nous serons toujours les meilleurs.

Nous tenons à remercier aussi tous nos enseignants, qui au long de ces années ont tant donné de leur savoir pour nous transmettre le meilleur et qui avant tout nous ont appris à aimer ce que l'on fait, à y être dévoués, nous espérons un jour leur en faire honneur.

Un grand merci à notre encadreur Madame LAOUBI, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin pour mener à bien ce travail, ainsi que pour sa disponibilité et ses conseils.

Nos remerciements vont également aux membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.

Enfin, merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

Mon adorable frère : NASSIM et sa femme

Ma chère sœur : NESSRINE

Mes grands parents, mes oncles et tantes ainsi que leurs familles et enfants

Mes chers cousins: MEKRANE, KARIM, WALID, FATAH, ABD GHANI et BOUBKEUR

Mon meilleur ami KARIM et sa famille

Monsieur ABDERAZAK et madame ATROUNE

Mon binôme et sa famille

Mes amis : LYES, BILAL, HAMZA, MEHAMED, SYLIA, IMENE, ainsi que mes amis de la chambre (J308) : REDOUNNE, IMAD, ABD ALI

CH.IMAD

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

Mon adorable frère : BADER

Mes chères grandes sœurs : SAIDA, SYLIA ainsi que leurs familles

*Ma petite sœur NADJET et mes neveux et mes nièces : EL BAHI, RAYANE, SYFAX et
CELINE*

Ma chère amie LAMIA

Monsieur ABDERAZAK et madame ATROUNE

Mon binôme et sa famille

*Mes amis : ABDELLALI, RACHID, LYES, BILAL, ainsi que mes amis de la chambre
(B303) : MOHAMED et YACINE*

S.YAKOUB

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralité et prédimensionnement

I.1. Généralité	01
I.1.1. Présentation du projet	01
I.1.2. Hypothèses de calcul aux états limites.....	01
I.1.3. Caractéristique des matériaux utilisé.....	02
I.1.4. Règlements et normes utilisés	03
I.2. Prédimensionnement.....	03
I. 2.1. Introduction	03
I.2.2. Prédimensionnement des éléments principaux	03
I.2.2.1. Les poutres principales.....	03
I.2.2.2. Les poutres secondaires.....	04
I.2.2.3. Les poteaux.....	04
I.2.2.4. Les voiles.....	04
I.2.3. Prédimensionnement des éléments secondaires.....	05
I.2.3.1. Les planchers.....	05
I.2.3.2. Les escaliers	09
I.2.4. Evaluation de charge.....	11
I.2.5. Prédimensionnement des poteaux.....	13
I.2.6. Conclusion.....	21

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

II.1. Introduction	22
II.2. Calcul des palnchers.....	22
II.2.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	22
II.2.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle.....	24
II.2.3. Ferrailage des poutrelles.....	29
II.3. Calcul des planchers à dalle pleine.....	40
II.3.1. Donnée de différentes dalles.....	40
II.3.2. Dalle sur 03 appui.....	40
II.4. Etude des escaliers.....	46
II.4.1. Escalier (reliant RDC avec le reste des étages).....	47

II.4.2. Etude de la poutre palière.....	49
II.5. Etude de la poutre de chaînage.....	52
II.6. Etude de l'acrotère.....	55
II.6.1. Hypothèse de calcul.....	55
II.6.2. Evaluation de charge et surcharge.....	55
II.6.3. Calcul des sollicitations.....	56
II.6.4. Ferrailage de l'acrotère.....	58
II.7. Etude de l'ascenseur	60

Chapitre III : Etude des éléments structuraux

III.1. Introduction.....	66
III.2. Modélisation.....	66
III.3. Choix de la méthode de calcul.....	66
III.3.1. Méthode statique équivalente	66
III.3.2. Méthode dynamique.....	67
III.4. Présentation de la méthode modale spectrale	67
III.4.1. Spectre de réponse de calcul	69
III.4.2. Résultats obtenus.....	70
III.4.3. Disposition des voiles de contreventement	70
III.4.4. Période de vibration et participation massique.....	71
III.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	73
III.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	73
III.5.2. Vérification de l'effort normal réduit	73
III.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	74
III.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	75
III.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet ($P\Delta$).....	76
III.6. Conclusion.....	77

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Etude des poteaux.....	78
IV.2.1. Recommandation.....	78
IV.2.2. Sollicitation de calcul.....	80
IV.2.3. Calcul du ferrailage	80
IV.2.4. Vérification nécessaire	82
IV.3. Etude des poutres.....	84

IV.3.1. Recommandation.....	85
IV.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres	85
IV.4.Etude des voiles.....	91
IV.4.1.Introduction.....	91
IV.4.2. Recommandation du RPA99version 2003.....	91
IV.4.3.Exemple de calcul.....	92
IV.4.4.Ferraillages.....	93

Chapitre V : L’infrastructure

V.1.Introduction.....	98
V.2.Combinaisons de calcul.....	98
V.3.Reconnaissance du sol.....	98
V.4.Choix du type de fondation	98
V.4.1.Vérification de la semelle isolée.....	98
V.4.2. Vérification de la semelle filante.....	99
V.4.3.Radier général.....	99
V.4.3.1.Caractéristiques géométriques du radier.....	100
V.4.3.2.Vérifications nécessaires.....	101
V.5.Ferrailage du radier général.....	104
V.6.Etude des nervures.....	107
V.7.Etude du voile périphérique.....	112
V.7.1.Dimensionnement de voile.....	112
V.7.2.Ferrailage du voile.....	113

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

PLANS D’ARCHITECTURES

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Coupe de voile en élévation	05
Figure I.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	05
Figure I.3. Plan de disposition des poutrelles.....	06
Figure I.4. Coupe transversale d'une poutrelle.....	07
Figure I.5. Coupe verticale de l'escalier.....	09
Figure I.6. Schéma statique de l'escalier	10
Figure I.7. Vue en plan d'un escalier à deux volées.....	10
Figure I.8. Surface afférente du niveau 8(P.C.5).....	14
Figure I.9. Surface afférente du niveau 7 au RDC.....	14
Figure I.10. Surface afférente du sous sol.....	14
Figure I.11. Surface afférente du niveau 8(P.B.2).....	16
Figure I.12. Surface afférente du niveau 7 au entre sol.....	16
Figure I.13. Surface afférente du sous sol.....	17

Chapitre II

Figure II.1. Schéma statique de la poutrelle.....	24
Figure II.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travée.....	25
Figure II.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travée	26
Figure II.4. Schéma statique de la poutrelle type 6(entre sol).....	26
Figure II.5. ferraillage de la dalle de compression	39
Figure II.6. Dalle sur trois appuis.....	40
Figure II.7. Schéma de ferraillage de la dalle D1.....	45
Figure II.8. Schéma statique de l'escalier	46
Figure II.9. Vue en plan d'escalier à deux volées.....	46
Figure II.10. Schéma statique de l'escalier	46
Figure II.11. Section d'escalier à ferrailler	47
Figure II.12. Schéma de ferraillage de l'escalier.....	49
Figure II.13. Schéma statique de la poutre palière	49
Figure II.14. Schéma de ferraillage de la poutre palière.....	52

Figure II.15. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	52
Figure II.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	55
Figure II.17. Coupe transversale de l'acrotère.....	55
Figure II.18. Section à ferrailer	58
Figure II.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère	60
Figure II.20. Schéma statique et concept d'ascenseur.....	60
Figure II.21. Coupe transversale d'ascenseur.....	61
Figure II.22. Schéma représentant la surface (ascenseur).....	61
Figure II.23. Schéma de ferrailage du local machine.....	64
Figure II.24. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	65

Chapitre III

Figure III.1. Spectre de réponse	70
Figure III.2. Disposition des voiles de contreventement.....	70
Figure III.3. Vue en 3D du modèle obtenue par ETABS.....	71
Figure III.4. Mode 1 (translation suivant l'axe x-x)	72
Figure III.5. Mode2 (translation suivant l'axe y- y)	72
Figure III.6. Mode3 (rotation suivant l'axe z- z)	72

Chapitre IV

Figure IV.1. Zone nodale.....	79
Figure IV.2. Ancrage des armatures transversales	80
Figure IV.3. Section d'un poteau.....	83
Figure IV.4. Répartition des moments dans les zones nodales.....	89
Figure IV.5. Schéma des contraintes.....	93

Chapitre V

Figure V.1. Semelle filante.....	99
Figure V.2. Schéma du radier.....	103
Figure V.3. Schéma statique du débord.....	106
Figure V.4. Schéma des lignes de ruptures du radier.....	107
Figure V.5. Répartition des charges sur la nervure la plus défavorable selon le sens x-x.....	108
Figure V.6. Répartition des charges sur la nervure la plus défavorable selon le sens y-y.....	108

Figure V.7. Schéma statique de la nervure selon le sens **x-x**.....**109**

Figure V.8. Schéma statique de la nervure selon le sens **y-y**.....**109**

Figure V.9. Schéma des nervures.....**110**

Figure V.10. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....**112**

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....11

Tableau I.2. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....11

Tableau I.3. Evaluation des charges revenant au dalle pleine.....12

Tableau I.4. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....12

Tableau I.5. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....12

Tableau I.6. Charge permanente et d’exploitation revenant au palier en dalle pleine.....13

Tableau I.7. . Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....13

Tableau I.8. Résultats de la descente de charge du poteau (P.C5).....15

Tableau I.9. Résultats de la descente de charge du poteau (P.B2).....17

Tableau I.10. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....19

Tableau I.11. . Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....21

Tableau I.12. Dimensions des poteaux.....21

Chapitre II

Tableau II.1. Tableau des différents types des poutrelles.....23

Tableau II.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles24

Tableau II.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d’actions.....24

Tableau II.4. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d’actions.....26

Tableau II.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du sous sol (parking).avec un plancher commerce28

Tableau II.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du l’entre sol (commerce) avec un plancher d’habitation.28

Tableau II.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC au niveau 7 (habitation).	28
Tableau II.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du niv 8 et niv 5 (terrasse).....	29
Tableau II.9. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	29
Tableau II.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	36
Tableau II.11. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	37
Tableau II.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	37
Tableau II.13. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	37
Tableau II.14. Vérifications de la flèche à l'ELS après l'augmentation de la section de ferrailage.....	38
Tableau II.15. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	39
Tableau II.16. . Données des différents types de dalle pleine.....	40
Tableau II.17. Calcul du ferrailage à l'ELU de D1.....	41
Tableau II.18. Vérifications de la flèche à l'ELS de D1.....	43
Tableau II.19. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	44
Tableau II.20. Vérification de l'effort tranchant.....	44
Tableau II.21. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	44
Tableau II.22. Vérification des contraintes à l'ELS.....	45
Tableau II.23. Calcul du ferrailage à l'ELS quand $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st}$	45
Tableau II.24. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	45
Tableau II.25. Sollicitations dans l'escalier.....	47
Tableau II.26. Ferrailage de l'escalier.....	47
Tableau II.27. Vérification des contraintes à l'ELS.....	48
Tableau II.28. Résultats de la vérification de la flèche.....	48
Tableau II.29. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)	50
Tableau II.30. Vérification des contraintes à l'ELS	52
Tableau II.31. Moments et ferrailages correspondant.....	53
Tableau II.32. Vérification des contraintes.....	54

Tableau II.33. Charge permanente revenant à l'acrotère	56
Tableau II.34. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	57
Tableau II.35. Ferrailage de la dalle D'ascenseur	63
Tableau II.36. . Vérifications des contraintes à l'ELS.....	64
Tableau II.37. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	64
Tableau II.38. Vérification des contraintes.....	65

Chapitre III

Tableau III.1. Valeurs des pénalités.....	68
Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	71
Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	73
Tableau III.4. Vérification de l'effort réduit.....	73
Tableau III.5. Vérification de l'interaction voile/portique sous charges verticales	74
Tableau III.6. Vérification de l'interaction verticale après l'augmentation des sections des poteaux	74
Tableau III.7. Vérification de l'interaction voile/portique sous charges horizontales.....	75
Tableau III.8. Vérification des déplacements de niveaux.....	76
Tableau III.9. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	77
Tableau III.10. Dimensions finales des éléments structuraux.....	77

Chapitre IV

Tableau IV.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	79
Tableau IV.2. Les sollicitations dans les différents poteaux.....	80
Tableau IV.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	81
Tableau IV.4. Ferrailage transversale des poteaux.....	82
Tableau IV.5. Vérification du flambement pour les différents poteaux	82
Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton	83
Tableau IV.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	84
Tableau IV.8. Dimensions de la zone nodale.....	84
Tableau IV.9. Ferrailage des poutres principales	85

Tableau IV.10. Ferrailage des poutres secondaires	86
Tableau IV.11. Vérification des contraintes tangentielles	88
Tableau IV.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	88
Tableau IV.13. Vérification de l'état limites de compression du béton.....	88
Tableau IV.14. Vérification des conditions de la flèche des poutres	89
Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux.....	89
Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres.....	90
Tableau IV.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	90
Tableau IV.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	91
Tableau IV.19. sollicitations maximales dans les voiles $V_{x1,x2,x3}$	92
Tableau IV.20 Sollicitations et ferrailage des voiles $V_{x1,x2,x3}$ dans tous les niveaux.....	95
Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage des voiles V_{x4} dans tous les niveaux.....	95
Tableau IV.22. Sollicitations et ferrailage de voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	96
Tableau IV.23. Sollicitations et ferrailage de voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	97

Chapitre V

Tableau V.1. Section d'armature du radier.....	104
Tableau V.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	105
Tableau V.3. Section d'armature du radier à l'ELS.....	105
Tableau V.4. Section d'armature du débord	106
Tableau V.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	106
Tableau V.6. Section d'armature du débord à l'ELS.....	106
Tableau V.7. Chargement sur les travées du sens x-x.....	109
Tableau V.8. Chargement sur les travées du sens y-y.....	109
Tableau V.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	110
Tableau V.10. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	110
Tableau V.11. Résultats de ferrailage des nervures.....	111
Tableau V.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	111
Tableau V.13. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	112
Tableau V.14. Ferrailage des voiles périphériques.....	113
Tableau V.15. Vérification des contraintes à l'ELS.....	115

Symboles
et
Notations

Tableau des symboles et notations

Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
A_r	Aire d'une section d'acier de répartition
A_t	Aire d'une section d'acier transversal
A_s	Aire d'une section d'acier
b	La largeur
B_r	Section réduite du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
F_{cj}	Résistance caractéristique de compression à j jour
F_{tj}	Résistance caractéristique de traction à j jour
F_e	Limites d'élasticité
G	Charges permanente
Q	Charge d'exploitation
E	Action accidentelles
q_u	Charges réparties ultime
q_s	Charges réparties de service
I	Moment d'inertie
M_u	Moment de calcul ultime
M_s	Moment de calcul de service
N_u	Effort normale ultime
N_s	Effort normal de service
V	Effort tranchant
S	Surface plane de la structure
d	Position des armatures tendue par rapport à la fibre la plus comprimée
e	Epaisseur
L	Longueur
L_r	Longueur de recouvrement
l_f	Longueur de flambement
I	Rayon de giration
λ	Elancement
μ_{bu}	Moment ultime réduit
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contraintes du béton à la compression
σ_s	Contraintes de l'acier à la traction
φ_t	Diamètre des armatures transversales
τ	Contraintes tangentielles de cisaillement
η	Coefficient de fissuration

Tableau des symboles et notations

l_r	Longueur de recouvrement
ξ_{bc}	Raccourcissement relatif de béton
ξ_s	Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
γ	Poids spécifique déjaugé
A	Coefficient de l'accélération de la zone
C_T	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_U	La cohésion du sol
D	Facture d'amplification dynamique moyenne
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
ELA	Etat limite accidentelle
F_s	Coefficient de sécurité
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement global
P	Poids du radier
N	Charges concentrées appliqués (ELS et ELU)
S_{rad}	Surface du radier
S_{bat}	Surface total du bâtiment
S_t	Espacement des armatures
W	Poids propre de la structure
W_{Qi}	Poids due aux charges d'exploitations
W_{Gi}	Poids due aux charges permanentes
Z	Bras de levier
f	Flèche
f_e	Limites d'élasticité
h_t	Hauteur total du radier
H_N	Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau
σ	Contraintes normale
φ	L'angle de frottement interne du sol
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
h_t	La hauteur de la nervure

Introduction

Introduction générale

Introduction générale

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construction peut être considéré comme le plus ancien et le plus privilégié exercé par l'homme, il faut reconnaître toutefois qu'il lui a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des moeurs, mais surtout d'adopter de nouvelles techniques de construction.

Afin de permettre au mieux l'assimilation des connaissances acquises durant le cursus de formation, ce mémoire de fin d'études permet la préhension des différents éléments pratiques et extérieurs opportunément complémentaires au cursus universitaire, ce qui tend à représenter un avantage capital lors de l'immersion en milieu professionnel.

L'étude d'un bâtiment en R+8+Entresol+Sous sol sis à Elkseur (Béjaïa), à usage d'habitation, commercial et parking, sera présentée selon un schéma précis ayant défini l'étude en elle-même qui sera articulée autour de cinq chapitres.

Après avoir effectué un pré dimensionnement de notre structure, une étude des éléments secondaires sera effectuée mettant l'accent sur l'étude des différents éléments non structuraux, suite à cela une étude dynamique sera établie dans le but est de déterminer le comportement idéal du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations pour chacun des éléments structuraux, afin de procéder à leur étude et d'établir le ferrailage adéquat. Et enfin une dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale permettra de tirer les principaux enseignements de ce projet.

Chapitre I
Généralité Prédimensionnement
des éléments

Chapitre I : Généralités et prédimensionnement

I.1. Généralités

I.1.1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8 +Entresol + Sous sol) en béton armé a usage multiple (parking, commerce, habitation).

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.

I.1.1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation situé au Nord de la commune d'El Kseur sur la route communale reliant Berchiche à Toudja . Il fait partie du bassin versant de Oued soummam wilaya de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

I.1.1.2. Description architectural de l'ouvrage

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

Longueur \implies $L_x = 23,6$ m	;	Largeur \implies $L_y = 20,40$ m
Hauteur totale (acrotère non compris).....35,19 m		
Hauteur de sous sol, étages courants, RDC03,06 m		
Hauteur de l'entre sol.....04,59 m		

I.1.1.3. Données géotechnique du site

- Une contrainte de sol de 1,6 bars .
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.

I.1.2. Hypothèses de calcul aux états limites

I.1.2.1. Etat Limite Ultime« ELU », CBA93 (ArtA.4.3.2).

- 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, pour voir que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.1.2.2. Etat Limite de Service « ELS », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.1.2.1).
- 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.

I.1.3. Caractéristiques des matériaux utilisés**I.1.3.1. Béton**

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

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

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

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

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 accidentelles.

I.1.3.2. Acier

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

- ✓ $f_{eE400} = 400$ MPa.
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- ✓ $\gamma_s = 1.00$ (situations accidentelles).

I.1.4. 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.

I.2. Prédimensionnement

I.2.1 : Introduction :

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

I.2.2:Prédimensionnement des éléments principaux :

I.2.2.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

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

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 520 \text{ cm.} \Rightarrow 34,66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 45 \text{ cm}$**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

I.2.2.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}=580-30=550\text{cm}$)

$L_{\max}=550\text{cm} \Rightarrow 36.66\text{cm} \leq h \leq 55\text{cm}$.

On prend: $h=40\text{ cm}$ $b=30\text{ cm}$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 45)\text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30, 40)\text{ cm}^2$

I.2.2.3 Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- R.D.C, entre sol, sous-sol : $(b,h) = (50,55)\text{ cm}^2$.
- 1^{er}, 2^{eme}, étage: $(b,h) = (45, 50)\text{ cm}^2$.
- 3^{eme}, 4^{eme} étage : $(b,h) = (40, 45)\text{ cm}^2$.
- 5^{eme}, 6^{eme} étage: $(b,h) = (35,40)\text{ cm}^2$.
- 7^{eme}, 8^{eme} étage: $(b,h) = (30,35)\text{ cm}^2$.

I.2.2.4 Les voiles :

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

$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{ cm}\right)$ sans abouts ; $e = \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\text{ cm}\right)$ avec abouts

Avec :

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

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Entre sol**

$$h_e = 459 - 40 = 419 \text{ cm} \implies e = 19,95 \text{ cm.}$$

➤ **Sous sol RDC et autres niveaux**

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \implies e = 12,66 \text{ cm}$$

Au final on prend :

$$e \begin{cases} 20 \text{ cm pour l'entre sol et sous sol} \\ 15 \text{ cm pour le RDC et le reste des étages} \end{cases}$$

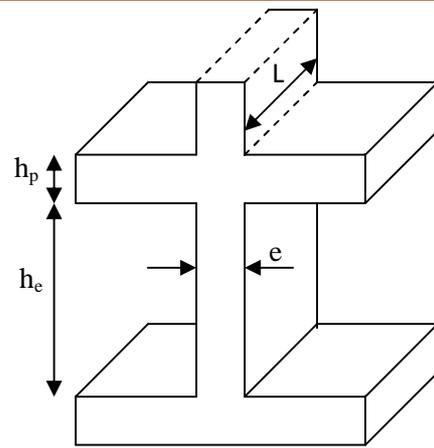


Fig.I.1. Coupe de voile en élévation.

I.2.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

I.2.3.1. les planchers :

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

a). Plancher à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ CBA (article B.6.8.4.2.4). Avec :}$$

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig.I.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (580 - 30) = 550 \text{ cm} \implies h_t \geq \frac{550}{22.5} \implies h_t = 24,44 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 5$) = 25cm.

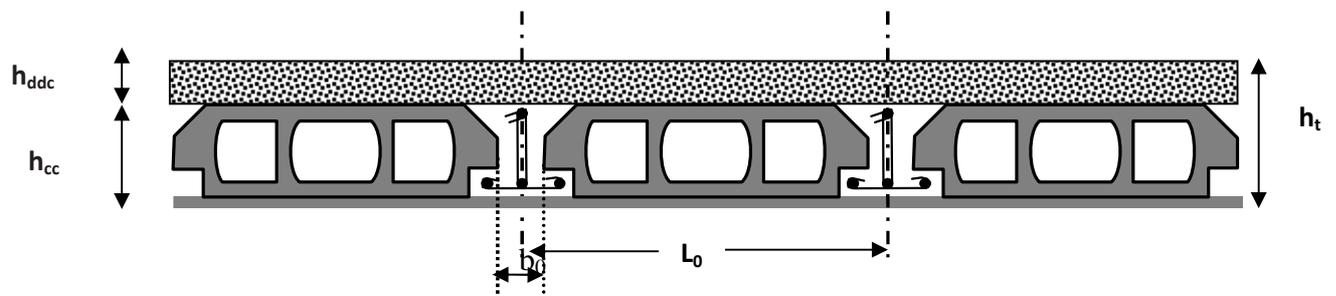


Fig. I.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Avec : h_{cc} : Hauteur du corps creux ; h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

L_0 : distance entre axe des poutrelles ; b_0 : largeur de la nervure.

• **Les poutrelles :**

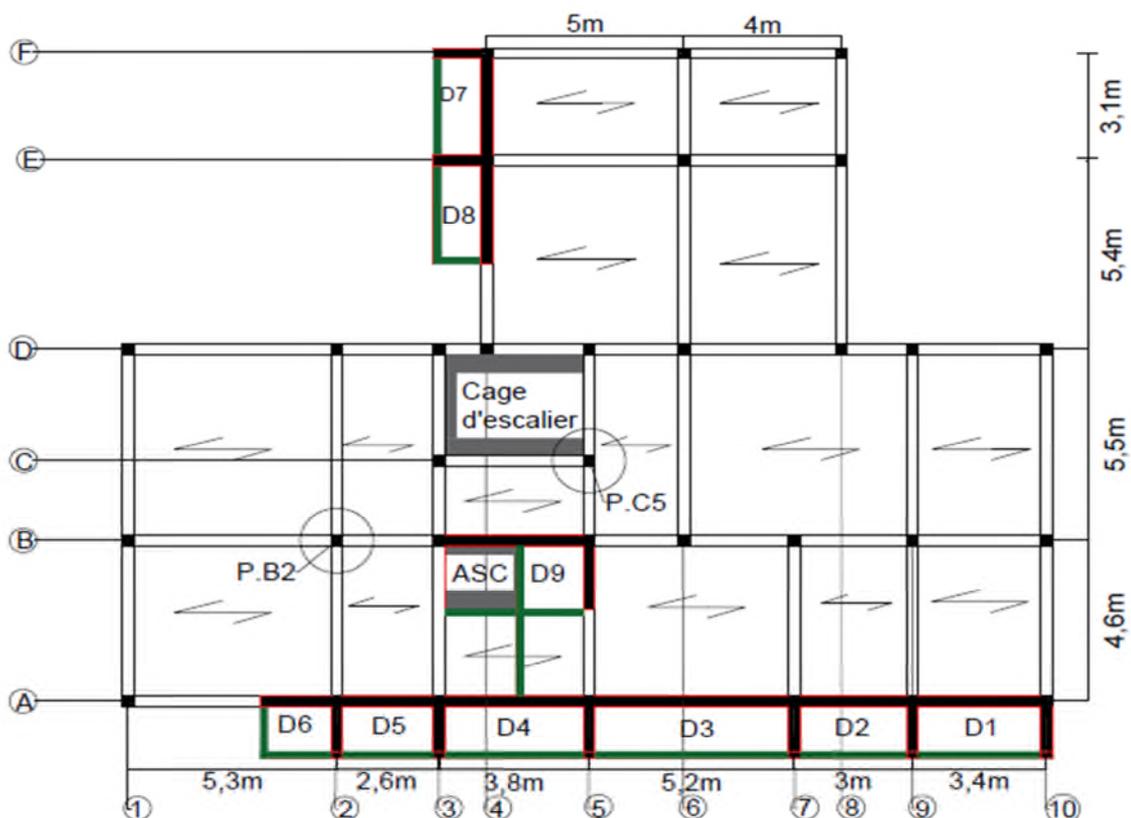
➤ **Définition :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers .



Remarque : la dalle pleine **D7** appartient juste au 5^{ème} étage ; poutre de chaînage

Fig. I.3. Plan de disposition des poutrelles

- Détermination de la largeur de la table de compression :

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

Dans notre cas ,on a ce qui suit :

$$h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}.$$

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 260 - 30 \implies L_y = 230 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5; 23) \text{ cm} \implies b = 56 \text{ cm}.$$

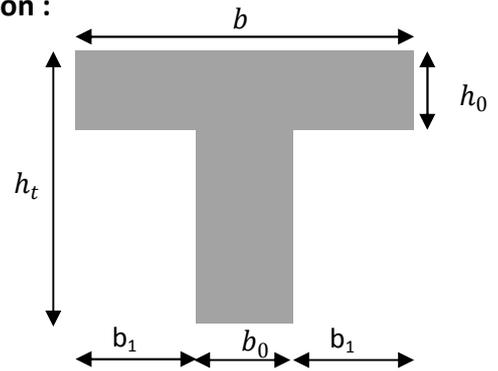


Fig. I.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

b).Plancher à dalle pleine :

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

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

➤ Critère de résistance :

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

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

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

➤ Coupe-feu :

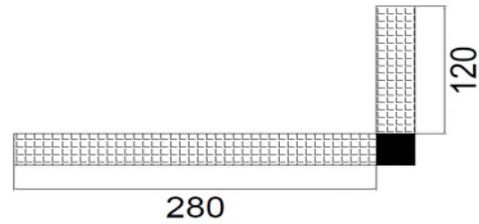
$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

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

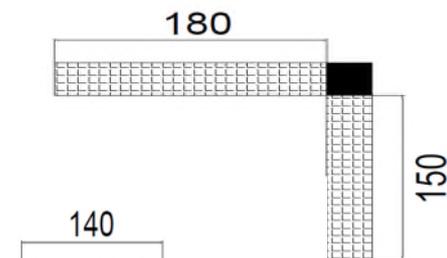
Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

- **Type 1 : dalle sur deux appuis :**

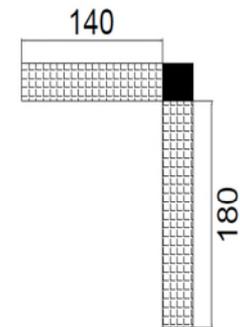
$$D8 \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{2,8} = 0,43 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3\text{cm} \end{array} \right.$$



$$D6 \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{1,8} = 0,83 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3,5\text{cm} \end{array} \right.$$

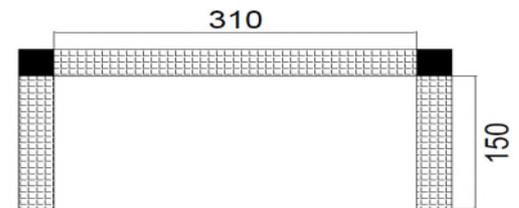


$$D9 \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{1,8} = 0,77 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3,5\text{cm} \end{array} \right.$$

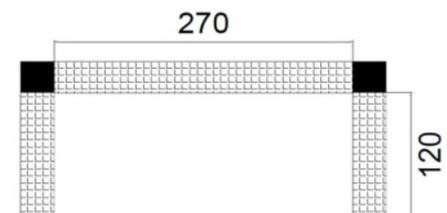


- **Type 2 : dalle sur trois appuis**

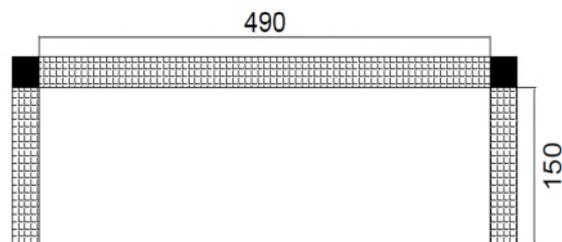
$$D1 \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{3,1} = 0,48 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3,5\text{cm} \end{array} \right.$$



$$D2 \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{2,7} = 0,44 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3\text{cm} \end{array} \right.$$



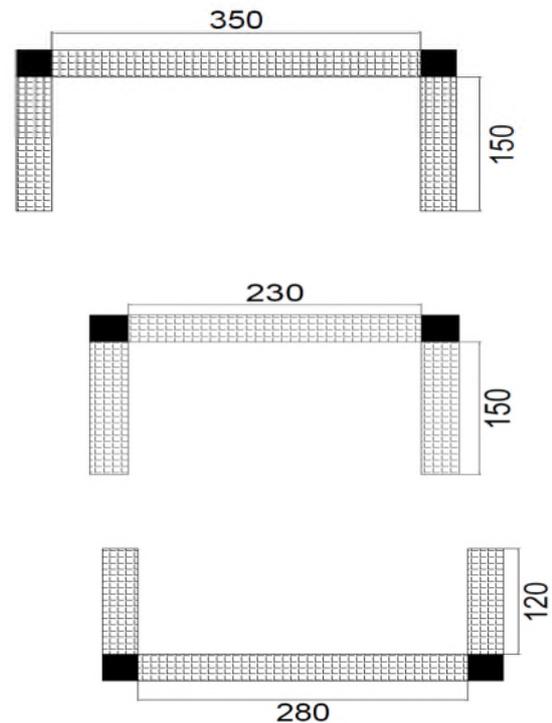
$$D3 \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{4,9} = 0,31 < 0,4 \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ e = 4,5\text{cm} \end{array} \right.$$



$$D4 \begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{3,5} = 0,43 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3,5\text{cm} \end{cases}$$

$$D5 \begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{2,3} = 0,65 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3,5\text{cm} \end{cases}$$

$$D7 \begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{2,8} = 0,43 > 0,4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ e = 3\text{cm} \end{cases}$$



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 l'épaisseur $e=12\text{cm}$ et pour l'ascenseur on prend 15cm parce que elle soumise à un chargement plus important.

I.2.3.2. Les escaliers :

➤ **Terminologie :**

- **Lamarche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à $0.5m$ de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

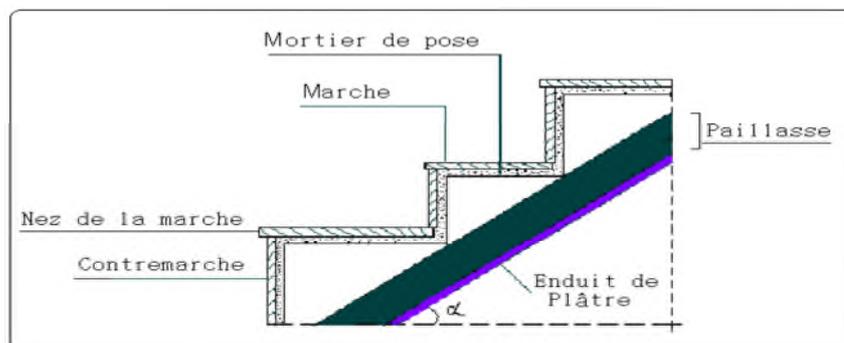
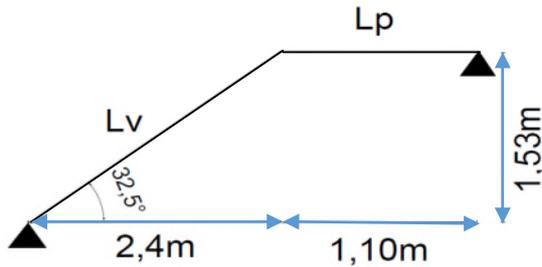


Fig. I.5. Coupe verticale de l'escalier.

➤ types d'escaliers

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées



- Fig.I.6.Schéma statique de l'escalier

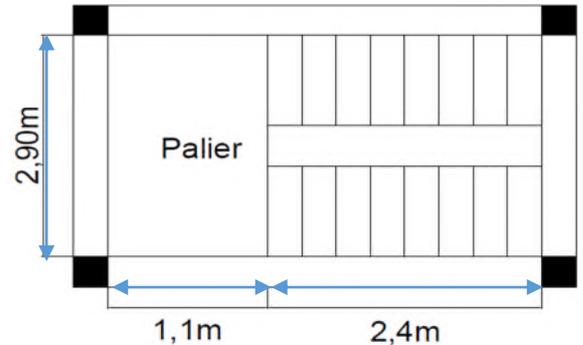


Fig.I.7.Vue en plan d'un escalier à deux volées

➤ Prédimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée ; L_0 : longueur projetée de la volée.

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

- Epaisseur de la paillasse et palier intermédiaire :

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

l_v : longueur de la volée ; L_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.1 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} \Rightarrow L = 3.95\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{395}{30} \leq e \leq \frac{395}{20} \Rightarrow 13.16\text{cm} \leq e \leq 19.75\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 14 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

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

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

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

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

I.2.4. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau I.1. 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	14,25	0,2+0,05	3,56
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,99
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5
Q parking				2,5

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

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (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	Corps creux	14,25	0,2+0,05	3,56
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01

6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,96
charge d'exploitation Q				1

Tableau I .3. Évaluation des charges revenant au dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (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				2,5
charge d'exploitation Q_{balcon}				3,5

Tableau I.4. 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 I.5.Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique(KN/m ³)	épaisseur (m)	Type 1
					Volée 1
1	dalle pleine		25	0,14/cos(α)	4,15
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4
		vertical	20	0,02h/g	0,23
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,32
5	poids des marches		22	h/2	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,6
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)					8,2

Tableau I.6. 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	0,14	3,5
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				5,93
charge d'exploitation Q				2,5

I.2.5. Prédimensionnement 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.C5 : poteau au niveau de la cage d’escalier.
- P.B2 : poteau central.

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

Tableau I.7. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) g = h b H _e γ _c
Sous-sol,	50 × 55	21,04
RDC		21,04
Entresol		31,55
Etages 1 et 2	45 × 50	17,21
Etages 3 et 4	40 × 45	13,77
Etages 5 et 6	35 × 40	10,71
Etages 7 et 8	30 × 35	8,03

Avec :

γ_c = 25 KN/m³ : poids volumique du béton.

H_e : hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 4,59 \text{ m} & \text{pour l'entre sol} \\ H_e = 3,06 \text{ m} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$

1. Prédimensionnement du Poteau (P.C5)

1.1. Surfaces afférentes

➤ Niveau 8 (Terrasse inaccessible)

$$\begin{cases} S1 = 2,54m^2 \\ S2 = 1,75m^2 \\ S3 = 2,89m^2 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,45m \\ L_{ps} = 1,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,45 * 2,45 = 8,27 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,4 * 1,75 = 5,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 13,52 \text{ KN}$$

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

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

➤ Niveau 7 au RDC

$$\begin{cases} S1 = 2,275m^2 \\ S2 = 1,75m^2 \\ S3 = 2,89m^2 \end{cases}$$

$$g_{volée} = G_v * S_2 = 8,2 * 2,275$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 18,66 \text{ KN}$$

➤ Sous sol et entre sol

$$\begin{cases} S1 = 2,275m^2 \\ S2 = 1,75m^2 \\ S3 = 2,89m^2 \end{cases}$$

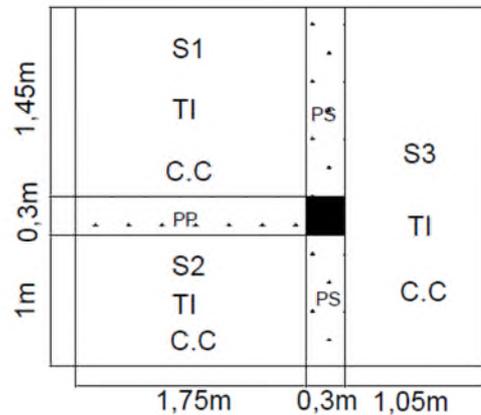


Figure I.8. Surface afférente du niveau 8

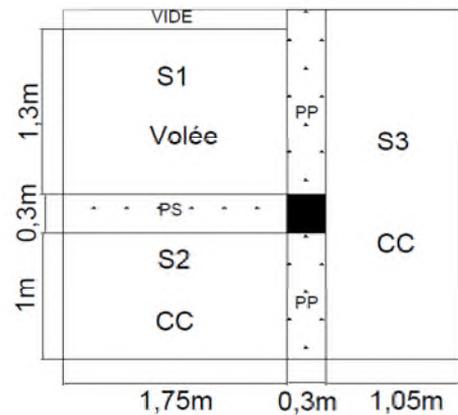


Figure I.9. Surface afférente du niveau 7 au RDC

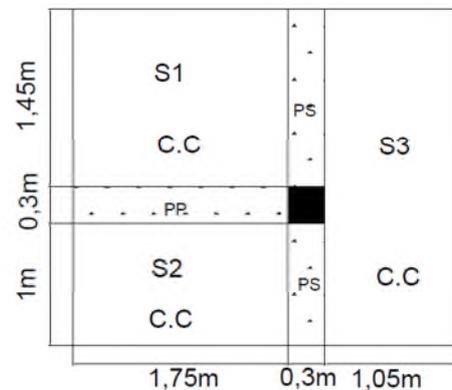


Figure I.10. Surface afférente du sous sol

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.C5) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau I.8. Résultats de la descente de charge du poteau (P.C5)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	plancher	49,97	7,18
		poutres	13,52	
		poteau	8,03	
		SOMME	71,52	7,18
étage 7	1	venant de 8	71,52	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,52	
		poteaux	8,03	
		SOMME	139,52	19,83
étage 6	2	venant de 7	139,52	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,52	
		poteaux	10,71	
		SOMME	210,2	31,22
étage 5	3	venant de 6	210,2	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,52	
		poteaux	10,71	
		SOMME	280,88	41,34
étage 4	4	venant de 5	280,88	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,52	
		poteaux	13,77	
		SOMME	354,62	50,19
étage 3	5	venant de 4	354,62	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	

		poutres	13,52	
		poteaux	13,77	
		SOMME	428,36	57,78
étage 2	6	venant de 3	428,36	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,52	
		poteaux	17,21	
		SOMME	505,54	64,11
étage 1	7	venant de 2	505,54	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,52	
		poteaux	17,21	
		SOMME	582,72	70,05
RDC	8	venant de 1	582,72	12,65
		plancher	27,79	
		Escalier	18,66	
		poutres	13,56	
		poteaux	21,04	
		SOMME	663,73	77,01
Entre sol	9	venant de l'entresol	663,73	10,77
		plancher	43	
		poutres	13,52	
		poteaux	31,55	
		SOMME	751,8	82,2
Sous sol	10	venant de RDC	751,8	35,9
		plancher	43	
		poutres	13,52	
		poteaux	21,04	
		SOMME	G = 829,36	Q = 103,3
		ELU	1,35G = 1119,64 KN	1,5Q = 154,95
		Effort normal à la base du poteau	$N_u' = 1274,59 \text{ KN}$	

2. Pré dimensionnement du Poteau (P.B2)

2.1. Les surfaces afférentes

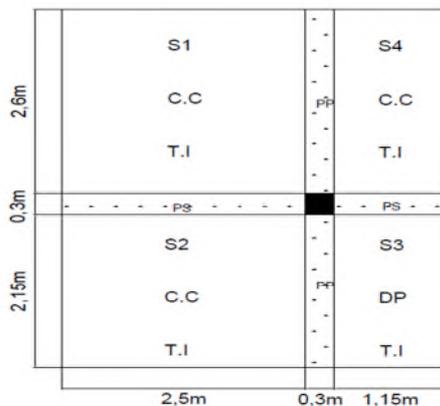


Figure I.11. Surface afférente du niveau 8

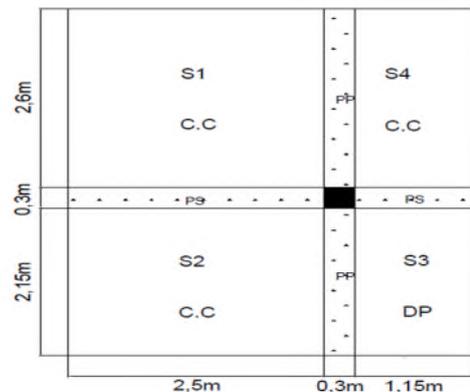


Figure I.12. Surface afférente du niveau 7 au entre sol

$$\begin{cases} S1 = 6,5 \text{ m}^2 \\ S2 = 5,375 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,47 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,99 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,75 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,65 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16,03 \text{ KN} \\ g_{ps} = 10,95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 26,98 \text{ KN}$$

➤ **Sous sol**

$$\begin{cases} S1 = 2,99 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,47 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,75 \text{ m} \\ L_{ps} = 1,15 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16,03 \text{ KN} \\ g_{ps} = 3,45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 19,48 \text{ KN}$$

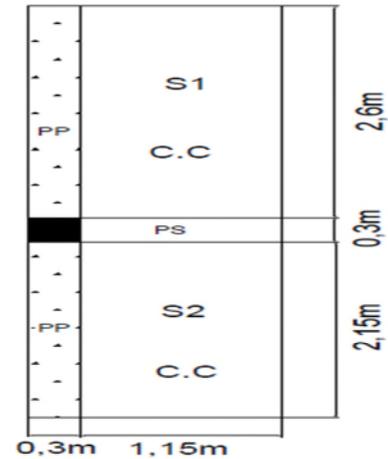


Figure I.13. Surface afférente du sous sol

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P.B2) sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau I.9. Résultats de la descente de charge du poteau (P.B2)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	plancher	120,65	17,335
		poutres	26,98	
		poteau	8,03	
	SOMME			155,66
étage 7	1	venant de 8	155,66	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
	poteaux	8,03		
SOMME			294,51	43,34
étage 6	2	venant de 7	294,51	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
	poteaux	10,71		
SOMME			436,04	66,735
étage 5	3	venant de 6	436,04	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
	poteaux	10,71		
SOMME			577,57	87,535
étage 4	4	venant de 5	577,57	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
	poteaux	13,77		
SOMME			722,16	105,735

étage 3	5	venant de 4	722,16	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
		poteaux	13,77	
		SOMME	866,75	
étage 2	6	venant de 3	866,75	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
		poteaux	17,21	
		SOMME	1014,78	
étage 1	7	venant de 2	1014,78	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
		poteaux	17,21	
		SOMME	1162,81	
RDC	8	venant de 1	1162,81	26
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
		poteaux	21,04	
		SOMME	1314,67	
Entre sol	9	venant de l'entresol	1314,67	86,675
		plancher	103,84	
		poutres	26,98	
		poteaux	31,55	
		SOMME	1477,04	
Sous sol	10	venant de RDC	1477,04	13,65
		plancher	32,7	
		poutres	19,48	
		poteaux	21,04	
		SOMME	G = 1550,26	
ELU			1,35G = 2092,85 KN	1,5Q = 326,63
Effort normal à la base du poteau			N_u' = 2419,48 KN	

En résumé :

$$N'_u (P.C5) = 1274,59 \text{ KN}$$

$$N'_u (P.B2) = 2419,48 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.B2).

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%.

$$N_u(B2) = 1,1 N'_u = 1,1 \times 2419,48 = 2661,43 \text{ KN.}$$

4. Vérifications à faire

❖ Pour le poteau B2 :

➤ Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau à la base « poteau du sous sol (50*55)cm² »

Le dimensionnement se fait à l'ELU

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

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2661,43 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,187 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

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

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,187 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ 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 I.10. 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	259,76	0,105	0,018	Vérifiée
7	508,86	0,105	0,036	Vérifiée
6	757,63	0,14	0,053	Vérifiée
5	1002,12	0,14	0,071	Vérifiée
4	1246,87	0,18	0,088	Vérifiée
3	1487,33	0,18	0,105	Vérifiée
2	1728,6	0,225	0,122	Vérifiée
1	1968,59	0,225	0,139	Vérifiée
RDC	2217,7	0,275	0,156	Vérifiée
E S	2547,77	0,275	0,179	Vérifiée
S S	2661,43	0,275	0,187	Vérifiée

➤ 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'élanement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f/i$$

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)

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

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

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau à la base (poteau du sous sol)

On a : $L_0 = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,827 \text{ m}$

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

Ce qui donne : $\lambda = 1,827/0,159 = 11,49 < 50$

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

$B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,145 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

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 I.11. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
8	259,76	0,101036	18,08	0,807	0,0924	0,0146	Vérifiée
7	508,86			0,807	0,0924	0,0287	Vérifiée
6	757,63	0,115470	15,82	0,817	0,1254	0,0429	Vérifiée
5	1002,12			0,817	0,1254	0,0558	Vérifiée
4	1246,87	0,129904	14,06	0,823	0,1634	0,0689	Vérifiée
3	1487,33			0,823	0,1634	0,0822	Vérifiée
2	1728,6	0,144338	12,66	0,828	0,2064	0,0949	Vérifiée
1	1968,59			0,828	0,2064	0,0108	Vérifiée
RDC	2217,7	0,158771	11,49	0,832	0,2544	0,0121	Vérifiée
E S	2547,77		18,25	0,806	0,2544	0,0144	Vérifiée
S S	2661,43		11,49	0,832	0,2544	0,145	Vérifiée

➤ 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

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

I.2.6. Conclusion

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

- Plancher à corps creux (20+5) cm
- Dalle pleine e = 12cm
- Epaisseur des paillasse e = 14 cm
- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \text{ pour l'entre sol et sous sol.} \\ e = 15 \text{ cm} \text{ pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (30×45) cm²
- Poutres Secondaires (30×40) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.12. Dimensions des poteaux

Niveaux	S.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 II
Etude des
éléments secondaires

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

II.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.

II.2. Calcul des planchers

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.

II.2.1. 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 ($I = \text{Constant}$).

➤ 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.

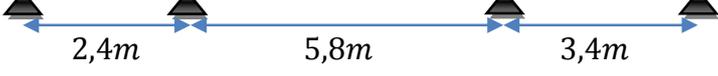
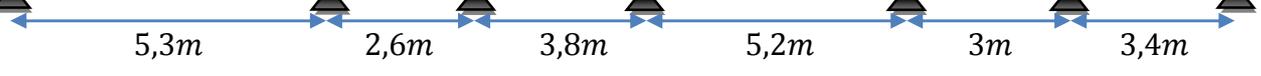
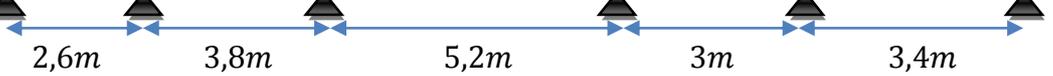
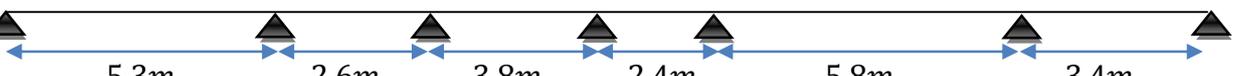
Remarque

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 8 types de poutrelles :

Tableau II. 1 : Tableau des différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	

Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose une seule natures de poutrelles :

- ✓ 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 II.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
Type 1	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5\text{KN/m}^2 \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 2,3,4,5,6,7et8	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

Pour l’étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 1 du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 3 du huitième étage (terrasse inaccessible)).

II.2.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle

1. Type 1 de plancher étage courant

➤ Schéma statique

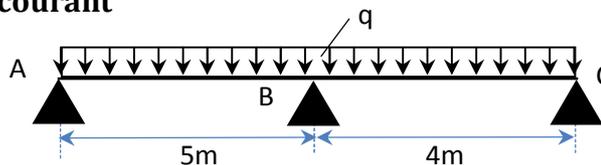


Figure II.1. Schéma statique de la poutrelle

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 II.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 Étage courant	05,99	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 10,34$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,72$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,49$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,868$

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

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

✓ **Calcul des moments**

Moments isostatiques

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 21 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 15,21 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

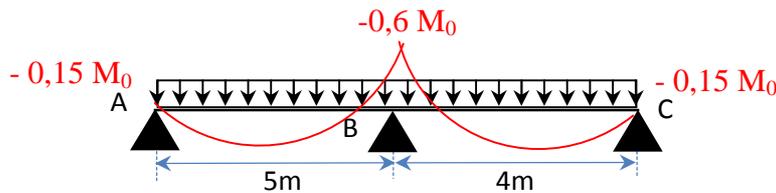


Figure II.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ **appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 12,6 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 9,126 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/20(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 $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 3,15 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 2,281 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

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

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

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

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{7,49} = 0,2$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,06 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,76 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,63 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 0,8458 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 15,96 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 11,56 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

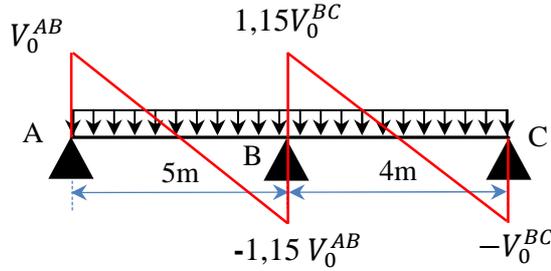


Figure II.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

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

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 16,8 \text{ KN} \\ V_B = -19,32 \text{ KN} \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 19,32 \text{ KN} \\ V_C = -16,8 \text{ KN} \end{cases}$

2. Type 6 de Sous sol

➤ schéma statique

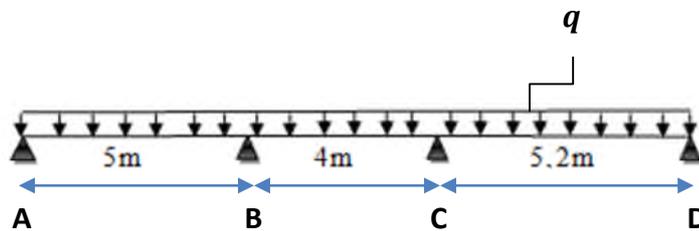


Figure.II.4. Schéma statique de la poutrelle type 6 (entre sol)

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

Tableau II.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)
Plancher Étage sous sol	5,99	5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 15,586$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 10,131$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 10,99$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 7,1435$

Calcul des sollicitations dans la poutrelle

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{5,2} = 0,77 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Calcul des moments

✓ **Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G = 3,99 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} ELU : q_u = 8,379 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ ELS : q_s = 5,846 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \end{cases}$$

$$M_A = M_D = -0,15 M_{0,3} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,3} = \begin{cases} ELU: 34,24 \text{ KN.m} \\ ELS: 24,145 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_D = \begin{cases} ELU: - 5,136 \text{ KN.m} \\ ELS: - 3,622 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{8,379 \times (3,2)^3 + 8,379 \times (5,2)^3}{8,5 \times (3,2 + 5,2)} \\ ELS: -\frac{5,846 \times (3,2)^3 + 5,846 \times (5,2)^3}{8,5 \times (3,2 + 5,2)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_C = \begin{cases} ELU: - 20,346 \text{ KN.m} \\ ELS: - 14,195 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} q_g = q_d \text{ (Même chargement)} \\ l'_g = 0,8 \times 4 = 3,2\text{m} \text{ (T.I)} \\ l'_d = 5,2\text{m} \text{ (T.R)} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

Travée CD

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5,2}{2} + \frac{20,346}{10,131 \times 5,2} = 2,986 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 3,305502 q = \begin{cases} ELU: 33,488 \text{ KN.m} \\ ELS: 23,613 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU : 33,488 - 20,346 \times \left(1 - \frac{2,986}{5,2}\right) = 24,825 \text{ KN.m} \\ ELS : 23,613 - 14,195 \times \left(1 - \frac{2,986}{5,2}\right) = 17,571 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants

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

$$\text{Travée CD: } \begin{cases} V_C = \frac{10,131 \times 5,2}{2} + \frac{20,346}{5,2} = 30,253 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{10,131 \times 5,2}{2} + \frac{20,346}{5,2} = -22,428 \text{ KN} \end{cases}$$

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 II.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du sous sol (parking). avec un plancher commerce

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)
T5	-2,196	-13,703	20,945	26,496	-1,548	-9,56	14,869
T6	-5,136	-20,346	24,825	30,253	-3,622	-14,195	17,571
Max	-5,136	-20,346	24,825	30,253	-3,622	-14,195	17,571
T7	-2,196	-17,067	26,031	29,209	-1,548	-11,908	18,48
Max	-5,136	-20,346	26,031	30,253	-3,622	-14,195	18,48

Tableau II.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du l'entre sol (commerce) avec un plancher d'habitation.

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)
T4	-3,54	-12,501	17,756	20,164	-2,56	-8,987	12,898
T6	-3,406	-12,061	17,08	19,789	-2,468	-8,671	12,407
T8	-3,54	-21,441	17,756	21,539	-2,56	-15,415	12,898
Max	-3,54	-21,441	17,756	21,539	-2,56	-15,415	12,898

Tableau II.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC au niv 7 (habitation).

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	-3,149	-12,598	15,958	19,317	-2,282	-9,13	11,564
T2	-3,54	-12,312	17,838	20,128	-2,564	-8,852	12,957
T3	-4,238	10,117	18,476	19,602	-3,071	-7,274	13,445
T4	-3,54	-12,501	17,756	20,164	-2,564	-8,987	12,898
T8	-3,54	-21,441	17,756	21,539	-2,564	-15,415	12,898
Max	-4,238	-21,441	18,476	21,539	-3,071	-15,415	13,445

Tableau II.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du Niv 8 et Niv 5 (terrasse).

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	-3,32	-13,279	16,598	20,361	-2,42	-9,701	12,127
T4	-3,73	-12,702	18,921	21,164	-2,72	-9,226	13,847
T8	-3,73	-21,787	18,921	21,164	-2,725	-15,825	13,847
Max	-3,73	-21,702	18,921	21,164	-2,725	-15,825	13,847

II.2.3. Ferrailage des poutrelles

➤ **Ferrailage longitudinal**

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 5 groupes de ferrailage :

Tableau II.9. 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)
Sous sol	-5,136	-20,346	24,825	30,253	-3,622	-14,195	17,571
T7 Sous sol	-2,196	-17,067	26,031	29,209	-1,548	-11,908	18,48
Entresol	-3,54	-21,441	17,756	21,539	-2,56	-15,415	12,898
RDC au Niv 7	-4,238	-21,441	18,476	21,539	-3,071	-15,415	13,445
Terrasse inaccessible	-3,73	-21,702	18,921	21,164	-2,725	-15,825	13,847
MAX	-5,136	-21,702	26,031	30,253	-3,622	-15,825	18,48

Exemple de calcul (type 6 de sous sol.)

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 24,825 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -20,346 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -5,136 \text{ KN.m} \\ V = 30,253 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 17,571 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -14,195 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,622 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65\text{cm}$ au lieu de $b=56\text{cm}$ qui est dimensionné par rapport à la petite travée ($l = 2,4\text{ m}$) ; dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ($l = 5,8\text{ m}$).

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$; $h = 25\text{ cm}$; $h_0 = 5\text{ cm}$; $f_c = 400\text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25\text{ MPa}$

➤ **Ferrailage en travée**

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0946\text{ MN.m} > M_{tu} = 0,024825\text{ MN.m} \Rightarrow \text{calcule d'une section (b \times h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,024825}{14,2 \times 0,65 \times 0,23^2} = 0,051 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051} \right] = 0,065$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,23(1 - 0,4 \times 0,065) = 0,224\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,024825}{0,224 \times 348} = 3,18 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 3,18\text{cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,80\text{ cm}^2 < A_t = 3,18\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **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**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{20,346 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,23^2} = 0,270 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

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

$$\mu_{bu} = 0,270 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,404 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,193\text{m} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 3,03 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{5,136 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,23^2} = 0,068 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,088 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,222 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{5,136 \times 10^{-3}}{0,222 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 3,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

En travée : $A = 3,18 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA12 = 3,39 cm^2

En appui intermédiaire : $A = 3,03 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA12+1HA10 = 3,05 cm^2

En appui de rive : $A = 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12 = 1,13 cm^2

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm} ; 7,14 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

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

$$\tau_u = 30,253 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,23) = 1,31 \text{ MPa}$$

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

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:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 20,7 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 101 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 47,53 \text{ cm} \quad \text{D'où,} \quad St = 20 \text{ cm}$$

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

✓ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 30,253 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,87 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(30,253 \times 10^{-3} - \frac{20,346 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

$A_l = -1,96 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 20,7 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 30,253 \text{ KN} < 138,17 \text{ KN}$ vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

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

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

$$\tau_1^u = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91. L. III. 3}$$

$$H = -102,8 \text{ cm}^3 = -1,028 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure ⇒ calcul d'une section en T

$$\text{Donc : } b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 5 + 30 \times 3,39] \times y - [(65 - 10) \times 5^2 + 30 \times 23 \times 3,39] = 0$$

$$10y^2 + 651,7y - 3714,1 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

la solution d'équation : $y = 5,27 \text{ cm}$

✓ Moment d'inertie I de la section efficace

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 5,27^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{5^3}{12} + (65 - 10) \times 5 \times \left(5,27 - \frac{5}{2}\right)^2 + 15 \times 3,39 \times$$

$$(23 - 5,27)^2 \Rightarrow I = 19155,67 \text{ cm}^4$$

✓ Contrainte de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{17,571 \times 10^{-3}}{19155,67 \times 10^{-8}} \times 5,27 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,83 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. Vérifié (BAEL E. III. 2).}$$

✓ En appui intermédiaire

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -698,5 \text{ cm}^3 = -6,98 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

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

✓ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 50,85y - 1169,55 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 152,42 \Rightarrow y = 10,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (10,64)^3}{3} + 15 \times 3,05(23 - 10,64)^2$$

$$I = 11004,38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,195 \times 10^{-3}}{11004,38 \times 10^{-8}} \times 10,64 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 13,72 \\ \quad \quad \quad MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \quad MPa \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche**

✓ **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 5,2 \text{ m} ; M_{0s} = 23,61 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 17,571 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,744 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 25 \text{ cm} < 25,79 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 2,07 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{or } A = 3,39 > 2,07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque la première et deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{520}{1000} + 0,5 = 10,2 \text{ mm}$$

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 besoin de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,744 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,744 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,744 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 9,79 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 7,45 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 17,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{avec: } j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,99 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 4,56 \text{ KN.m}$$

✓ **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.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,90 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,156 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 23} = 1,47 \%$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 139,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 103,43 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 249,35 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 19155,60 \text{ cm}^4 \\ y = 5,27 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,644 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,550 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,780 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 8,65 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 38171,72 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 14675,48 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 16215,06 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 12902,98 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 24069,79 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 10,17 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,83 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 11,60 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5,56 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 12,38 \text{ mm} > \bar{f} = 10,2 \text{ mm}$$

⇒ la flèche n'est pas vérifiée

Donc : on doit augmenter le ferrailage et la largeur de la nervure et les vérifications avec cette section est montrées dans le tableau (II.14 page 38)

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 6 de sous sol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10.Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	$\alpha \cdot 10^{-2}$	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Sous sol	Travée	24,825	0,051	6,5	22,4	3,18	1,80	3HA12= 3, 39
	Appui Inter	-20,346	0,270	40,4	19,3	3,03	0,23	2HA12+1HA10 = 3, 05
	appui de rive	-5,136	0,068	8,8	22,2	0,66	0,23	1HA12= 1, 13
Type 7 sous sol	Travée	26,031	0,053	6,8	22,4	3,34	1,80	3HA12= 3, 39
	Appui Inter	-17,067	0,231	33,3	19,9	2,50	0,23	2HA12+1HA10 = 3, 05
	appui de rive	-2,196	0,029	3,7	22,7	0,28	0,23	1HA12= 1, 13
Entre sol	Travée	17,756	0,036	4,63	22,6	2,26	1,8	3HA10= 2, 36
	Appui Inter	21,441	0,285	43,1	19	3,23	0,23	3HA12= 3, 39
	appui de rive	3,54	0,047	6	22,4	0,45	0,23	1HA12= 1, 13
RDC+ Etages courants	Travée	18,476	0,037 8	4,8	22,5	2,35	1,8	2HA10+1HA12 = 2, 70
	Appui Inter	21,441	0,285	43,1	19	3,24	0,23	3HA12= 3, 39
	appui de rive	4,238	0,056	7,3	22,3	0,54	0,23	1HA12= 1, 13
Terrasse inaccessible	Travée	18,921	0,0387	4,9	22,5	2,41	1,8	2HA10+1HA12 = 2, 70
	Appui Inter	21,702	0,289	43,8	18,9	3,29	0,23	3HA12= 3, 39
	appui de rive	3,73	0,049	6,4	22,4	0,48	0,23	1HA12= 1, 13

Remarque

- D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même pour les groupes 4et5 et le même pour les groupes 1 et 2
- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :
 $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

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

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

Tableau II.11. 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)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Sous sol	1,31 < 3,33	4,18 > 0,87	6,44 > -1,96	30,253 < 138,17	1,24 < 3,33
Entre sol	0,93 < 3,33	4,52 > 0,62	5,75 > -2,36	21,539 < 138,17	0,88 < 3,33
RDC + Etages courants +TI	0,93 < 3,33	3,83 > 0,62	6,09 > -2,39	21,539 < 138,17	0,88 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.12. 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
Sous sol	Travée	18,48	3,39	5,27	19155,67	5,08 < 15	Vérifiée
	appui	-14,195	3,05	10,64	11004,38	13,72 < 15	Vérifiée
Entre sol	Travée	12,898	2,36	4,49	14090,31	4,44 < 15	Vérifiée
	appui	-15,415	3,39	11,03	11761,69	14,46 < 15	Vérifiée
RDC + Etages courants +TI	Travée	13,847	2,70	4,77	15810,99	4,17 < 15	Vérifiée
	appui	-15,825	3,39	11,03	11758,899	14,84 < 15	Vérifiée

Tableau II.13. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Sous sol	Type 7 Sous sol	Entre sol	RDC + étages courants + Terrasse inaccessible
L (m)	5,2	5,8	5,3	5,3
$q_{j ser}$ (KN/m)	2,964	2,964	2,964	3,744
$q_{g ser}$ (KN/m)	3,8935	3,8935	3,8935	4,524
$q_{p ser}$ (KN/m)	7,1435	7,1435	4,8685	5,174
$M_{j ser}$ (KN.m)	7,45	7,66	7,99	10,18
$M_{g ser}$ (KN.m)	9,79	10,07	10,49	12,31
$M_{p ser}$ (KN.m)	17,96	18,47	13,13	14,07
I (cm^4)	19155,67	19155,67	14090,01	15811,04
I_0 (cm^4)	38171,72	38171,72	34903,11	36002,10
λ_i	2,90	2,90	4,16	3,63

λ_v	1,156	1,156	1,66	1,453
σ_{st}^j (MPa)	103,43	139,81	157,48	176,19
σ_{st}^g (MPa)	139,92	106,35	206,866	212,898
σ_{st}^p (MPa)	249,35	256,43	258,669	243,49
μ_j	0,550	0,664	0,570	0,646
μ_g	0,644	0,560	0,652	0,696
μ_p	0,780	0,786	0,711	0,728
I_{fji} (cm ⁴)	16215,06	16215,06	11382	11834
I_{fgi} (cm ⁴)	14675,48	14675,48	10336	11219
I_{fpi} (cm ⁴)	12902,98	12902,98	9705,7	10859
I_{fgv} (cm ⁴)	24069,79	24069,79	18407	19236
f_{ji} (mm)	3,83	4,96	6,077	7,45
f_{gi} (mm)	5,56	7,12	8,79	9,49
f_{pi} (mm)	11,60	14,83	11,70	11,22
f_{gv} (mm)	10,17	13,02	14,81	16,23
Δf (mm)	12,38	15,87	11,65	10,51
f_{adm} (mm)	10,2	10,8	10,3	10,3
Observation	<i>Non Vérifiée</i>	<i>Non Vérifiée</i>	<i>Non Vérifiée</i>	<i>Non Vérifiée</i>

On remarque que la condition de la flèche n'est pas vérifiée pour tous les niveaux donc on doit augmenter la section de ferrailage et la longueur de la nervure b_0 . Les résultants sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Vérifications de la flèche à l'ELS après l'augmentation de la section de ferrailage

Niveaux	A_s (cm ²)	b_0 (cm)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)	Y (cm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Sous sol	3AH14 = 4,62	12	24708	44491	6,02	9,67	10,2	Vérifiée
Type 7 Sous sol	2HA16 + 1HA14 = 5,56	12	28656	47017	6,506	10,78	10,8	Vérifiée
Entre sol	3HA12 = 3,39	12	19155,6	41012	5,27	8,81	10,3	Vérifiée
RDC + Etages courants +TI	3HA12 = 3,39	12	19155,6	411012	5,27	8,81	10,3	Vérifiée

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

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Type 7 Sous sol			
Sous sol			
Entre sol + RDC + Étages courants + Terrasse inaccessible			

✓ Etude de la dalle de compression

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

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

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

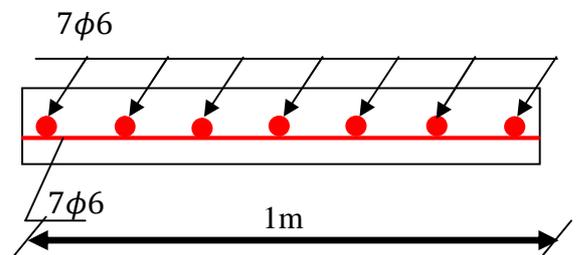


Figure II.5. Ferrailage de la dalle de compression

II.3. Calcul des planchers à dalles pleines

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

On fait le calcul pour les dalles pleines les plus défavorables (**D1,D3 et D8**).

II.3.1. Données de différentes dalles (Annexe 3)

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

TYPE	L _x (m)	L _y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	1,5	3,1	0,48	/	/	/	/
D3	1,5	4,9	0,31	/	/	/	/
D8	1,2	2,8	0,43	0,1062	0,25	0,1087	0,1087

II.3.2. Dalle sur trois appuis (panneau de dalle de l'étage courant) : (D1)

On a : $\begin{cases} L_x = 1.50m \\ L_y = 3.10m \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.1} = 0.48 \Rightarrow \rho > 0.4$$

L_x = 1.50m

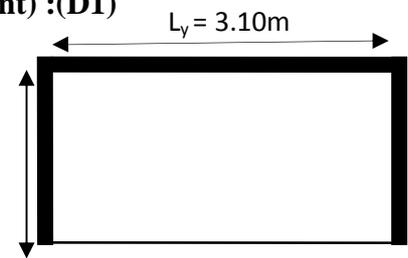


Fig II.6 : dalle sur trois appuis.

➤ **Evaluations des chargements et calculs des sollicitations**

$G = 4.43KN / m^2$

$Q = 3.50KN / m^2$

On aura donc

A l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.23KN / m^2$

A l'ELS : $P_s = G + Q = 7.93KN / m^2$

On a $\frac{L_y}{2} = 1.55m > L_x = 1.50$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

• **A L'ELU**

$$\begin{cases} M_{ox} = 13.9KN.m \\ M_{oy} = 6.32KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 13.9 = 11.82 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 6.32 = 5.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -6.95 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{oy} = -6.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1*e)m².

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.17. Calcul du ferraillage à l'ELU de D1

Position	Sens	M (KN.m)	μ _{bu}	a	z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t
Travée	X-X	11,82	0,103	0,136	0,085	3,99	1,21	4HA12=4,52	25
	Y-Y	5,37	0,046	0,059	0,088	1,76	0,96	4HA08=2,01	25
Appui	X-X,Y-Y	6,95	0,061	0,078	0,087	2,29	1,09	5HA08=2,51	20

➤ **Les vérifications**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$V_x = p_u \frac{L_x}{3} \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 7,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,089 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

✓ **Vérification des contraintes**

• **A L'ELS**

$$\begin{cases} M_{ox} = 9.81 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 9.81 = 8.34 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 4.46 = 3.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -4.91 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{oy} = -5.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Sens x-x

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 6,78 \cdot 10^{-3}y - 6,102 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$Y = 2,88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,0288^3 + 15 \times 4,52 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,0288)^2$$

$$I = 3327,71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{8,34 \cdot 10^{-3}}{3,327 \cdot 10^{-5}} \times 0,0288 \leq 0,6 \times 25$$

$$7,2 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

$$15 \times \frac{8,34 \cdot 10^{-3}}{3,327 \cdot 10^{-5}} (0,09 - 0,0288) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 229,51 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

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

$$\beta = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,34 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 5,12 \cdot 10^{-3}$$

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

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,337$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,34 \cdot 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,337}{3}\right) 201,63} = 5,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Sens y-y

$$Y = 2,05 \text{ cm}$$

$$I = 1743,5 \text{ cm}^4$$

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

$$4,45 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = 226,79 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

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

$$\beta = 5,12 \cdot 10^{-3}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,244$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

• **En appui**

$$Y = 2,25 \text{ cm} \quad ; \quad I = 2095,1 \text{ cm}^4$$

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

$$5,28 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = 236,98 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ non Vérifiée}$$

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

$$A_s = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

✓ **Evaluation de la flèche**

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

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

✓ **Pour la dalle D1**

$$12 \text{ cm} > 6,375 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$5,65 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{ Non vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.

Tableau II.18. Vérifications de la flèche à l'ELS de D1

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	X-X	0,751	0,153	0,876	0,336	$1,139 \leq 3$	Vérifiée
	Y-Y	1,154	0,26	1,173	0,385	$1,682 \leq 6,2$	Vérifiée

Les résultats de calcul de toutes les dalles pleines sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau II.19.Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a (KN.m)
D1	11,82	5,37	6,95	7,98	5,24	8,34	3,79	4,91
D3	22,82	3,94	13,43	6,17	0	16,44	2,84	9,67
D8	1,46	0,36	0,52	4,49	/	1,06	0,11	0,37

Tableau II.20.Vérification de l'effort tranchant

TYPE	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	7,98	$0,089 < 1,17$	Vérifiée
D3	6,17	$0,069 < 1,17$	Vérifiée
D8	4,49	$0,499 < 1,17$	Vérifiée

Tableau II.21.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	11,82	0,103	0,136	0,085	3,99	1,21	4HA12 = 4,52
	Y-Y	5,37	0,046	0,0599	0,0878	1,76	0,96	4HA08 = 2,01
	Appui	6,95	0,061	0,078	0,0872	2,29	1,09	5HA08 = 2,51
D3	X-X	22,82	0,199	0,28	0,799	8,21	0,96	8HA12 = 9,05
	Y-Y	3,94	0,034	0,044	0,088	1,28	0	4HA8 = 2,01
	appui	13,43	0,117	0,156	0,084	4,57	1,09	6HA10 = 4,71
D8	X-X	1,46	0,0127	0,016	0,089	0,47	1,23	4HA08 = 2,01
	Y-Y	0,36	0,0032	0,0039	0,084	0,12	0,96	4HA08 = 2,01
	Appui	0,52	0,0045	0,0056	0,09	1,16	1,09	4HA08 = 2,01

Tableau II.22. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle	M^s KN.m	Y (m)	I (10^{-5}) (m^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
D1	x-x	8,34	0,0288	3,336	$7,2 < 15$	Vérifiée	$229,54 > 201,63$	N.Vérifiée
	y-y	3,79	0,0205	1,74	$4,45 < 15$	Vérifiée	$226,79 > 201,63$	N.Vérifiée
	appui	4,91	0,0225	2,095	$5,28 < 15$	Vérifiée	$236,98 > 201,63$	N.Vérifiée
D3	x-x	16,44	0,0377	5,499	$11,27 < 15$	Vérifiée	$234,65 > 201,63$	N.Vérifiée
	y-y	2,84	0,0205	1,74	$3,33 < 15$	Vérifiée	$169,59 < 201,63$	Vérifiée
	appui	9,67	0,0293	3,44	$8,23 < 15$	Vérifiée	$255,96 > 201,63$	N.Vérifiée
D8	x-x	1,06	0,205	1,74	$1,24 < 15$	Vérifiée	$63,11 < 201,63$	Vérifiée
	y-y	0,11	0,205	1,74	$1,35 < 15$	Vérifiée	$6,86 < 201,63$	Vérifiée
	appui	0,37	0,205	1,74	$4,37 < 15$	Vérifiée	$22,27 < 201,63$	Vérifiée

Tableau II.23. Calcul du ferrailage à l'ELS quand $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st}$

Types	Sens	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
D1	X-X	5,18	5HA12 = 5,65
	Y-Y	2,35	4HA10 = 3,14
	appui	2,95	4HA10 = 3,14
D3	X-X	10,53	7HA14 = 10,78
	appui	5,98	6HA12 = 6,79

Tableau II.24. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation	f_{gv} (mm)	f_{jt} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation	
D1	X-X	0,7512	0,1526	0,8762	0,3355	$1,139 \leq 5,6$	Vérifiée
	Y-Y	1,1538	0,2604	1,1730	0,3846	$1,6817 \leq 6,2$	Vérifiée
D3	X-X	2,083	0,603	1,438	1,003	$1,915 \leq 3$	Vérifiée
	Y-Y	2,913	0,657	1,299	0,971	$2,584 \leq 9,8$	Vérifiée

Schéma de ferrailage de la dalle D1

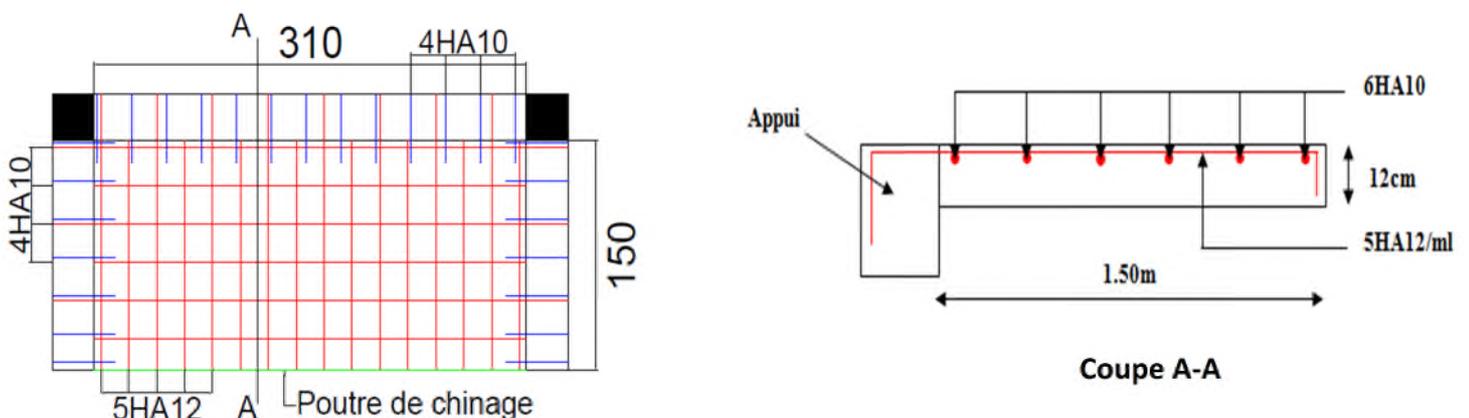


Figure II.7 Schéma de ferrailage de la dalle D1

II.4. 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

II.4.1. Escalier (reliant RDC avec le reste des étages)

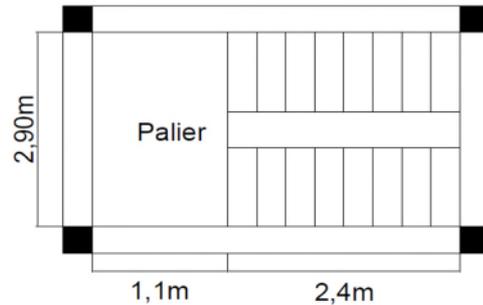
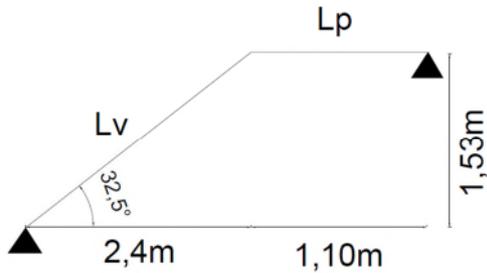


Fig II.8. Schéma statique de l'escalier

Fig II.9. Vue en plan d'un escalier à deux volées

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,2 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

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

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,82 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,75 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,70 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

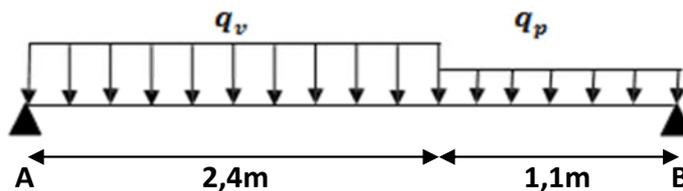


Figure II. 10. Schéma statique de l'escalier

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,4 + q_p \cdot 1,1$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 23,09 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 16,62 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 25,40 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 18,33 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **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 II.25. Sollicitations dans l'escalier

	Réaction(KN)		M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max} (KN.m)
	A	B	Travée	Appui		
ELU	24,40	23,09	16,33	-10,89	25,40	21,77
ELS	18,33	16,62	13,35	-6,28		15,70

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75M_{0u} = 16,33 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -10,885 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification de la condition $(M_t + \frac{M_g^a + M_d^a}{2}) \geq 1,25M_0 \iff 27,22 \text{ KN.m} \geq 27,21 \text{ KN.m}$

➤ **Ferrailage**

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

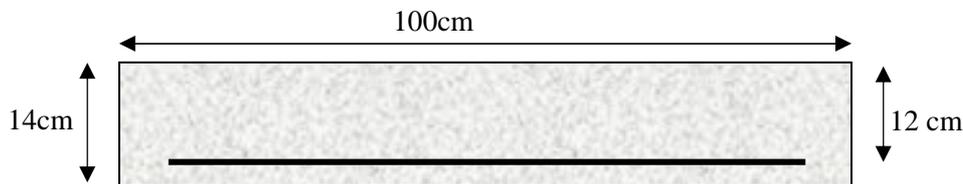


Figure II.11. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.26. Ferrailage de l'escalier

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	16,33	0,080	0,104	0,115	4,083	1,449	4HA12 = 4,52	25
appui	-10,89	0,053	0,068	0,117	2,68	1,449	4HA10 = 3,14	25

➤ **Armature de répartition**

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

En travée : $A_{rep} = 1,13 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,785 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$V^{max} = 25,40 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,211 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

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

➤ **Vérification des espacements**

la fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

- **Sens principale :** En travée $S_t = 25 \leq (3e: 33cm) = 33cm$
: En appui $S_t = 25 \leq (3e: 33cm) = 33cm$
- **Sens secondaire :** $S_t = 25 \leq (4e: 45cm) = 56cm$

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.27. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13,35	3,41	$6,32 \times 10^{-5}$	7,20	15	Vérifiée
En appui	-6,28	2,92	$4,71 \times 10^{-5}$	3,90	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

1) $\frac{h}{l} = 0,04 \leq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) = 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

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

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

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 sollicitations**

$$\begin{cases} M_t^j = 07,20 \text{ KN.m} \\ M_t^g = 10,09 \text{ KN.m} \\ M_t^p = 13,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.28. Résultats de la vérification de la flèche

F_{ji} (mm)	F_{gv} (mm)	F_{ji} (mm)	F_{pi} (mm)	ΔF (mm)	F^{adm} (mm)	Observation
0,27	1,041	0,55	0,91	1,24	7	vérifiée

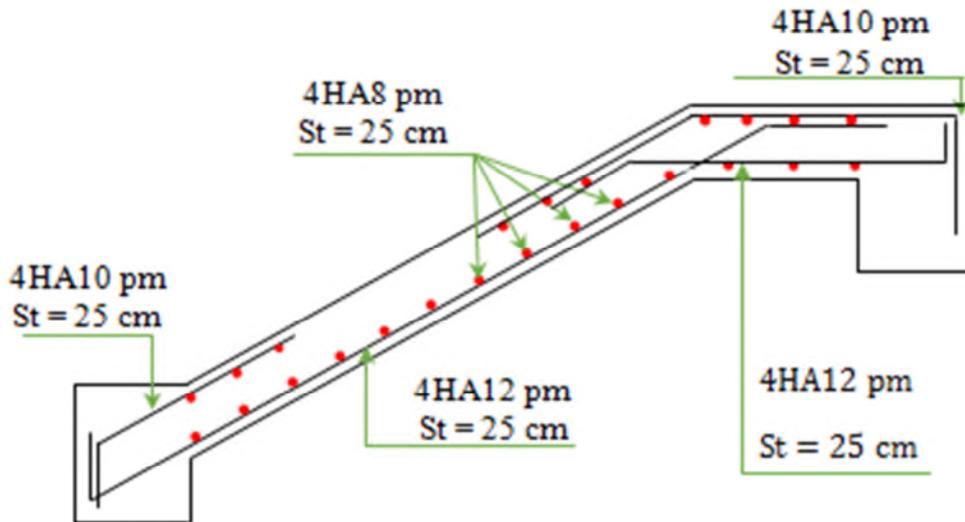


Figure II.12. Schéma de ferrailage de l'escalier

II.4.2. Etude de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définit par

le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

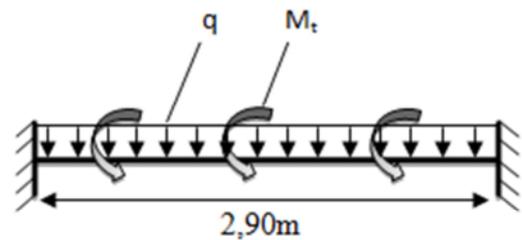


Figure II.13. Schéma statique de la poutre palière

➤ Exigences du RPA99/2003

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

➤ Etude de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

❖ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des charges

La poutre palière est soumise à

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $P_{\text{mur}} = 2,74 \times \left(\frac{3,06}{2} - 0,3\right) = 3,37 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 23,09 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 16,62 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{\text{tor}} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(g_0 + P_{\text{mur}}) + R_{Bu} = 30,677 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + P_{\text{mur}} + R_{Bs} = 22,24 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments :

$$\text{En travée : } \begin{cases} \text{ELU : } M_t^u = \frac{q_u l^2}{24} = 10,75 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = \frac{q_s l^2}{24} = 7,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} \text{ELU : } M_a^u = -\frac{q_u l^2}{12} = -21,50 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^s = -\frac{q_s l^2}{12} = -15,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 44,48 \text{ KN}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.29. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	10,75	A	0,032	0,041	0,275	1,12	1,01	Vérifiée
Appui	- 21,50		0,064	0,083	0,271	2,28	1,01	

Vérification de la contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{44,48 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

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

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

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; -1,25 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10,89 \times \frac{2,90}{2} = -15,79 \text{ KN.m}$$

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

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 ($e = \varnothing/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

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

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

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

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15,79 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 4,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{cm}$ en appui

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{tr}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15,79 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } A_{tr}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15,79 \times 10^{-3} \times 0,10}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{15,79 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,53 \text{ MPa}$$

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

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{fs2} + \tau^{tor2}} = \sqrt{0,53^2 + 2,53^2} = 2,58 \text{ Mpa}$

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

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

➤ **Ferraillage globale**

Armatures longitudinales :

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,12 + \frac{4,36}{2} = 3,3 \text{ cm}^2$; Soit 3HA12 = 3,39cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,28 + \frac{4,36}{2} = 4,46$; Soit 3HA14 = 4,62 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,54 = 0,99 \text{ cm}^2$
Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau II.30. 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	7,79	11,58	29238,36	3,09	15	Vérifiée
En appui	-15,59	9,29	32277,08	4,49	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

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

- 1) $\frac{h}{l} = 0,103 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) = 0,1 \dots\dots\dots$ vérifiée
- 2) $\frac{A}{b \times d} = 4,03 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots$ vérifiée
- 3) $L = 2,90m < 8m \dots\dots\dots$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

➤ **Schémas de ferrailage**

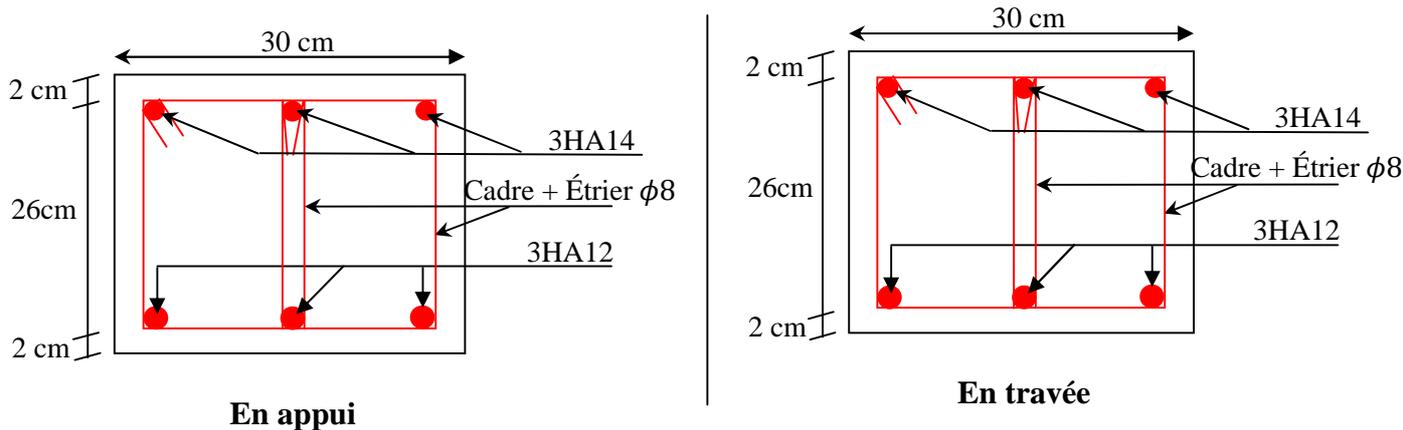


Figure.II.14.Schéma de ferrailage de la poutre palière

II.5.Etude de la poutre de chaînage

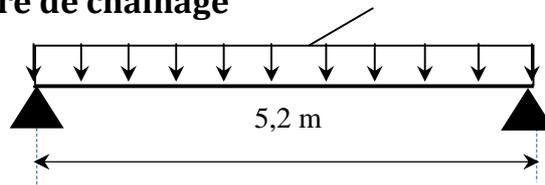


Figure II.15. Schéma statique de la poutre de chaînage

➤ **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.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm ; } h = 35$$

➤ Calcul des sollicitations

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

❖ Poids propre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,63 \text{ KN/ml}$

❖ Poids du mur : $G_M = P_{mur}(h_e + e) = 8,06 \text{ KN/ml}$

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

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(2,63 + 8,06) = 14,43 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) = 2,63 + 8,06 = 10,69 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 48,77 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 36,13 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 41,45 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 30,71 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -24,39 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -18,07 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau II.31. Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	41,45	A	0,095	0,125	0,304	3,92	1,16	3HA14 = 4,62
Appui	- 24,39		0,056	0,072	0,311	2,25	1,16	3HA12 = 3,39

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

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 37,52 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,39 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Armatures transversales**

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

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

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} = -0,3 \text{ cm}^2 < 0$$

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 et la contrainte de l'acier, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi-portée).

Tableau II.32. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)
En travée	30,71	10,07	43539,57	$7,10 \leq 15$	$232,02 \leq 201,63$
En appui	18,07	8,86	34183,19	$4,68 \leq 15$	$183,48 \leq 201,63$

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

$$\beta = 1,59 \cdot 10^{-3}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,205$

$$A_s = 5,11 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_s = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2/ml.$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} \geq 32,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

Les conditions sont observées, donc on ne doit pas vérifier la flèche à l'ELS

Schémas de ferrailage

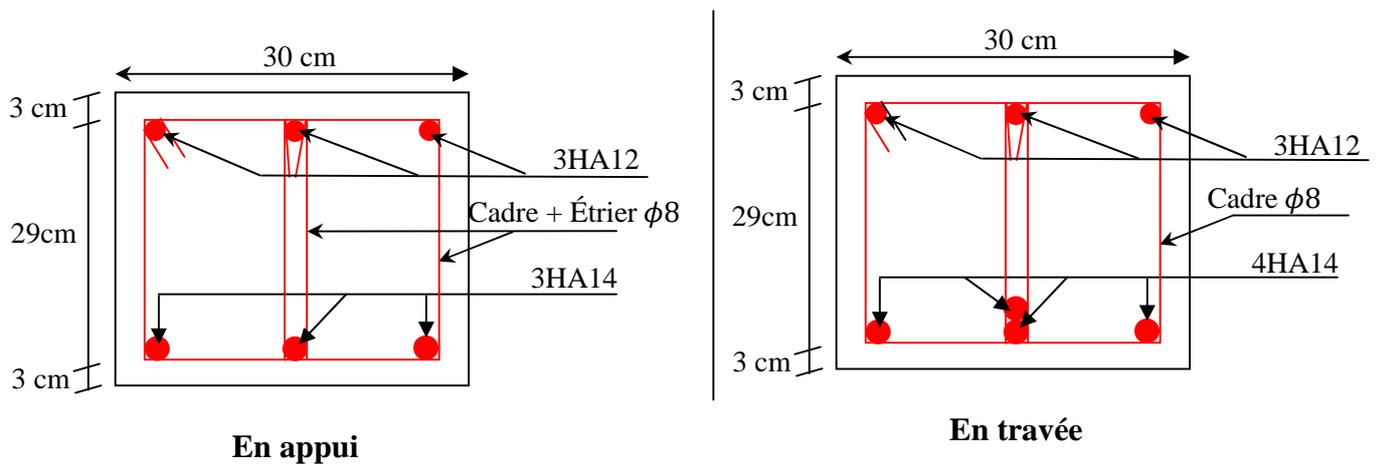


Figure II.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

II.6.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

II.6.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

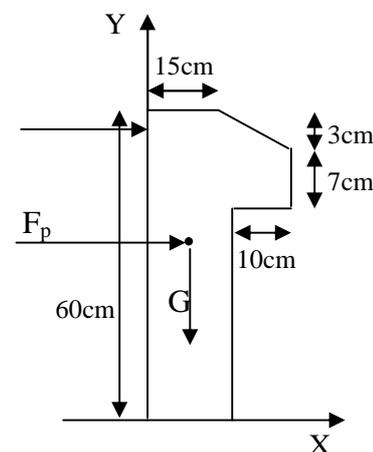


Fig. II.17. Coupe transversale de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

➤ **Charge verticale :**

Tableau II.33. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

➤ **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{KN}$$

II.6.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0,0855 \text{m} \\ Y_G = 0,32 \text{m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.32 \Rightarrow M_{F_p} = 0.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.34. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	1	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1}{2.6225} = 0.38m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2cm. L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm. 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4.h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (Art A.4.3.5)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

(RPA Article A.4.3.5)

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.38 + 0.02 + 0.00576 = 0.41 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.41 = 1.45 \text{ KN.m}$$

II.6.4 : Ferrailage de l'acrotère :

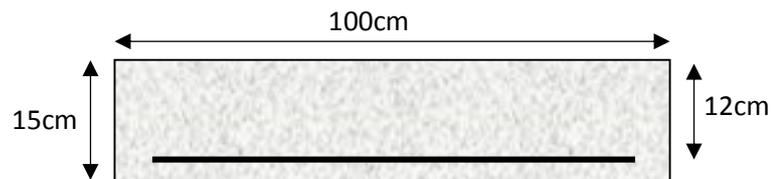


Fig. II.18. Section à ferriller.

Calcul à l'ELU :

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA} rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 1.45 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.6093 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.6093 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,00787 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0987; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.6093 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.286 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

❖ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

❖ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.0188 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}.$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; y_{\text{ser}} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_r = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_r = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

❖ Schéma de ferrailage de l'acrotère.

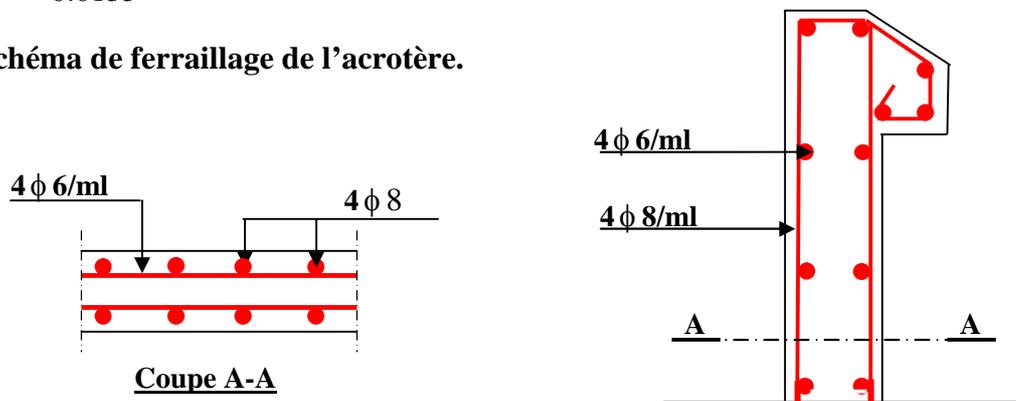


Fig. II.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

II.7. Etude de l'ascenseur

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.

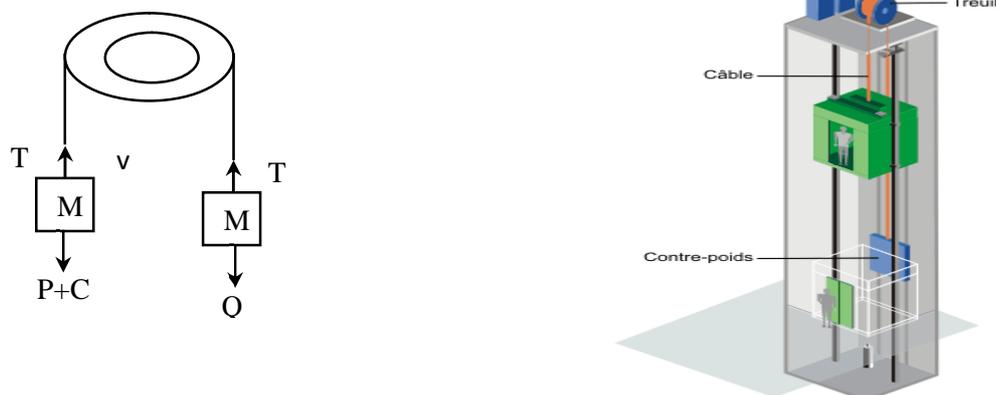


Figure II.20. Schéma statique et concept d'ascenseur

Les caractéristiques

- V= 0,63 m/s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B_s× T_s = 1,80 ×1,80 m² dimensions de la gaine.
- le poids de 6 personnes est de 500 Kg

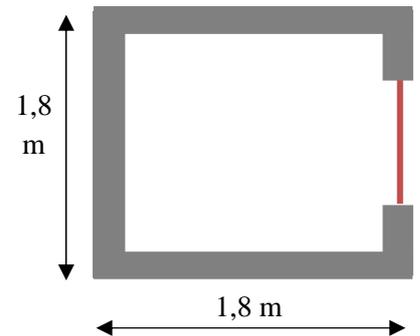


Figure II.21. Coupe transversale d'ascenseur

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.

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

➤ **Dalle de salle machine (locale).**

- h₀: épaisseur de la dalle - h: épaisseur de revêtement
- a₀ et U sont || à l_x - b₀ et V sont || à l_y

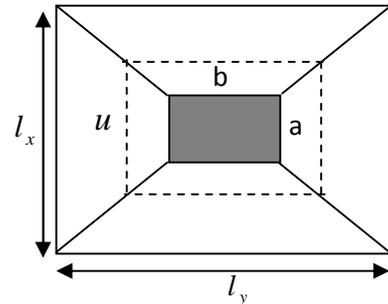
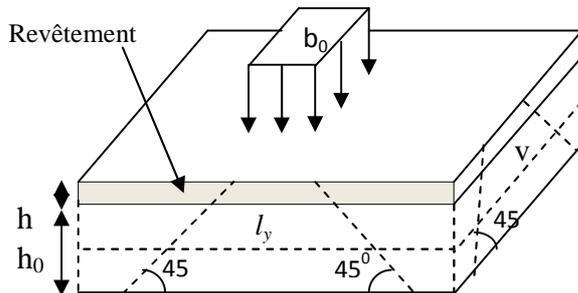


Figure II.22. Schéma représentant la surface

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

Avec

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

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0.75 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0.75 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **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 :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ 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 II.35. 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 :

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

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), $U=V$

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

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

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

➤ Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

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

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

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

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

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2 \quad ; \quad M_2^y = \mu_y M_2^x = M_2^x = 0,82$$

$$\text{La Superposition des Moments: } M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,8 \text{ kn. m}$$

➤ 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 II.36. 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)	Observation
Travée	5,78	3,14	3,06	5608,7	$3,15 < 15$	Vérifiée
Appui	- 2,72	2,36	2,7	4411,7	$1,66 < 15$	Vérifiée

Schémas de ferrailage

3HA10/ml ; $S_t=33$ cmQ

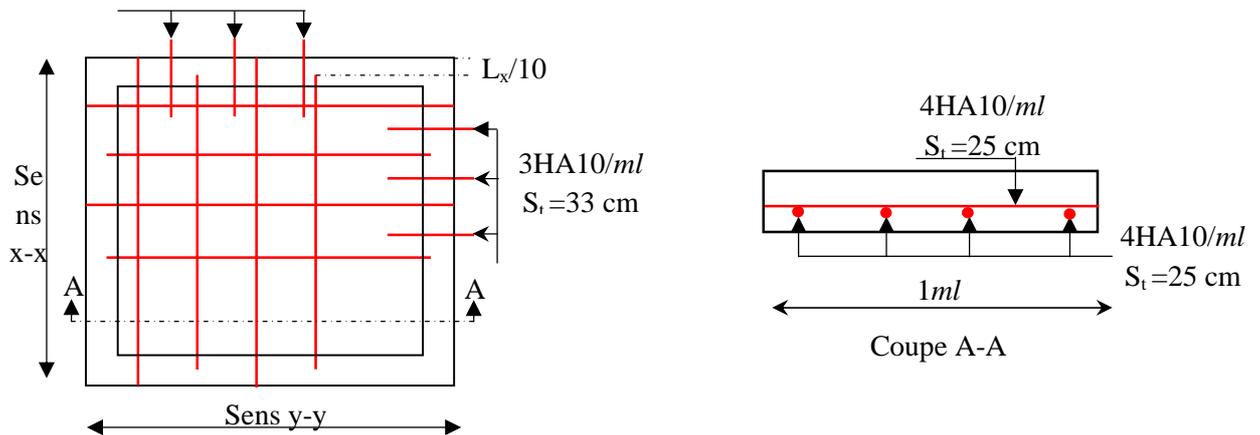


Figure II.23. Schéma de ferrailage du local machine

➤ Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h=15cm)

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

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

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

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

➤ Calcul des moments à l'ELU

$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2 \iff M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$

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

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

Ferrailage : Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II.37. 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

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

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2 \implies M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II.38. Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,7	4411,7	1,50 < 15	Vérifiée
Appui	- 1,152	2,36	2,7	4411,7	0,71 < 15	Vérifiée

➤ La flèche

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

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

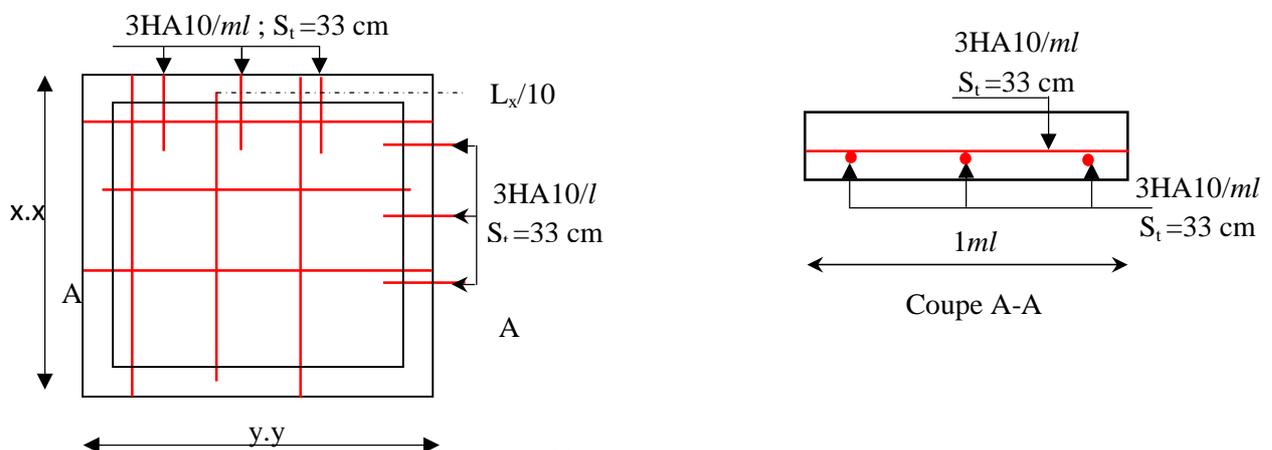


Figure II.24. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Chapitre III

Etude dynamique

Chapitre III : Etude dynamique

III.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.

III.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 balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS) 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.

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 $V_{y_{dyn}}$).

III.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 :

III.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.)

III.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.

III.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:

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
02	Redondance en plan	Non	Non	0,05	0,05
03	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	Non	Non	0,05	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Remarque :

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

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$$

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

- ✓ 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 : $W = 37648,9 \text{ KN}$

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

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

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 :

$$\xi = 10\% \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.2)}$$

$$\text{D'où, } \eta = 0,76$$

✓ On a un site meuble S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$ **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 :

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

$H = 32,13 \text{ m}$: 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.

$$\begin{cases} L_x = 23,8 \text{ m} \\ L_y = 19,15 \text{ m} \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,59 \text{ s}, 0,67 \text{ s}) = 0,59 \text{ s} \\ T_y = \min(0,66 \text{ s}, 0,67 \text{ s}) = 0,66 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 1,3 * 0,59 = 0,77 \text{ s} \\ T_y = 1,3 * 0,66 = 0,86 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,701 \\ D_y = 1,578 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 2305,47 \text{ KN} \\ V_{yst} = 2138,76 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

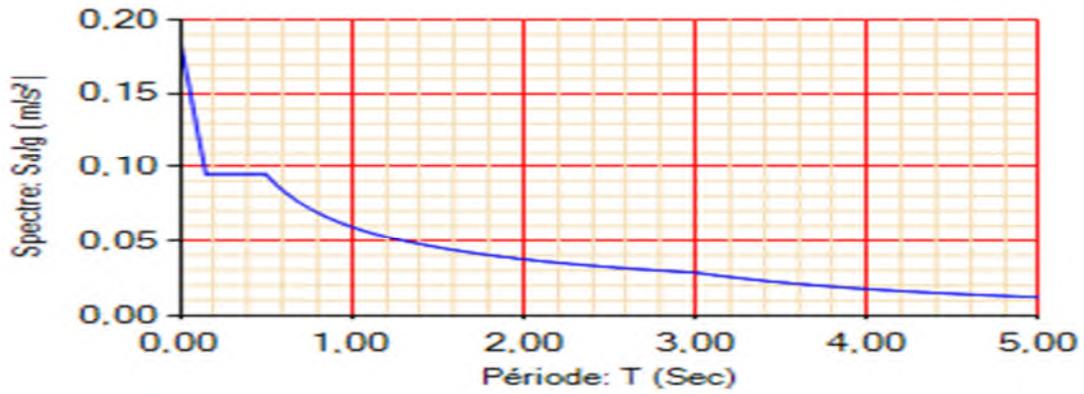


Figure III.1. Spectre de réponse

III.4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS, nous avons obtenus les résultats suivants :

III.4.3. Disposition des voiles de contreventement :

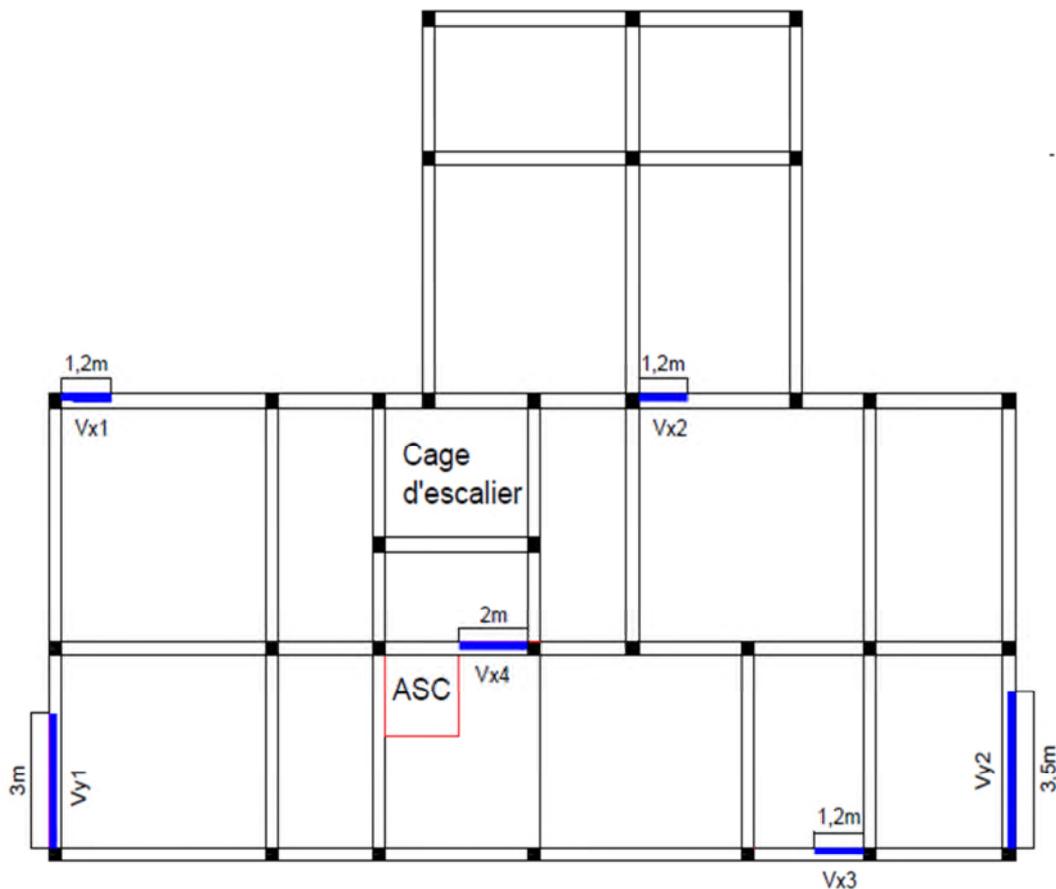


Figure III.2. Disposition des voiles de contreventement

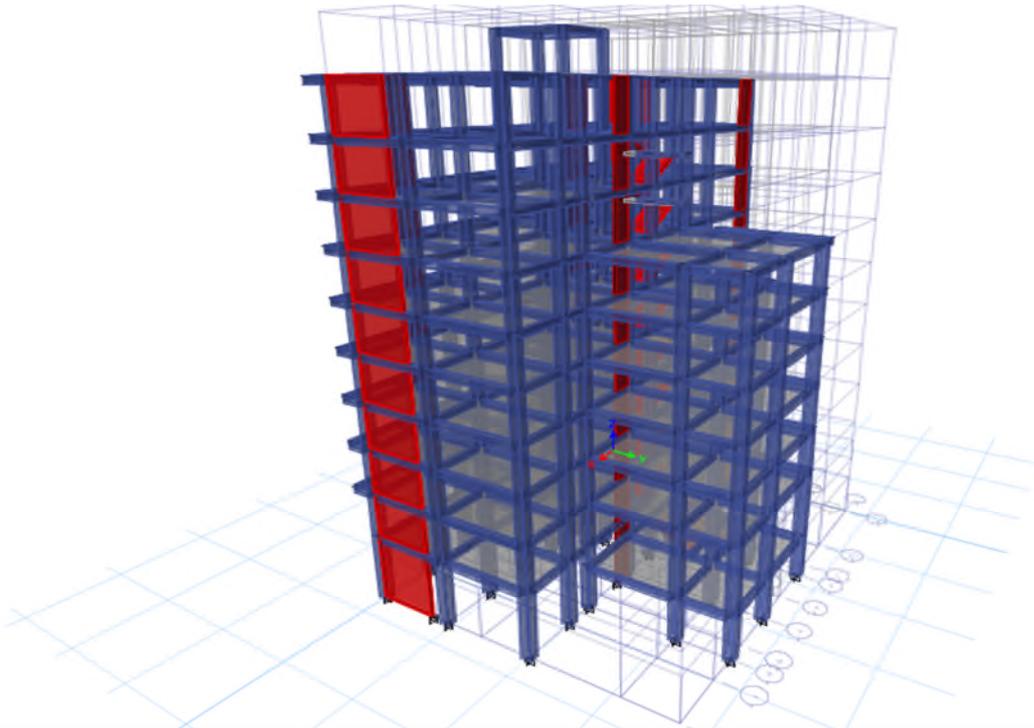


Figure III.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS

III.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 III.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	0,984	0,7038	0,0006	0,7038	0,0006
2	0,916	0,0051	0,6947	0,7089	0,6953
3	0,76	0,0626	0,0231	0,7715	0,7184
4	0,334	0,1256	0,0002	0,8971	0,7186
5	0,289	0,0002	0,1568	0,8973	0,8754
6	0,228	0,0013	0,0099	0,8986	0,8852
7	0,186	0,041	0,0002	0,9396	0,8854
8	0,155	0,0078	0,0013	0,9474	0,8867
9	0,15	0,0006	0,0247	0,9479	0,9115
10	0,142	0,0001	0	0,9481	0,9115
11	0,131	0,00001229	0,0315	0,9481	0,943
12	0,112	0,019	0,0003	0,9671	0,9433

Interprétation des résultats obtenus

- ✓ On constate que au mode 1 translation selon xx avec $T_x=0,98$ s.



Figure III.4.Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Au mode 2 translation selon yy avec $T_y=0,91$ s.



Figure III.5.Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)



Figure III.6. Mode 3 (Rotation suivant l'axe Z-Z)

- ✓ La participation massique modale atteint les 90 % de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend 07 modes selon x et 09 modes selon y

III.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

III.5.1. 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 III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1552,28	1844,375182	Non vérifiée
Suivant Y-Y	1596,02	1711,0076	Non vérifiée

Remarque :

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 $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Dans le sens xx pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0,8V_{st}/V_{dyn} = 1,188$$

Dans le sens yy pour E_y il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0,8V_{st}/V_{dyn} = 1,072$$

III.5.2. 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 III.4. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
E SOL	50	55	2750	2027,01	0,295	Vérifie
RDC	50	55	2750	1792,9	0,261	Vérifie
1 ^{er} étage	45	50	2250	1501,18	0,267	Vérifie
2 ^{eme} étage	45	50	2250	1292,97	0,23	Vérifie
3 ^{eme} étage	40	45	1800	1105,65	0,246	Vérifie
4 ^{eme} étage	40	45	1800	923,4	0,205	Vérifie
5 ^{eme} étage	35	40	1400	743,63	0,212	Vérifie
6 ^{eme} étage	35	40	1400	569,23	0,163	Vérifie
7 ^{eme} étage	30	35	1050	397,19	0,151	Vérifie
8 ^{eme} étage	30	35	1050	230,55	0,088	Vérifie

III.5.3. 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.

- ✓ On constate que l'interaction verticale n'est pas vérifiée par certains niveaux, alors on augmente les sections des poteaux.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification de l'interaction verticale après l'augmentation des sections des poteaux

Niveaux	Section	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
		Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E SOL	60*60	37705,366	6309,7809	85,665	14,335
RDC	55*60	33538,5498	5197,0826	86,583	13,417
1	55*60	29179,9365	4609,5246	86,358	13,642
2	55*55	24882,4317	4158,6585	85,680	14,320
3	55*55	20773,7685	3583,3318	85,288	14,712
4	50*55	16605,5107	3066,2026	84,413	15,587
5	50*55	12601,1557	2451,9425	83,711	16,289
6	50*50	8597,3092	1863,0415	82,189	17,811
7	45*50	5621,4905	1268,2827	81,592	18,408
8	45*45	2764,666	612,4729	81,864	18,136

Tableau III.7. 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
E Sol	783,389	1298,544	37,728	62,372	511,137	1404,438	26,683	73,317
RDC	1364,437	532,093	71,944	28,056	826,786	947,084	46,609	53,391
1	1284,534	510,013	71,580	28,420	935,844	687,101	57,663	42,337
2	1181,955	479,571	71,137	28,863	860,336	633,235	57,603	42,397
3	1103,609	394,251	73,679	26,321	868,356	545,425	61,421	38,579
4	890,985	413,876	68,282	31,718	782,312	480,444	61,953	38,047
5	791,458	296,578	72,742	27,258	787,011	371,050	67,959	32,041
6	572,209	260,983	68,677	31,323	497,473	273,923	64,490	35,510
7	380,124	218,255	63,526	36,474	402,188	211,759	65,509	34,491
8	298,338	64,197	82,292	17,708	387,977	139,672	73,529	26,471

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

III.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 :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

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 III.8. 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	4,59	0,0024	0,012	0	0,0122	0,0026	0,0004	0,002	0	0,0024	0,0005
E.Sol	3,06	0,0057	0,029	0,012	0,0163	0,0053	0,0012	0,006	0,002	0,0035	0,0011
01	3,06	0,0092	0,046	0,029	0,0176	0,0057	0,0021	0,010	0,006	0,0045	0,0014
02	3,06	0,013	0,064	0,046	0,0181	0,0059	0,0031	0,015	0,010	0,0050	0,0016
03	3,06	0,016	0,082	0,064	0,0177	0,0057	0,0042	0,021	0,015	0,0053	0,0017
04	3,06	0,019	0,099	0,082	0,0168	0,0055	0,0053	0,026	0,021	0,0054	0,0017
05	3,06	0,023	0,114	0,099	0,0152	0,0049	0,0063	0,031	0,026	0,0053	0,0017
06	3,06	0,026	0,128	0,114	0,0134	0,0043	0,0074	0,037	0,031	0,0051	0,0016
07	3,06	0,028	0,139	0,128	0,0114	0,0037	0,0083	0,041	0,037	0,0048	0,0015
08	3,06	0,029	0,148	0,139	0,0093	0,0030	0,0093	0,046	0,041	0,0046	0,0015

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.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 III.9. 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
E Sol	4,59	39916,41	0,0122	2081,93	0,051	0,0024	1915,57	0,011
RDC	3,06	35052,08	0,0163	1896,53	0,098	0,0035	1773,86	0,023
01	3,06	30565,38	0,0176	1794,54	0,098	0,0045	1622,94	0,027
02	3,06	26273,47	0,0181	1661,52	0,093	0,0050	1493,57	0,029
03	3,06	22045,71	0,0177	1497,86	0,085	0,0053	1413,78	0,027
04	3,06	17816,68	0,0168	1304,86	0,075	0,0054	1262,75	0,025
05	3,06	13654,04	0,0152	1088,03	0,062	0,0053	1158,06	0,020
06	3,06	9494,10	0,0134	833,19	0,050	0,0051	771,39	0,020
07	3,06	6274,87	0,0114	598,37	0,039	0,0048	613,94	0,016
08	3,06	3108,97	0,0093	362,53	0,026	0,0046	527,64	0,008

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.

III.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S Sol	E Sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteaux (cm ²)	60*60		55*60		55*55		50*55		50*50	45*50	45*45
Voiles (cm)	20						15				
P.P (cm ²)							30*45				
P.S (cm ²)							30*40				

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.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.

IV.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots Accidentelles \\ 0,8G \pm E \dots\dots\dots Accidentelles \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

IV.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' .

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{array} \right.$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

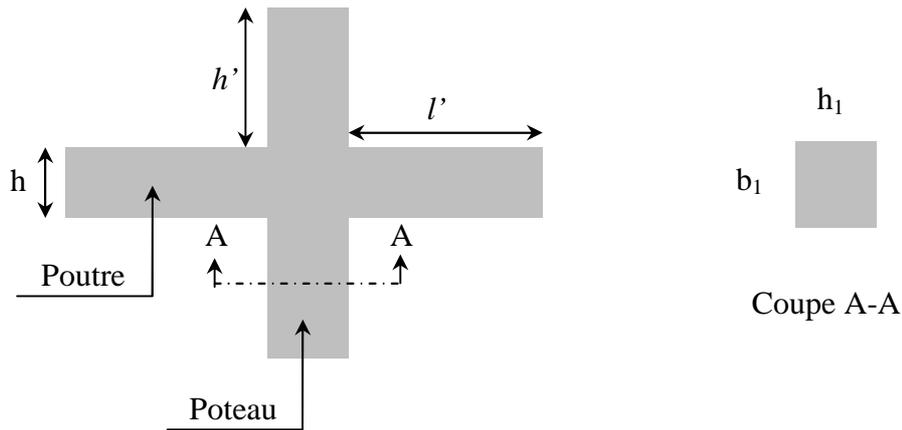


Figure IV.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.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
Sous sol et E.Sol	60×60	28,8	144	216
RDC et 1 ^{er} étage	55×60	26,4	132	198
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	24,2	121	181,5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×55	22	110	165
6 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
7 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
8 ^{ème} étage	45×45	16,2	81	121,5

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ: Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t, il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{min}$ 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 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

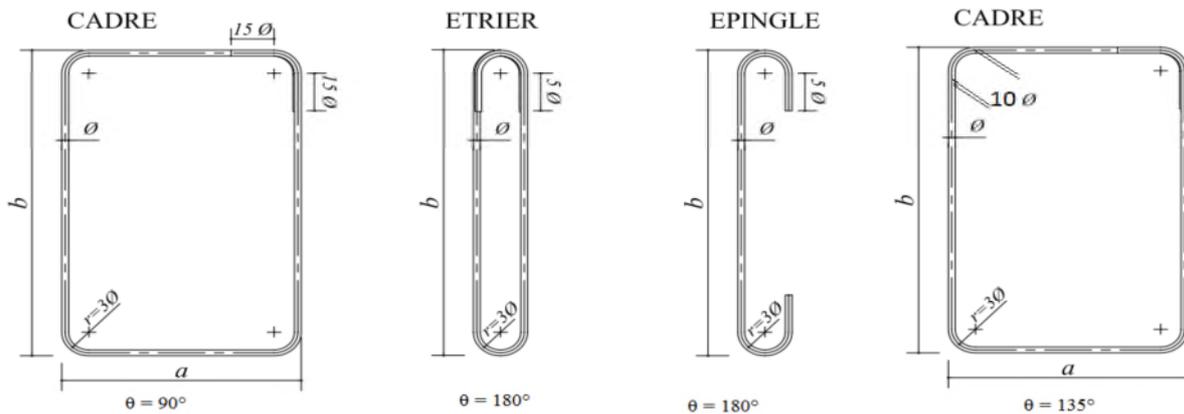


Figure IV.2. Ancrage des armatures transversales

IV.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel Etabs , les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.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)	
Sous sol	-2453,215	-6,387	631,149	15,708	72,99	-371,181	39,418
E. Sol	-2534,558	5,498	797,502	12,912	166,156	-1128,58	83,967
RDC	-2186,943	5,394	281,95	74,323	169,717	-686,833	228,019
Etage 1	-1943,032	33,0005	125,415	76,755	154,299	-653,078	204,483
Etage 2	-1700,555	15,362	12,89	66,63	127,876	-588,138	172,767
Etage 3	-1462,784	21,817	-39,751	17,114	-120,166	-944,19	143,281
Etage 4	-1226,868	21,158	-24,35	14,866	-103,287	-727,047	110,791
Etage 5	-995,203	23,465	-7,521	24,058	-97,675	-545,374	86,495
Etage 6	-765,017	22,934	-24,912	12,992	-76,987	-385,598	62,304
Etage 7	-537,713	23,67	6,326	-6,958	72,813	-188,023	49,138
Etage 8	-313,973	26,39	21,602	5,286	65,713	-114,425	47,326

IV.2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable (e = 2,5 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 entre sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{max} = 2534,5582 \text{ KN}$; $M_{corr} = -5,4989 \text{ KN.m}$ (ELU)

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57,5 \text{ cm}$;

Situation courante: $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,0022 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \Rightarrow$ le centre de pression à l'intérieur de la section

$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 691,504 \text{ KN.m}$

$N_u \times (d - d') - M_{UA} = 0,70 \dots \text{I} < (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 1,21 \dots \text{II}$

N est un effort de compression et le centre de pression à l'intérieur de la section du béton et la condition I inférieure à la condition II , donc la section est partiellement comprimé et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{691,504 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,6 \times 0,575^2} = 0,245$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Pivot A ; $A' = 0$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,358 \\ z &= d(1 - 0,4\alpha) = 0,492 \text{ m} \end{aligned} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 40,33 \text{ cm}^2$

On revient à la flexion composée :

$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -32,49 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ donc on ferraille avec $A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 28,8 \text{ cm}^2$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.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
Sous sol	60×60	S.E.T	8,6	28,8	30,29	12HA16+4HA14
E. Sol	60×60	S.E.T	10,55	28,8	30,29	12HA16+4HA14
RDC	55×60	S.E.T	6,9	26,4	28,65	12HA16+4HA12
Etage 1	55×60	S.P.C	-1,62	26,4	28,65	12HA16+4HA12
Etage 2	55×55	S.P.C	-2,96	24,2	24,63	16HA14
Etage 3	55×55	S.P.C	-1,33	24,2	24,63	16HA14
Etage 4	50×55	S.P.C	-1,026	22	22,99	12HA14+4HA12
Etage 5	50×55	S.P.C	-1,24	22	22,99	12HA14+4HA12
Etage 6	50×50	S.P.C	-0,65	20	22,99	12HA14+4HA12
Etage 7	45×50	S.P.C	0,5	18	18,1	16HA12
Etage 8	45×45	S.P.C	-0,023	16,2	18,1	16HA12

Tableaux IV.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	S.sol et E.sol	RDC et étage1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Sections	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
$\phi_l^{min}(cm)$	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
$l_f(cm)$	189,8	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
λ_g	3,16	3,32	3,32	3,65	3,65	4,06	4,06
$V(KN)$	83,96	228,019	172,76	110,79	62,304	49,138	47,326
$t_{zone\ nodal}(cm)$	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
$A_t(cm^2)$	1,31	3,56	2,94	1,89	1,17	0,92	0,98
$A_t^{min}(cm^2)$	4,56	4,32	3,96	3,51	3,18	2,67	2,41
$A_t^{adop}(cm^2)$	6HA10 = 4,71			2HA10+ 4HA8 = 3,58		6HA8 = 3,02	

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.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 : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: 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 1. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br^{calc}	
S.sol	2453,215	0,173	10,56	0,835	0,336	0,133	Vérifiée
E.sol	2534,558	0,173	10,97	0,833	0,336	0,138	Vérifiée
RDC	2186,943	0,173	10,56	0,835	0,307	0,119	Vérifiée
Etage 1	1943,032	0,173	10,56	0,835	0,307	0,105	Vérifiée
Etage 2	1700,555	0,159	11,49	0,832	0,281	0,093	Vérifiée
Etage 3	1462,784	0,159	11,49	0,832	0,281	0,079	Vérifiée
Etage 4	1226,868	0,159	11,49	0,832	0,254	0,067	Vérifiée
Etage 5	995,203	0,159	11,49	0,832	0,254	0,054	Vérifiée
Etage 6	765,017	0,144	12,68	0,828	0,230	0,042	Vérifiée
Etage 7	537,713	0,144	12,68	0,828	0,206	0,029	Vérifiée
Etage 8	313,973	0,13	14,05	0,823	0,185	0,017	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.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

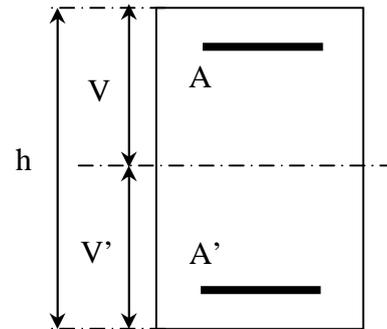


Figure IV.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	S.sol et E.sol	RDC et étage 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6	Etages 7	Etages 8
Sections	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
d (cm)	57,5	57,5	52,5	52,5	47,5	47,5	42,5
A (cm ²)	30,29	28,65	24,63	22,99	20,99	18,1	18,1
V (cm)	33,08	33,17	30,22	30,29	27,73	27,42	24,86
V' (cm)	26,92	26,83	24,78	24,71	22,27	22,58	20,14
I _{yy} (m ⁴)	0,0139	0,0128	0,0097	0,0088	0,0067	0,0059	0,0044
N _{ser} (KN)	1849,58	1595,4	1240,7	895,29	558,57	392,89	229,84
M _{ser} (KN.m)	49,11	30,91	26,97	30,67	28,41	30,42	28,12
M _{serG} (MN.m)	0,1061	0,0815	0,0607	0,0556	0,0436	0,0399	0,0336
σ _{bc1} (MPa)	7,09	6,39	5,55	4,80	3,76	3,41	2,91
σ _{bc2} (MPa)	6,62	5,99	5,21	4,45	3,40	3,08	2,55
σ̄ _{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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
S.sol et E.sol	60×60	1,898	3,16	0,04	57,5	83,967	0,243	1,00	Vérifiée
RDC et étage 1	55×60	1,827	3,32	0,04	57,5	228,019	0,721	1,00	Vérifiée
Etages 2 et 3	55×55	1,827	3,32	0,04	52,5	172,765	0,598	1,00	Vérifiée
Etages 4 et 5	50×55	1,827	3,65	0,04	52,5	110,791	0,422	1,00	Vérifiée
Etage 6	50×50	1,827	3,65	0,04	47,5	62,304	0,262	1,00	Vérifiée
Etage 7	45×50	1,827	4,06	0,04	47,5	49,138	0,23	1,00	Vérifiée
Etage 8	45×45	1,827	4,06	0,04	42,5	47,326	0,247	1,00	Vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau IV.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	S.sol et E.sol	RDC et étage1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Sections	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
L' (cm)	P.P	90	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80	80
h' (cm)	76,5	60	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 : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$ on adopte : $lr = 60\text{cm}$; et pour $\phi = 12 \text{ mm}$ on adopte : $lr = 50\text{cm}$

Les schémas de ferrailage sont récapitulés dans l'annexe 1

IV.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{Accidentelles} \\ 0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Accidentelles} \end{array} \right.$$

IV.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.

IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Etabs.

Tableau IV.9. Ferrailage des poutres principales (30×45) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous sol	Travée	86,72	5,3	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-87,83	5,4	6,79	6,75	6HA12
E. Sol	Travée	138,87	8,6	9,11	6,75	3HA16+2HA14
	Appui	-184,30	11,8	12,06	6,75	6HA16
RDC	Travée	137,15	8,5	9,11	6,75	3HA16+2HA14
	Appui	-201,24	13	13,44	6,75	3HA20+2HA16
Etages 1	Travée	129,15	8	8,01	6,75	3HA14+3HA12
	Appui	-199,04	12,9	13,44	6,75	3HA20+2HA16
Etages 2	Travée	109,32	6,7	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-187,78	12,2	12,50	6,75	3HA20+2HA14

Etages 3	Travée	93,28	5,6	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-169,69	10,9	11,18	6,75	5HA16+1HA12
Etages 4	Travée	81,00	5	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-150,28	9,6	10,05	6,75	5HA16
Etages 5	Travée	76,20	4,7	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-1340,46	8,2	8,29	6,75	3HA16+2HA12
Etages 6	Travée	71,44	4,4	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-113,09	7,1	7,16	6,75	3HA16+1HA12
Etages 7	Travée	66,56	4,1	6,79	6,75	6HA12
	Appui	-98,92	6,1	6,79	6,75	6HA12
Etages 8	Travée	41,52	2,5	6,79	6,75	6HA12
	Appui	78,09	4,8	6,79	6,75	6HA12

Tableau IV.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous sol	Travée	46,055	3,2	6,16	6	4HA14
	Appui	-59,8	4,2	6,16	6	4HA14
E. Sol	Travée	139,357	9,9	10,05	6	5HA16
	Appui	-162,38	11,8	12,06	6	6HA16
RDC	Travée	149,95	10,6	10,65	6	3HA16+3HA14
	Appui	-167,66	12,01	12,06	6	6HA16
Etages 1	Travée	139,74	9,9	10,05	6	5HA16
	Appui	-152,23	10,9	11,12	6	4HA16+2HA14
Etages 2	Travée	126,45	8,9	9,11	6	3HA16+2HA14
	Appui	-139,35	10,00	10,05	6	5HA16
Etages 3	Travée	110,40	7,8	8,01	6	3HA14+3HA12
	Appui	-122,05	8,7	8,83	6	5HA14+1HA12
Etages 4	Travée	96,198	6,79	6,79	6	6HA12
	Appui	-104,134	7,40	7,70	6	5HA14
Etages 5	Travée	87,35	6,1	6,16	6	4HA14
	Appui	-87,798	6,2	6,79	6	6HA12
Etages 6	Travée	76,45	5,3	6,16	6	4HA14
	Appui	-73,514	5,1	6,16	6	4HA14
Etages 7	Travée	66,63	4,6	6,16	6	4HA14
	Appui	-65,48	4,6	6,16	6	4HA14
Etages 8	Travée	54,46	3,8	6,16	6	4HA14
	Appui	-47,54	3,3	6,16	6	4HA14

➤ Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12,85 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11,43 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements St

D'après le RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) :

En zone nodale: $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

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 $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\phi = 20 \text{ mm}$ on adopte $lr = 80 \text{ cm}$; pour $\phi = 16 \text{ mm}$ on adopte $lr = 65 \text{ cm}$; pour $\phi = 14 \text{ mm}$ on adopte $lr = 60 \text{ cm}$ et pour $\phi = 12 \text{ mm}$ 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 : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1,54 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1,36 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	322,31	2,53	3,33	Vérifiée
Secondaires	185,65	1,65	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: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau IV.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	322,31	201,24	13,44	9,27	0,24	Vérifiée
Secondaires	185,65	167,66	12,01	5,34	0,196	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 IV.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	40,868	9,11	15,64	136844,39	4,67	15	Vérifiée
	Appui	62,90	12,06	17,39	166649,10	6,56	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	50,8	10,05	15,03	110066,71	6,93	15	Vérifiée
	Appui	34,22	12,06	16,07	124577,35	4,41	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 :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

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

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutre

Tableau IV.14. Vérifications des conditions de la flèche des poutres

Poutres	b (m)	b (m)	L (m)	A _s (cm ²)	$h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$	$\frac{A^s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	Obs
Poutres principale	0,45	0,3	5,1	9,11	0,45 > 0,32	0,007 < 0,01	Vérifiée
Poutres Secondaire	0,4	30	4,7	10,05	0,40 > 0,29	0,008 < 0,01	Vérifiée

Les schémas de ferrailage sont récapitulés dans l'annexe 1

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

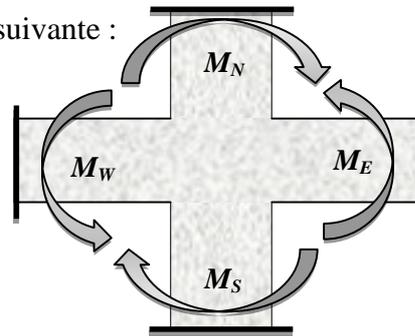


Figure IV.4. Répartition des moments dans les zones nodales

➤ **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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	Mr (KN.m)
Sous sol	0,6	0,54	15,15	348	284,70
Entre sol	0,6	0,54	15,15	348	284,70
RDC	0,6	0,54	14,33	348	269,29
Etages 1	0,6	0,54	14,33	348	269,29
Etages 2	0,55	0,495	12,32	348	212,14
Etages 3	0,55	0,495	12,32	348	212,14
Etages 4	0,55	0,495	11,495	348	197,61
Etages 5	0,55	0,495	11,495	348	197,61
Etages 6	0,50	0,45	11,495	348	180,01
Etages 7	0,50	0,45	9,05	348	141,72
Niveau 8	0,45	0,405	9,05	348	127,55

Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres

Niv	Local	h (cm)	Z (cm)	A _{s1} (appui) (cm ²)	A _{s2} (travée) (cm ²)	σ_s (MPa)	M _R ^W (KN.m)	M _R ^E (KN.m)
S.sol	P.P	0,45	0,405	6,79	6,79	348	95,69	95,69
	P.S	0,4	0,36	6,16	6,16	348	77,17	77,17
E.sol	P.P	0,45	0,405	12,06	9,11	348	169,97	128,39
	P.S	0,4	0,36	12,06	10,05	348	151,08	125,90
RDC	P.P	0,45	0,405	13,44	9,11	348	189,42	128,39
	P.S	0,4	0,36	12,06	10,65	348	151,09	133,42
Etage 1	P.P	0,45	0,405	13,44	8,01	348	189,42	112,89
	P.S	0,4	0,36	11,12	10,05	348	139,31	125,90
Etage 2	P.P	0,45	0,405	12,5	6,79	348	176,17	95,69
	P.S	0,4	0,36	10,05	9,11	348	125,90	114,13
Etage 3	P.P	0,45	0,405	11,18	6,79	348	157,57	95,69
	P.S	0,4	0,36	8,83	8,01	348	110,62	100,35
Etage 4	P.P	0,45	0,405	10,05	6,79	348	147,98	95,69
	P.S	0,4	0,36	7,70	6,79	348	96,46	85,06
Etage 5	P.P	0,45	0,405	8,29	6,79	348	116,84	95,69
	P.S	0,4	0,36	6,79	6,16	348	85,06	77,17
Etage 6	P.P	0,45	0,405	7,16	6,79	348	100,91	95,69
	P.S	0,4	0,36	6,16	6,16	348	77,17	77,17
Etage 7	P.P	0,45	0,405	6,79	6,79	348	95,69	95,69
	P.S	0,4	0,36	6,16	6,16	348	77,17	77,17
Etage 8	P.P	0,45	0,405	6,79	6,79	348	95,69	95,69
	P.S	0,4	0,36	6,16	6,16	348	77,17	77,17

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.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
S.Sol	284,70	284,70	569,4	95,69	95,69	239,225	Vérifiée
E.Sol	269,29	284,70	553,99	169,97	128,39	372,95	Vérifiée
RDC	269,29	269,29	538,58	189,42	125,9	394,15	Vérifiée
Etage1	212,14	269,29	481,43	189,42	112,89	377,89	Vérifiée
Etage2	212,14	212,14	424,28	176,17	95,69	339,83	Vérifiée
Etage3	197,61	212,14	409,75	157,57	95,69	316,57	Vérifiée
Etage4	197,61	197,61	395,22	147,98	95,69	304,58	Vérifiée
Etage5	180,01	197,61	377,62	116,84	95,69	265,66	Vérifiée
Etage6	141,72	180,01	321,73	100,91	95,69	294,9	Vérifiée
Etage7	127,55	141,72	269,27	95,69	95,69	239,225	Vérifiée

Tableau IV.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
S.Sol	284,70	284,70	569,4	77,17	77,17	192,925	Vérifiée
E.Sol	269,29	284,70	553,99	151,08	125,9	346,225	Vérifiée
RDC	269,29	269,29	538,58	151,08	133,42	355,51	Vérifiée
Etage1	212,14	269,29	481,43	139,31	125,9	331,512	Vérifiée
Etage2	212,14	212,14	424,28	125,9	114,13	300,037	Vérifiée
Etage3	197,61	212,14	409,75	110,62	100,35	263,71	Vérifiée
Etage4	197,61	197,61	395,22	96,46	85,06	226,9	Vérifiée
Etage5	180,01	197,61	377,62	85,06	77,17	202,787	Vérifiée
Etage6	141,72	180,01	321,73	77,17	77,17	192,925	Vérifiée
Etage7	127,55	141,72	269,27	77,17	77,17	192,925	Vérifiée

IV.4. Étude des voiles

IV.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \pm E \text{ et } 0,8G \pm E \dots\dots\dots ELA \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

IV.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 / m^2 .

➤ 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 $l/10$ 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.

IV.4.3. Exemple de calcul (V_{x1} , V_{x2} et V_{x3})

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel Etabs, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} , V_{x2} et V_{x3}

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)	
Sous sol + entre sol + RDC	1293,59	114,31	1050,59	1001,50	10,58	-706,50	382,72

➤ **Calcul du ferrailage sous 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.

$$L = 1,2 \text{ m}, d = 1,15 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}.$$

$$M_{\max} = 1050,59 \text{ KN.m}, N_{\text{cor}} = 1001,50 \text{ KN.m (traction)}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,049 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1050,59 + 1001,50 \times \left(1,15 - \frac{1,2}{2} \right) = 1601,415 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1601,415 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,15^2 \times 18,48} = 0,3276$$

$$\mu_{bu} = 0,3276 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,516$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,8(1 - 0,4 \times 0,516) = 0,913 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1601,415 \times 10^{-3}}{0,913 \times 400} = 43,87 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 43,87 \times 10^{-4} - \frac{1001,50 \times 10^{-3}}{400} = 18,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 18,83 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0,15\% e \times l = 0,15\% \times 0,2 \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

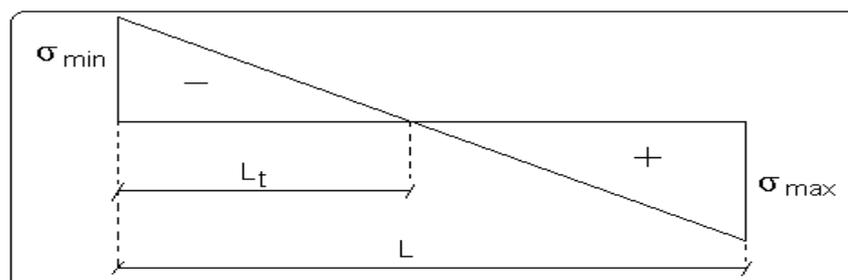


Figure IV.5. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1001,50 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,2} + \frac{1050,59 \times 10^{-3}}{0,0288} 0,6 = 26,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1001,5 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,2} - \frac{1050,59 \times 10^{-3}}{0,0288} 0,6 = -17,71 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{17,71 \times 1,2}{26,06 + 17,71} = 0,49 \text{ m}$$

tendu

$$A_{min} = 0,2\% 0,2 \times 0,49 = 1,96 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

courante

$$A_{min} = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,2 - 2 \times 0,49$$

$$l_c = 0,22 \text{ m}$$

courante

$$A_{min} = 0,1\% \times 0,2 \times 0,22 = 0,44 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 10 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 382,72 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t \times \gamma_s}{0,9 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 382,72 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,15} = 2,33 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{2,33 \times 0,2 \times 0,2 \times 1}{0,9 \times 400} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau IV.20.Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} , V_{x2} et V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	S.sol , E.sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etages
Section	0,2×1,2	0,15×1,2	0,15×1,2	0,15×1,2	0,15×1,2
N(KN)	1001,5	161,64	423,13	346,3	201,23
M(KN.m)	1050,59	-65,09	191,43	154,33	123,44
V(KN)	382,72	166,62	116,58	89,16	67,26
Type	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
D	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
τ (MPa)	2,33	1,35	0,95	0,72	0,55
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18,83	-3,52	-0,75	-0,77	0,23
A_{min} (cm ²)	3,6	2,7	2,7	2,7	2,7
I (m ⁴)	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02
σ_{min} (MPa)	-17,71	-0,91	-2,97	-2,36	-2,31
σ_{max} (MPa)	26,06	2,71	7,67	6,21	4,55
L_t	0,49	0,3	0,33	0,33	0,4
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,94	0,91	1	0,99	1,21
N_{barre}	10HA16	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
$A_{z,tendu}$	20,11	5,03	5,03	5,03	5,03
S_t (cm)	10	10	10	10	10
L_c	0,23	0,6	0,53	0,54	0,39
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,46	0,89	0,8	0,81	0,59
$A_{z,compr}$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N_{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	2,59	1,13	0,79	0,6	0,45
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3
A_h^{adop} (cm ²)	3,08	1,57	1,01	1,01	1,01
N_{barre}	2HA14	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.21.Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	S.sol , E.sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etages
Section	0,2×2	0,15×2	0,15×2	0,15×2	0,15×2
N(KN)	1117,41	723,15	277,68	133,33	15,7
M(KN.m)	804,59	353,96	-321,27	-232,29	-78,01
V(KN)	425,75	211,93	171,54	128,36	85,71
Type	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
D	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95
τ (MPa)	1,53	1,01	0,82	0,61	0,41
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	-2,17	-3,99	-7,67	-4,68	1,2
A_{min} (cm ²)	6	4,5	4,5	4,5	4,5

$I(m^4)$	0,13	0,1	0,1	0,1	0,1
$\sigma_{min}(MPa)$	-3,24	-1,13	-2,29	-1,88	-0,73
$\sigma_{max}(MPa)$	8,83	5,95	4,14	2,77	0,83
L_t	0,54	0,32	0,71	0,81	0,93
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	2,15	0,96	2,14	2,43	2,8
N_{barre}	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$A_{z,tendu}$	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
$S_t(cm)$	15	15	15	15	15
L_c	0,93	1,36	0,58	0,38	0,13
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	1,85	2,04	0,86	0,57	0,2
$A_{z,compr}$	3,14	3,14	2,01	2,01	2,01
N_{barre}	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,7	0,85	0,68	0,51	0,34
$A_h^{min} (cm^2)$	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3
$A_h^{adop} (cm^2)$	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
N_{barre}	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau IV.22.Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	S.sol , E.sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etages
Section	0,2×3	0,15×3	0,15×3	0,15×3	0,15×3
N(KN)	1712,75	1265,94	237,62	137,94	18,2
M(KN.m)	3172,65	771,01	-424,52	-323,31	-128,22
V(KN)	754,59	355,64	265,01	164,5	122,18
Type	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
D	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
τ (MPa)	1,79	1,13	0,84	0,52	0,39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal} (cm^2)$	10,29	-8,21	-6,21	-4,49	-1,31
$A_{min} (cm^2)$	9	6,75	6,75	6,75	6,75
$I(m^4)$	0,45	0,34	0,34	0,34	0,34
$\sigma_{min}(MPa)$	-7,72	-0,61	-1,36	-1,13	-0,53
$\sigma_{max}(MPa)$	13,43	6,24	2,41	1,74	0,61
L_t	1,1	0,27	1,08	1,18	1,39
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	4,38	0,81	3,24	3,54	4,18
N_{barre}	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{z,tendu}$	11,31	7,85	7,85	7,85	7,85
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20
L_c	0,81	2,46	0,84	0,64	0,21
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	1,62	3,69	1,26	0,96	0,32
$A_{z,compr}$	3,93	3,93	2,51	2,51	2,51
N_{barre}	5HA10	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,99	0,94	0,7	0,43	0,32
$A_h^{min} (cm^2)$	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3

A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.23.Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	S.sol , E.sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etages
Section	0,2×3,5	0,15×3,5	0,15×3,5	0,15×3,5	0,15×3,5
N(KN)	1564,41	1360,68	338,33	211,8	39,77
M(KN.m)	2788,71	940,6	-424,25	-312,63	-128,77
V(KN)	615,41	393,99	295,59	186,69	139,43
Type	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
D	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45
τ (MPa)	1,25	1,07	0,8	0,51	0,38
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	3,09	-9,14	-7,36	-4,95	-1,43
A_{min} (cm ²)	10,5	7,8	7,8	7,8	7,8
I (m ⁴)	0,71	0,54	0,54	0,54	0,54
σ_{min} (MPa)	-4,59	-0,48	-0,74	-0,62	-0,34
σ_{max} (MPa)	9,06	5,66	2,03	1,42	0,5
L_t	1,18	0,27	0,94	1,06	1,43
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,71	0,82	2,81	3,18	4,3
N^{barre}	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{z,tendu}$	11,31	7,85	7,85	7,85	7,85
S_t (cm)	20	20	20	20	20
L_c	1,15	2,95	1,63	1,38	0,63
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,29	4,43	2,44	2,07	0,95
$A_{z,compr}$	4,71	4,71	3,02	3,02	3,02
N^{barre}	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8
A_h^{cal} (cm ²)	1,39	0,89	0,67	0,42	0,31
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3
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

Le schéma de ferrailage est dans l'annexe 1

Chapitre V
Etude
de l'infrastructure

Chapitre V : l'infrastructure

V.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 éléments (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)

V.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) et le DTR BC 2.33.1, se fait sous les combinaisons suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{array} \right.$$

V.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 5,6 m.

V.4. Choix du type de fondation

V.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 :

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS. $N = 1792,73 \text{ KN}$

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 carré, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{a} \Rightarrow A = B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1792,73}{160}} \Rightarrow B \geq 3,34 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,2m, 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.

V.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 (la file B voir le chapitre I).

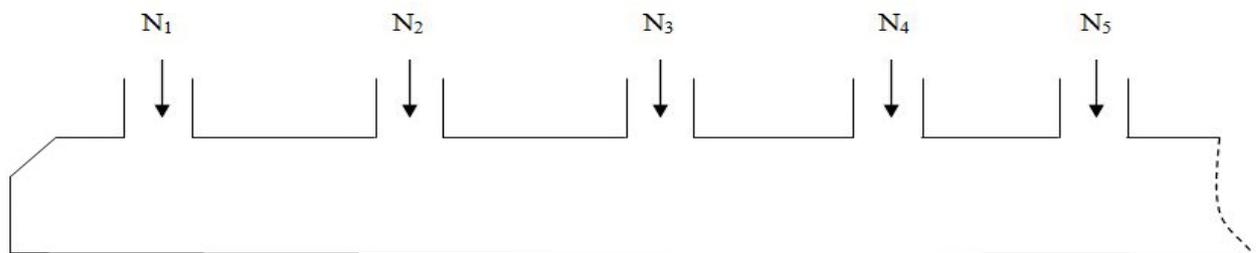


Figure V.1. Semelle filante

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 ».

$$N_1 = 910,11 \text{ KN} ; N_2 = 1792,73 \text{ KN} ; N_3 = 1518,76 \text{ KN} ; N_4 = 1204,5 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1405,89 \text{ KN} ; N_6 = 541,134 \text{ KN} ; N_7 = 1496,28 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 8870,404 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{8870,404}{160 \times 18,3} = 3,03 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2,3m, 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.

V.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.

V.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. ($L_{max} = 5.5m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

➤ **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 ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,5^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 82 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 82 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,85^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,58 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,5 \leq \frac{\pi}{2} 3,58 = 5,63 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{ Avec } N \text{ est le poids total de la structure à l'ELS}$$

$$S_{rad} \geq \frac{47765,5049}{160} = 298,53 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = 298,53 \text{ m}^2$ donc on a besoin d'un débord ; dans notre cas on peut augmenter la surface du radier dans trois sens

$$S_{débord} = S_{radier} - S_{bat} = 298,53 - 268,6 = 29,93 \text{ m}^2$$

$$L_{débord} = 0,6 \text{ m}$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 85\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 35\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La nouvelle surface du radier $S_{rad} = 300,78 \text{ m}^2$

V.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 l'AUTO CAD, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 6950,725 \quad \text{et} \quad X_G = 9,96 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 8290,1146 \quad \text{et} \quad Y_G = 8,10\text{m}$$

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 2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 47,765 \text{ MN} ; M_x = 46,8335 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 8513,3 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47,765}{300,78} + \frac{46,8335}{6950,725} 8,1 = 0,21 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47,765}{300,78} - \frac{46,8335}{6950,725} 8,1 = 0,1 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,21 + 0,1}{4} = 0,18 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X, on doit augmenter la surface du radier

On prend un débord de 1,2 m (après plusieurs itération) ; on a les caractéristiques suivantes

$$I_x = 8854,48 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10,23 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 9879,11 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 8,70\text{m}; S=334,38 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol après l'augmentation de la section**

❖ **Sens X-X**

$$N = 47,765 \text{ MN} ; M_x = 46,8335 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 8854,48 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47,765}{334,38} + \frac{46,8335}{8854,48 \text{ m}^4} 8,70 = 0,18 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{47,765}{334,38} - \frac{46,8335}{8854,48 \text{ m}^4} 8,70 = 0,09 \end{cases}$$

➤ **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).
- $S_{rad} = 363,48 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3.06 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).
- N = le poids de la structure

$N = 65251,945 \text{ KN} > 1,15 \times 3,06 \times 334,38 \times 10 = 11766,83 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA99/2003 (article.10.1.5)}$$

Sens xx :

$$e_x = \frac{46833,59}{47765,5} = 0.98 \leq \frac{18,3}{4} = 4.6 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens yy :

$$e_y = \frac{49284.15}{47765,5} = 1.03 \leq \frac{15,8}{4} = 3.95 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

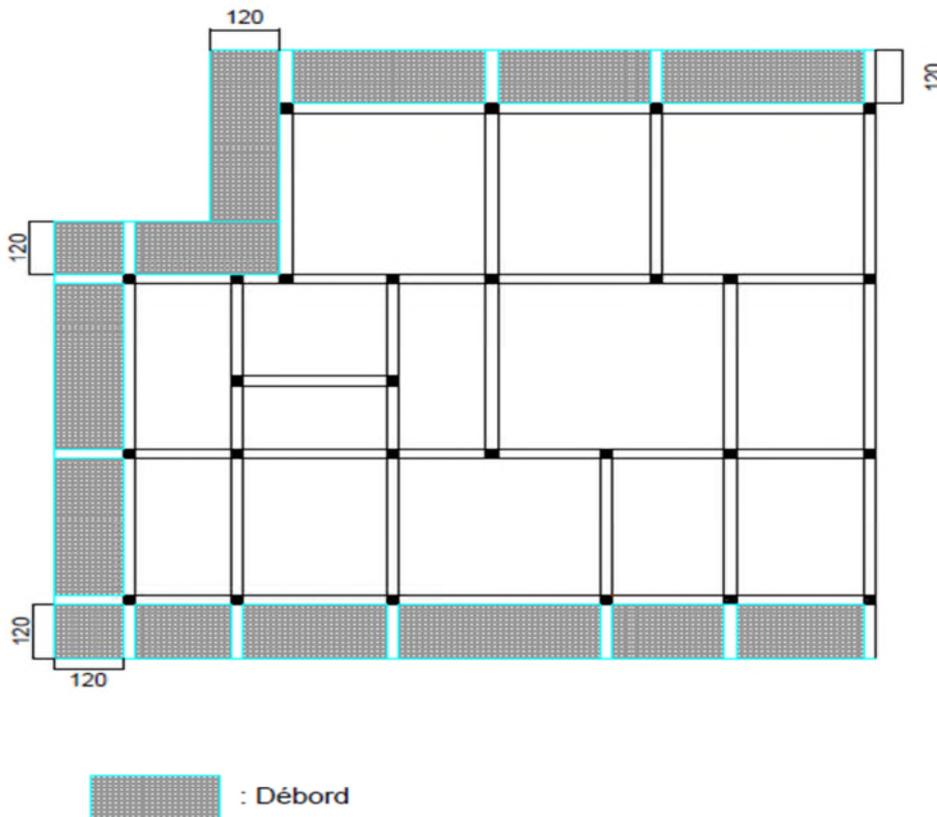


Figure V.2. Schéma du radier

V.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

$$N_{rad} = 2925,82 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1327,5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + 1,35(N_{rad} + N_{ner}) = 65251,945 + 1,35(2925,82 + 1327,5) = 70993,93 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{70993,93}{334,38} = 212,31 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5,5 - 0,6 = 4,9 \text{ m} ; L_y = 5,8 - 0,6 = 5,2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0419 \times 212,31 \times 4,9^2 \\ M_{0y} = 0,8661 \times 213,58 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 213,58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 184,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 160,18 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 138,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -106,79 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau V.1. Section d'armature 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	160,18	15,28	2,88	8HA16	12
	Y-Y	138,73	13,12	2,8	7HA16	14
Appui	- 106,79	9,97	2,88	10,05	5HA16	20

❖ Condition de non fragilité

On a $e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,94 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,94}{2} \right) \times 0,35 = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 52018,82 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{52018,82}{334,38} = 155,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 183,38 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 166,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 137,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 124,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -91,69 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau V.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	137,53	10,24	149999	9,39 < 15	Vérifiée	299,23 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	124,97	9,7	135375	8,95 < 15	Vérifiée	308,80 > 201,63	N. Vérifiée
Appui	-91,69	8,4	103718	7,45 < 15	Vérifiée	312,56 > 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 V.3. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation	M_s KN.m	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	23,86	25,13	8HA20	12
	y-y	21,54	21,99	7HA20	14
Appui	-91,69	15,57	16,08	8HA16	12

❖ Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y: } S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Le schéma de ferrailage du radier est dans l'annexe 2

➤ **Ferraillage du débord**

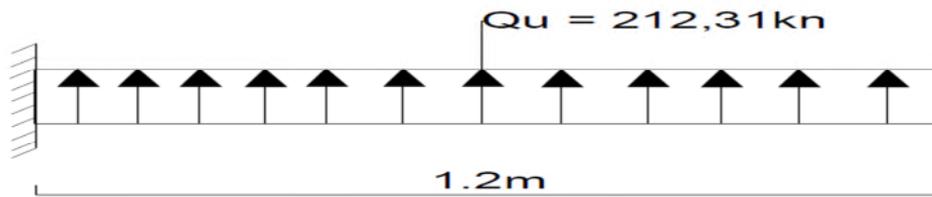


Figure V.3. Schéma statique du débord

❖ **Calcul du moment sollicitant**

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 152,86 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau V.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	St (cm)	A _r (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
- 152,86	14,54	3,86	16,08	8HA16	12	5,36	5HA12=5,65

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 212,31 \times 1,2 = 254,77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,796 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \implies \text{donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement}$$

➤ **Verifications à l'ELS**

$$M_s = - \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{142,51 \times 1,7^2}{2} = - 112 \text{ KN.m}$$

Tableau V.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	- 112	10,2	150001,4	7,61 < 15	Vérifiée	244,16 > 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 V.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	St cm	A _r cm ² /ml	A _{r adop} cm ² /ml
Travée	-112	0,54	0,34	19,61	21,99	7HA20	14	7,33	5HA14=7,7

Le schéma de ferraillage est dans l'annexe 2

V.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 :

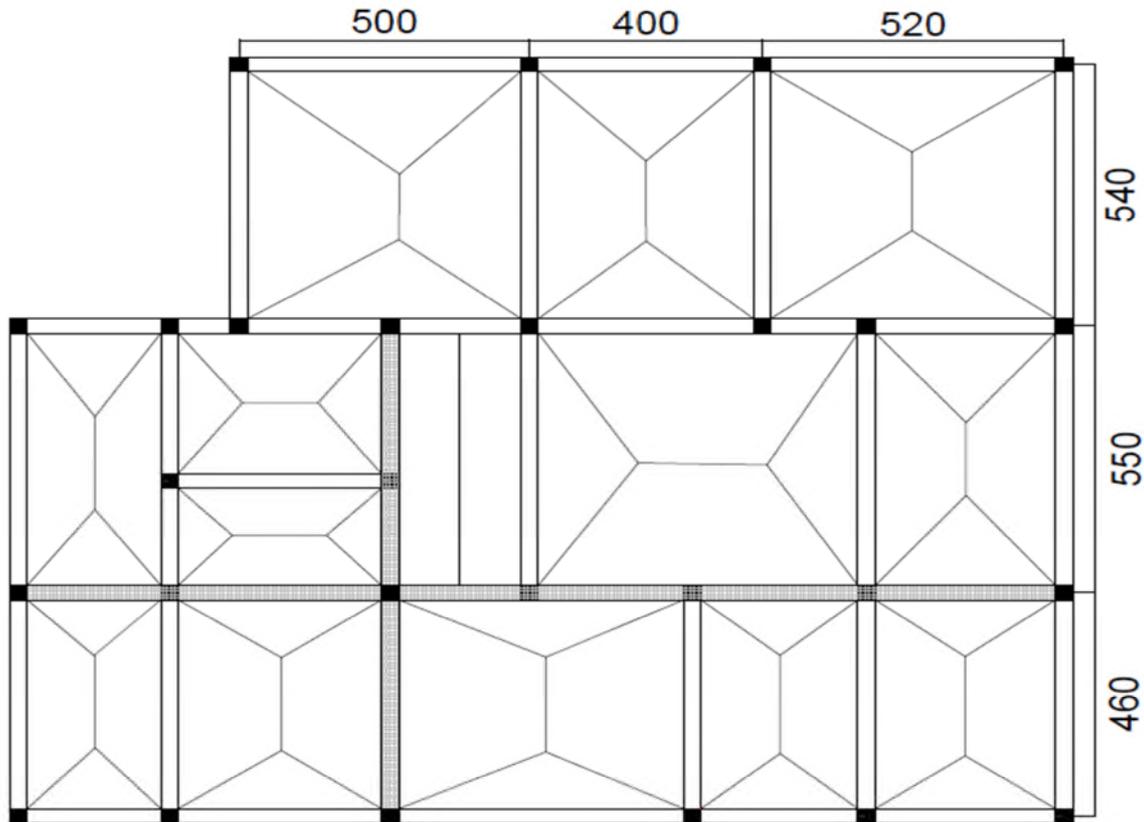


Figure V.4. Schéma des lignes de rupture du radier

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.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: 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).

Les nervures les plus défavorables sont montrées sur les figures ci-dessous

- Sens xx

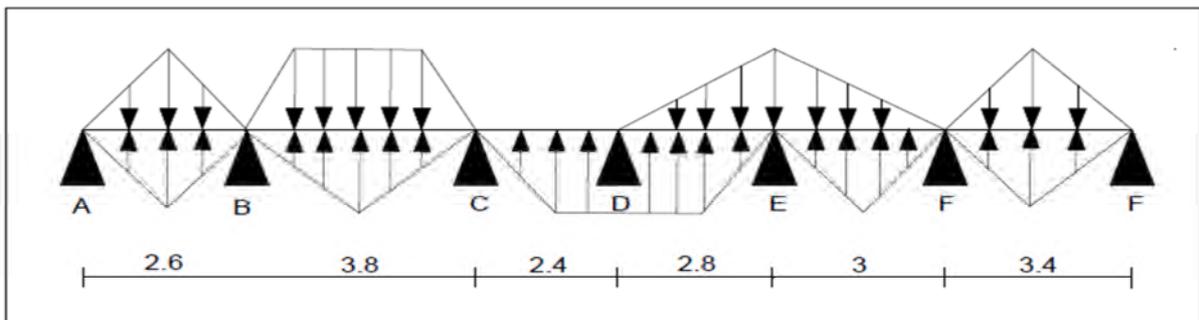


Figure V.5. Répartition des charges sur la nervure la plus défavorable selon le sens xx

- Sens yy

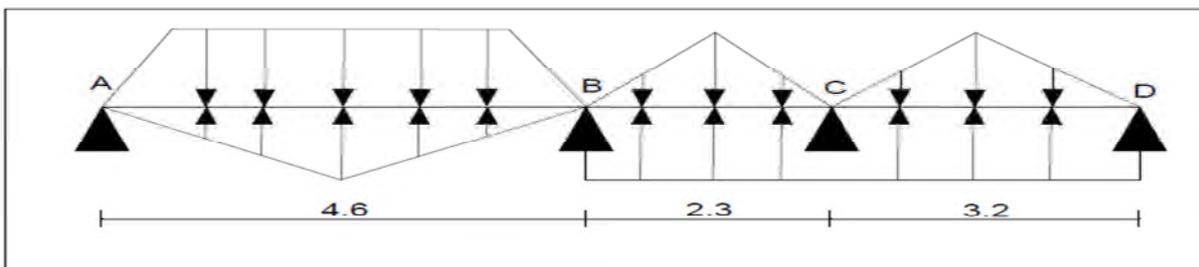


Figure V.6. Répartition des charges sur la nervure la plus défavorable selon le sens yy

✓ Calcul du chargement

$$N'_u = N_U - 1,35P_{ner} = 69201,802 \text{ KN} ; N'_s = N_s - P_{ner} = 50691,32 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{N'_u}{s_{rad}} = 206,95 \text{ KN/m}^2 ; P_s = \frac{N'_s}{s_{rad}} = 151,59 \text{ KN/m}^2$$

On obtient donc

- Sens xx

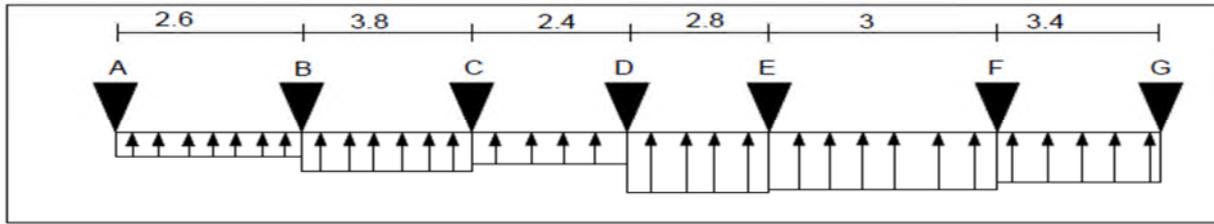


Figure V.7. Schéma statique de la nervure selon le sens xx

Le tableau suivant récapitule le chargement sur les travées dans le sens xx

Tableaux V.7. Chargement sur les travées du sens xx

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG
$q_m^u (Kn/m)$	275,93	380,19	294,57	653,28	524,27	386,3067
$q_m^s (Kn/m)$	202,12	278,486	215,77	478,526	384,028	282,968
$q_v (Kn/m)$	206,95	294,85	221,44	490,475	393,205	289,73

- Sens yy

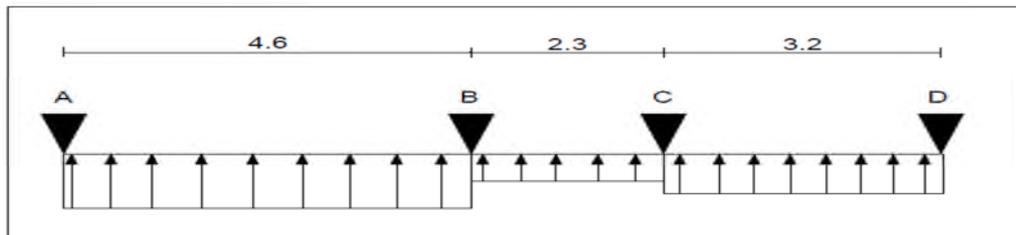


Figure V.8. Schéma statique de la nervure selon le sens yy

Le tableau suivant récapitule le chargement sur les travées dans le sens yy

Tableaux V.8. Chargement sur les travées du sens yy

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD
$q_m^u (Kn/m)$	536,45	303,534	365,62
$q_m^s (Kn/m)$	392,92	222,332	267,809
$q_v (Kn/m)$	405,65	356,988	403,55

✓ Calcul des sollicitations

Pour la détermination des sollicitations, on va utiliser la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit rajouter le poids des nervures qui sont des charges uniformément réparties.

$$\begin{cases} P_{ner}^u = 1,35 \times b_{av\ pot} \times h_t \times \gamma_b = 1,35 \times 0,6 \times 0,85 \times 25 = 17,21\ KN/m \\ P_{ner}^u = b_{av\ pot} \times h_t \times \gamma_b = 0,6 \times 0,85 \times 25 = 12,75\ KN/m \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableaux V.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L m	q _m KN/m	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	2,6	293,14	0	-495,55	0,65	185,74	61,89	190,48	-571,68
	BC	3,8	397,4	-495,55	-495,55	1,9	717,31	221,75	755,06	-755,06
	CD	2,4	311,78	-495,55	-430,51	1,29	223,3	-237,38	401,24	-347,03
	DE	2,8	670,49	-430,51	-595,10	1,31	654,5	146,85	879,9	-997,45
	EF	3	541,48	-595,10	-560,29	1,52	609,04	31,59	823,82	-800,62
	FG	3,4	403,516	-560,29	0	2,11	549,43	336,59	850,77	-521,19
Y-Y	AB	4,6	553,66	0	-985,39	1,91	1422,99	1013,17	1059,2	-1487,6
	BC	2,3	320,744	-985,39	-351,809	2,01	93,8	-338,22	644,33	-93,38
	CD	3,2	382,83	-351,809	0	1,89	474,24	329,9	722,47	-502,54

Tableaux V.10. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L m	q _m KN/m	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	2,6	214,87	0	-363,189	0,65	136,16	45,38
	BC	3,8	291,24	-363,189	-363,188	1,9	525,69	162,5
	CD	2,4	228,52	-363,188	-315,467	1,29	163,67	-173,93
	DE	2,8	491,28	-315,467	-416,342	1,33	480,13	116,87
	EF	3	360,78	-416,342	-392,721	1,52	405,79	1,43
	FG	3,4	295,72	-392,721	0	2,09	404,76	253,51
Y-Y	AB	4,6	405,67	0	-722,021	1,91	1042,63	742,35
	BC	2,3	235,082	-722,021	-257,895	2,01	68,84	-247,9
	CD	3,2	280,65	-257,895	0	1,89	347,66	241,86

➤ **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 :

$$h = 0,85 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,60 \text{ m} ; d = 0,80 \text{ m}$$

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

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(1,6 \text{ m} ; 0,2 \text{ m})$$

Donc, b = 1 m.

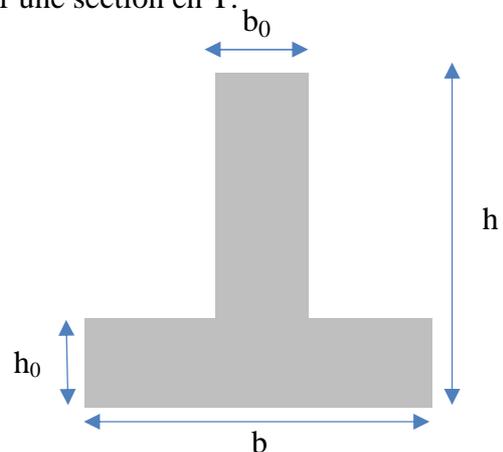


Figure V.9. Schéma des nervures

✓ **Sens Y-Y**

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2 \text{ m} ; 0,17 \text{ m})$$

Donc, b = 90 m.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. 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	336,59	12,29	9,66	12,31	2HA20+3HA16
	Appui	595,1	22,13	9,66	23,41	5HA20+5HA14
Y-Y	Travée	1013,17	38,98	8,69	40,25	5HA25+5HA20
	Appui	1090	42,18	8,69	43,78	7HA25+3HA20

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{997,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,8} = 1,25 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1487,45 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,8} = 2,07 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 24,29 ; 60)mm$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 5\phi^2 = 3,93 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40cm) \leq 40cm ; S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 65.5 \text{ cm} ; S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 14.55cm$$

On opte pour $S_t = 14 \text{ cm}$ et $S_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau V.12. 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	253,51	15,44	892313,26	4,39<15	Vérifiée	275,12>201,63	N.Vérifiée
	Appui	416,342	20,45	1530323,7	5,56<15	Vérifiée	243,02>201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	742,35	26,73	2286208,9	8,68<15	Vérifiée	259,44>201,63	N.Vérifiée
	Appui	722,021	27,64	2433872,3	8,2<15	Vérifiée	232,98>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 V.13. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	253,51	0,002	0,233	17,04	17,97	5HA16+5HA14
	Appui	416,342	0,003	0,299	28,66	30,19	5HA25+5HA12
Y-Y	Travée	742,35	0,006	0,420	53,52	55,92	5HA32+5HA20
	Appui	722,021	0,006	0,414	51,94	55,92	5HA32+5HA20

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.

Donc, $A_p = 0,2\% b_0 h = 0,002 \times 60 \times 85 = 10,2 \text{ cm}^2$.

Soit : 4HA16+2HA12 = 10,3 cm² (2HA16+1HA14 par face).

Schéma de ferrailage des nervures est donné dans l'annexe 2

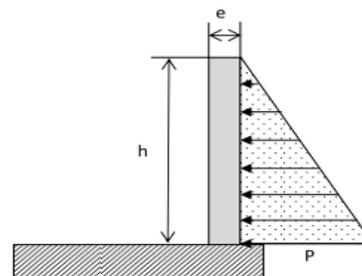
V.7. Etude du voile Périphérique

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.

V.7.1. Dimensionnement du voile

- Hauteur $h=2.61$ m
- Longueur $L=4,9$ m
- Épaisseur $e=20$ cm
- **Caractéristiques du sol**
 - Poids spécifique $\gamma_h = 19,74 \text{ KN/m}^3$
 - Cohésion $c = 0,44 \text{ bar}$
 - Angle de frottement $\varphi = 29^\circ$

**Figure V.10.** Poussée des terres sur les voiles périphériques

Remarque : Dans le cas le plus défavorable et par sécurité on prend $c=0$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2,61 \times 19,74 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{29}{2} \right) = 17,88 \text{ KN/m}^2$$

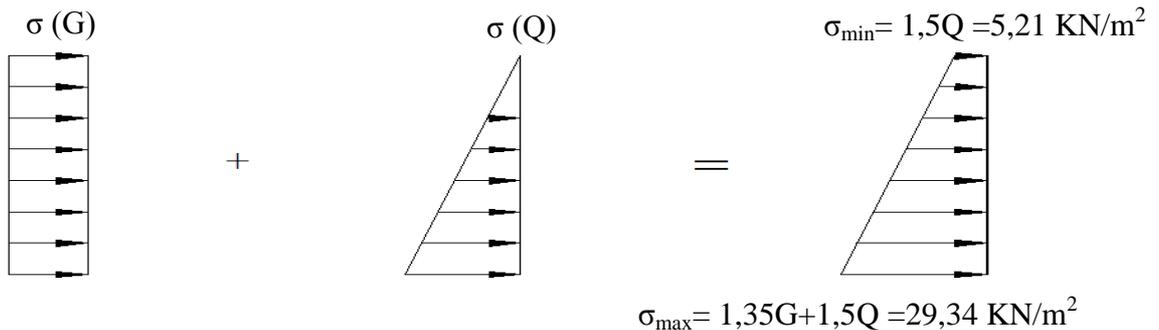
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 3,47 \text{ KN/m}^2$$

V.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 :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 29,34 + 5,21}{4} = 23,31 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 23,31 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2,61 \text{ m} \quad L_y = 4,9 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 2,61/4 = 0,53 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile travaille dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0,53 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0922 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0922 \times 23,31 \times 2,61^2 = 14,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,25 \times 14,64 = 3,66 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 12,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 3,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -7,32 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.14. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	12,44	0,0304	0,038	0,167	2,13	2	4HA10=3,14
	Y-Y	3,11	0,0076	0,0095	0,169	0,53	2	4HA10=3,14
Appui		7,32	0,0178	0,022	0,168	1,25	2	4HA10=3,14

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x} : S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,53 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,53) 100 \times 20 = 1,976 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{23,31 \times 2,61}{2} \times \frac{4,9^4}{2,61^4 + 4,9^4} = 28,15 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{23,31 \times 4,9}{2} \times \frac{2,61^4}{2,61^4 + 4,9^4} = 4,25 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

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

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,53 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0961 \\ \mu_y = 0,0961 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 21,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 21,35 + 3,47}{4} = 16,88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 16,88 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0961 \times 16,88 \times 2,61^2 = 11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,0961 \times M_{0x} = 1,0619 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 9,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,903 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -5,525 \text{ KN.m}$$

✓ **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 V.15. 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	9,39	3,56	10012	3,34 < 15	Vérifiée	111,27 > 201,63	Vérifiée
	y-y	0,903	3,56	10012	0,32 < 15	Vérifiée	18,18 > 201,63	Vérifiée
Appui		5,525	3,56	10012	1,96 < 15	Vérifiée	111,27 > 201,63	Vérifiée

Le schéma de ferrailage est donné dans l'annexe 2

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel ETABS version 16.

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. Les éléments non structuraux sont calculés de façon à éviter les dommages et à assurer la sauvegarde de la plupart des équipements surtout pour les services qui peuvent avoir des équipements importants et coûteux.
2. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
3. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques.
4. Les sections des poteaux choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
5. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
6. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
7. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
8. La modélisation de l'escalier influe directement sur la nature des modes de vibration, car l'escalier a une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influe sur la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation.
9. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

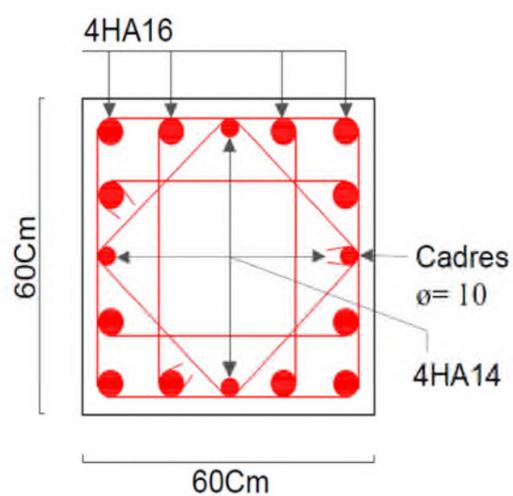
Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} année, master II et master I Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

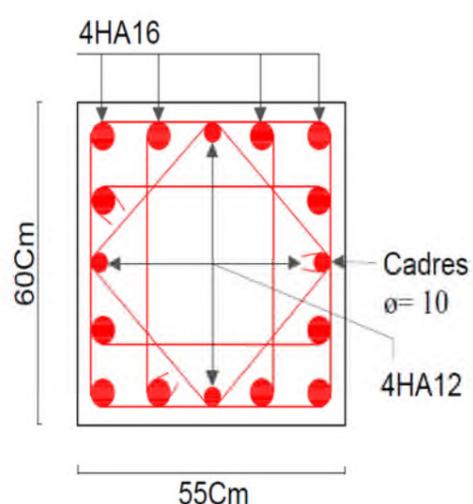
Annexes

ANNEXE 1

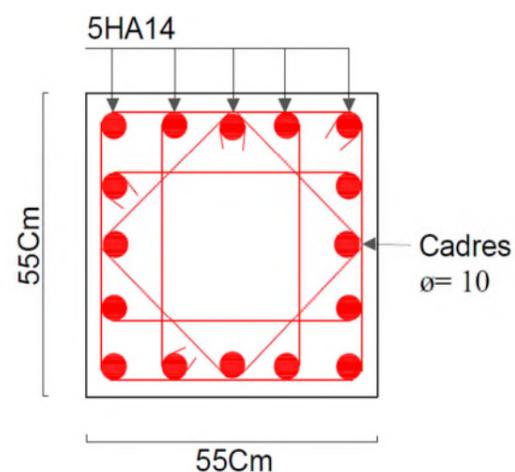
Les schémas de ferrailage des différents poteaux



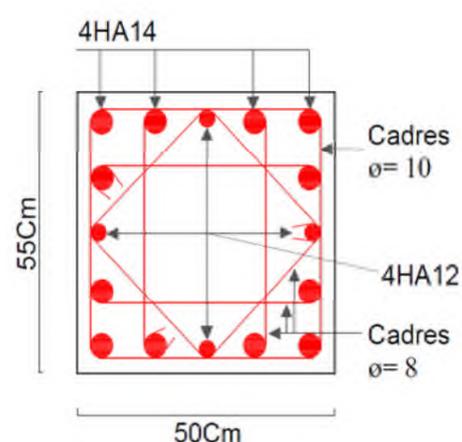
Poteaux sous sol et entre sol



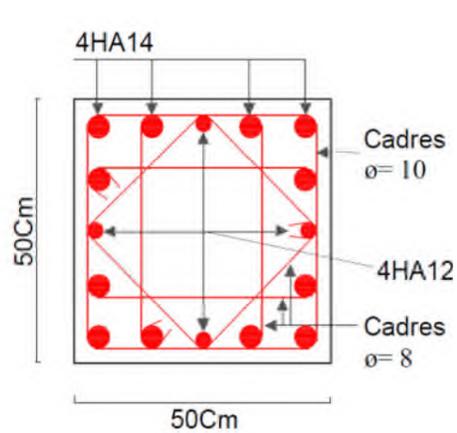
Poteaux RDC et étage 1



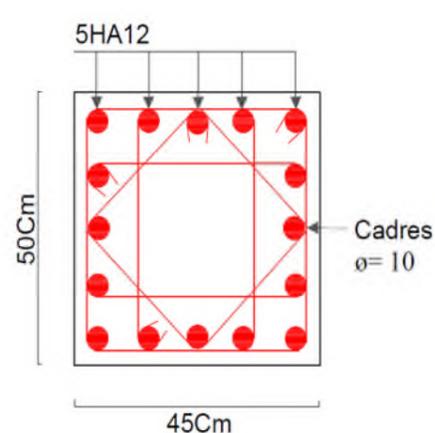
Poteaux étage 2 et 3



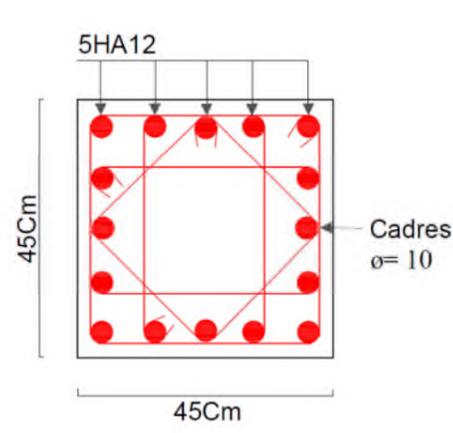
Poteaux étage 4 et 5



Poteaux étage 6



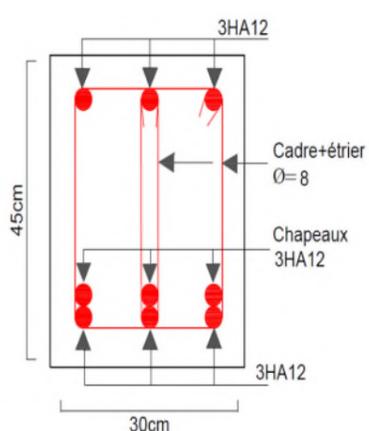
Poteaux étage 7



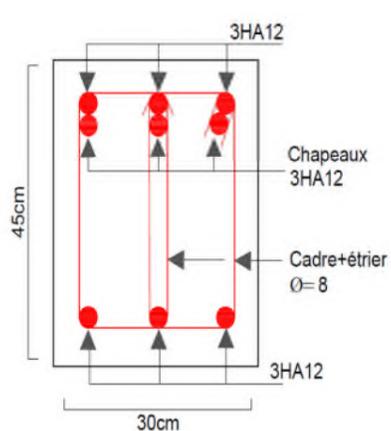
Poteaux étage 8

Les schémas de ferrailage des poutres (sous sol)

1) Poutres principales :

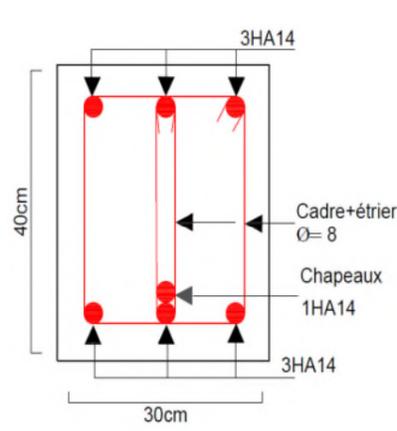


En travée

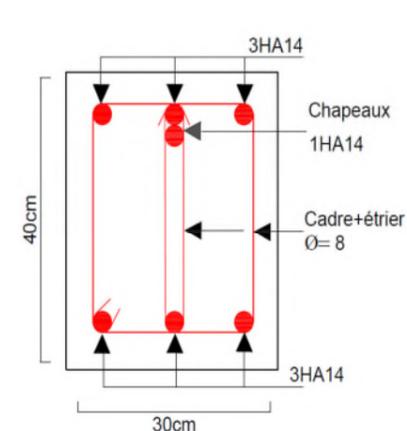


En appui

2) Poutres secondaires :

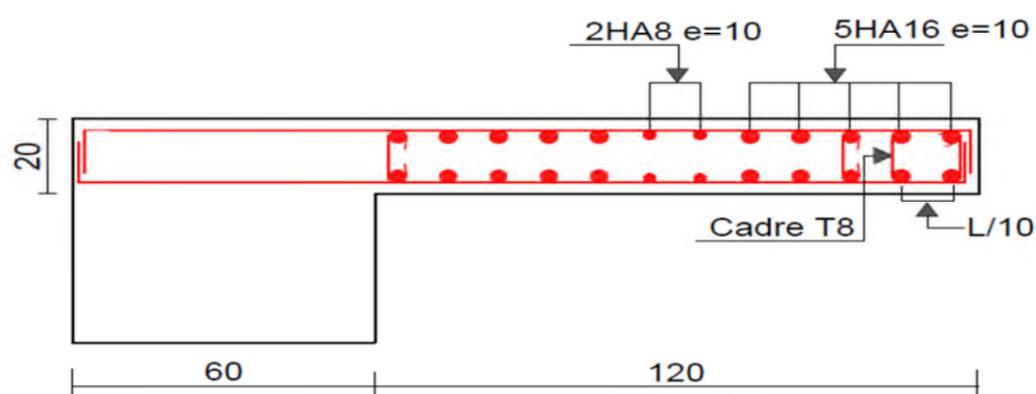


En travée



En appui

Schéma de ferrailage des voiles (V_{x1} V_{x2} V_{x3})



ANNEXE 2

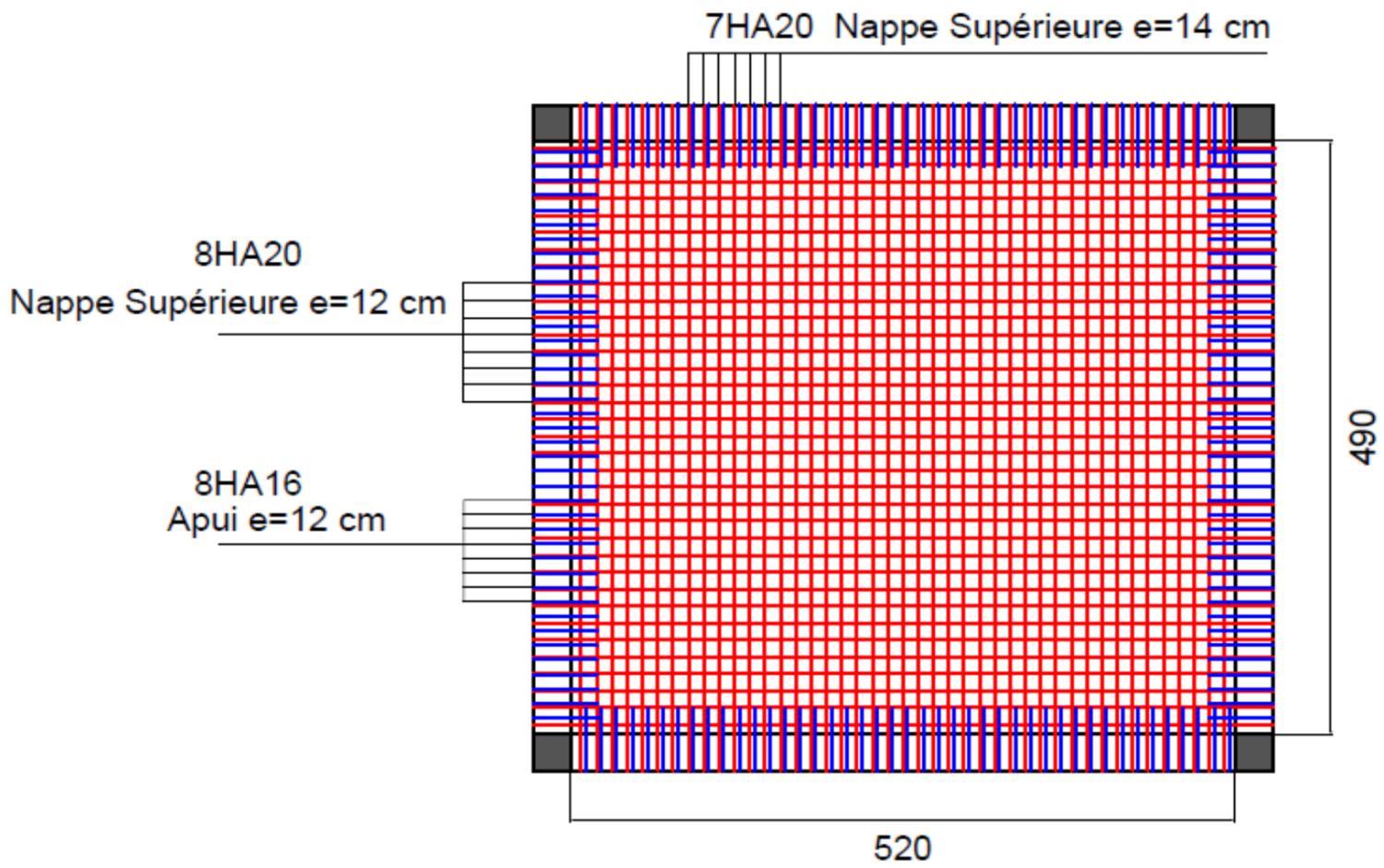


Schéma de ferrailage du radier

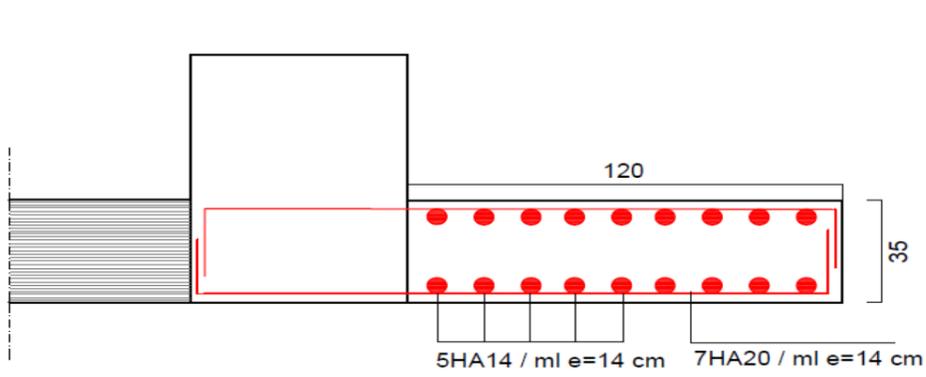


Schéma de ferrailage du débord

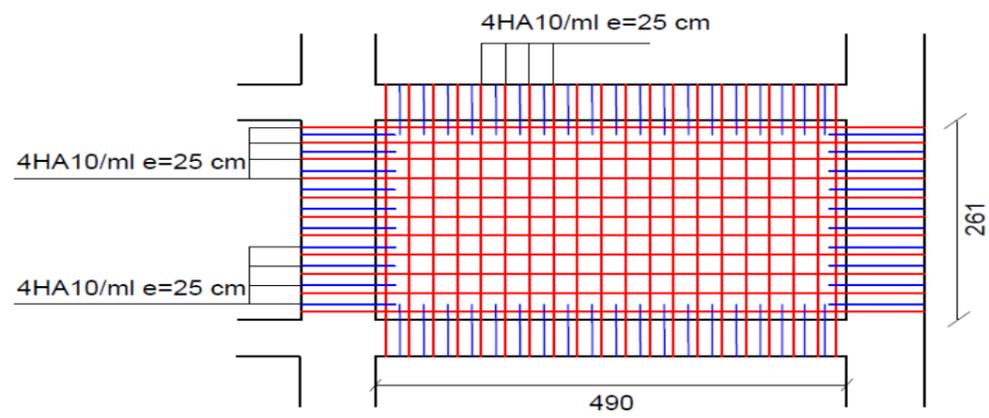
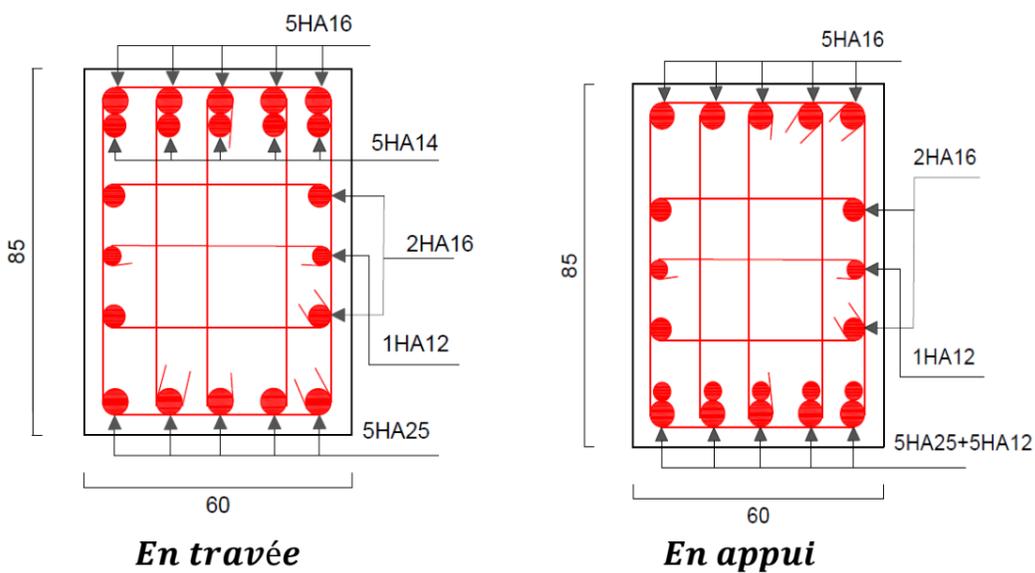


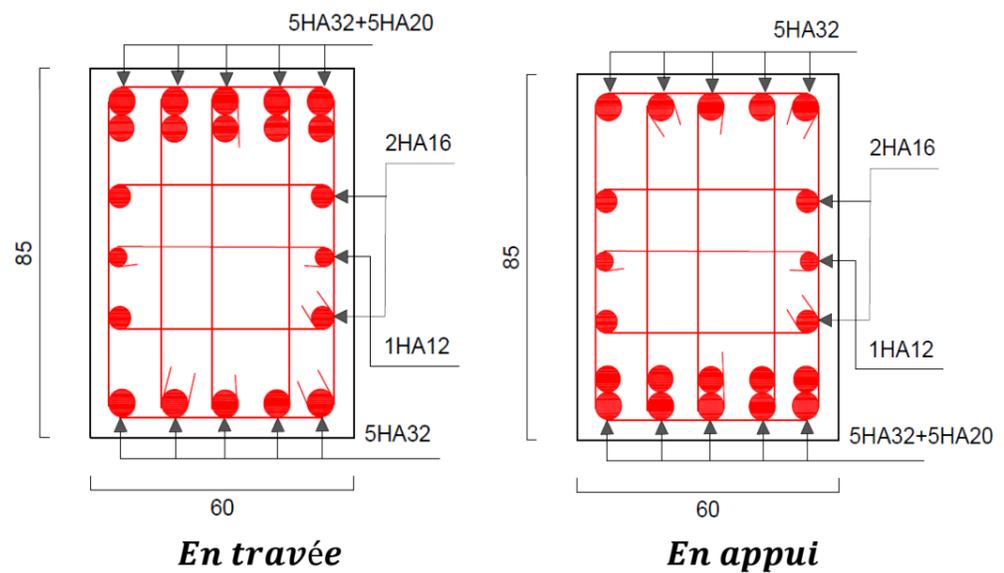
Schéma de ferrailage du voile périphérique

• Schéma de ferrailage des nervures

1) Sens x-x :



2) Sens y-y :



ANNEXE 3

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	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	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE 4

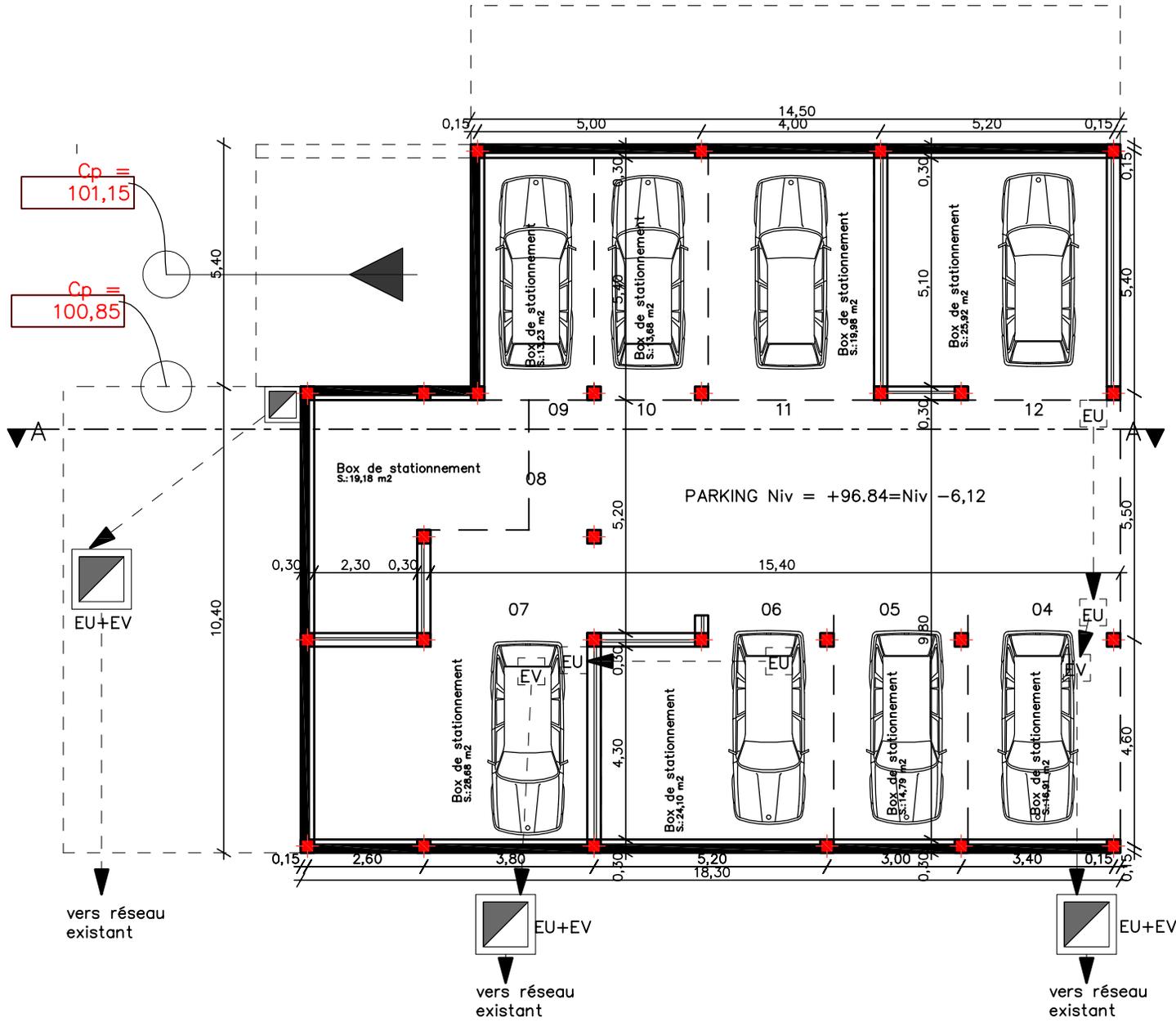
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

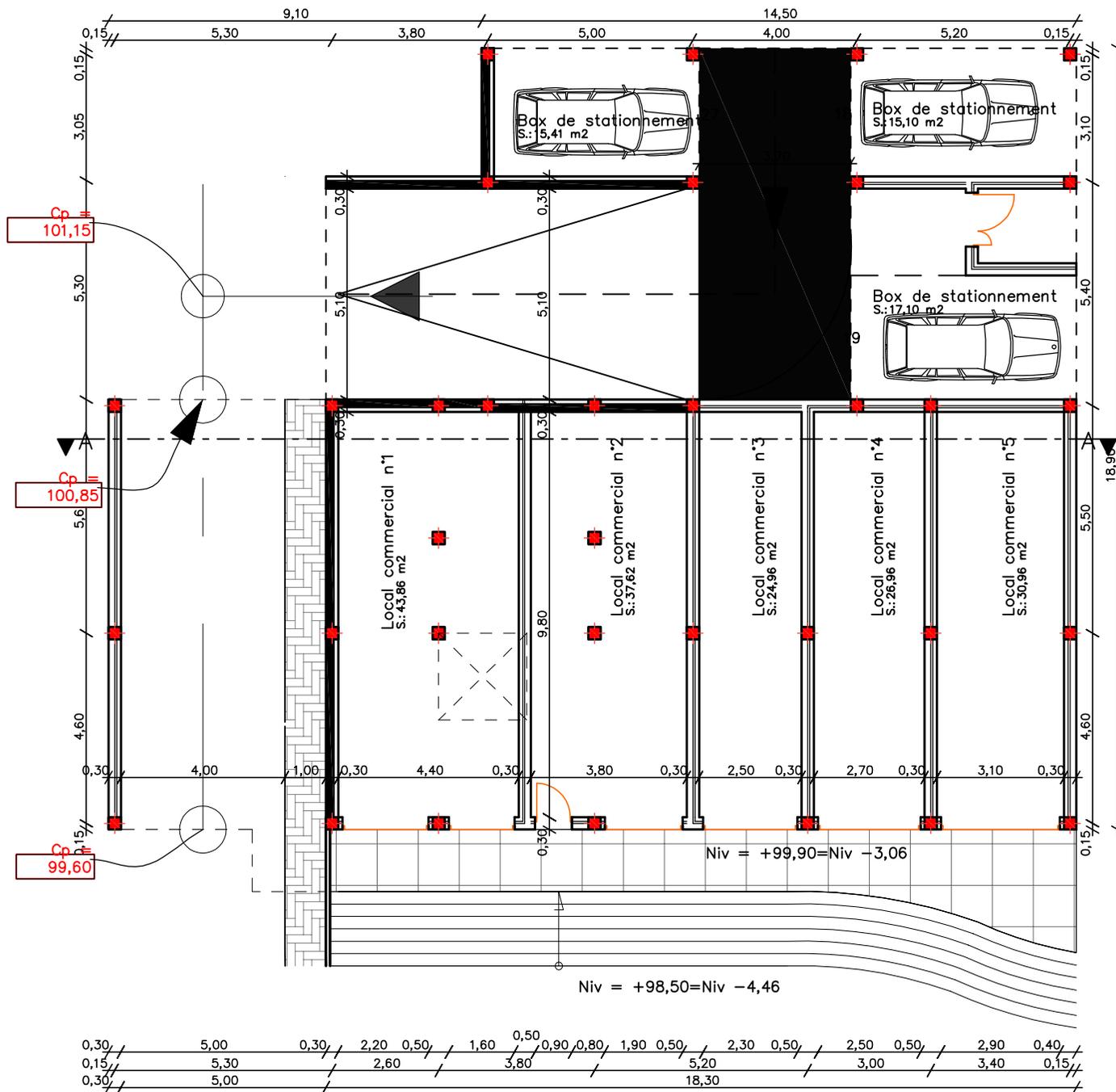
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 5

Plan d'architecture



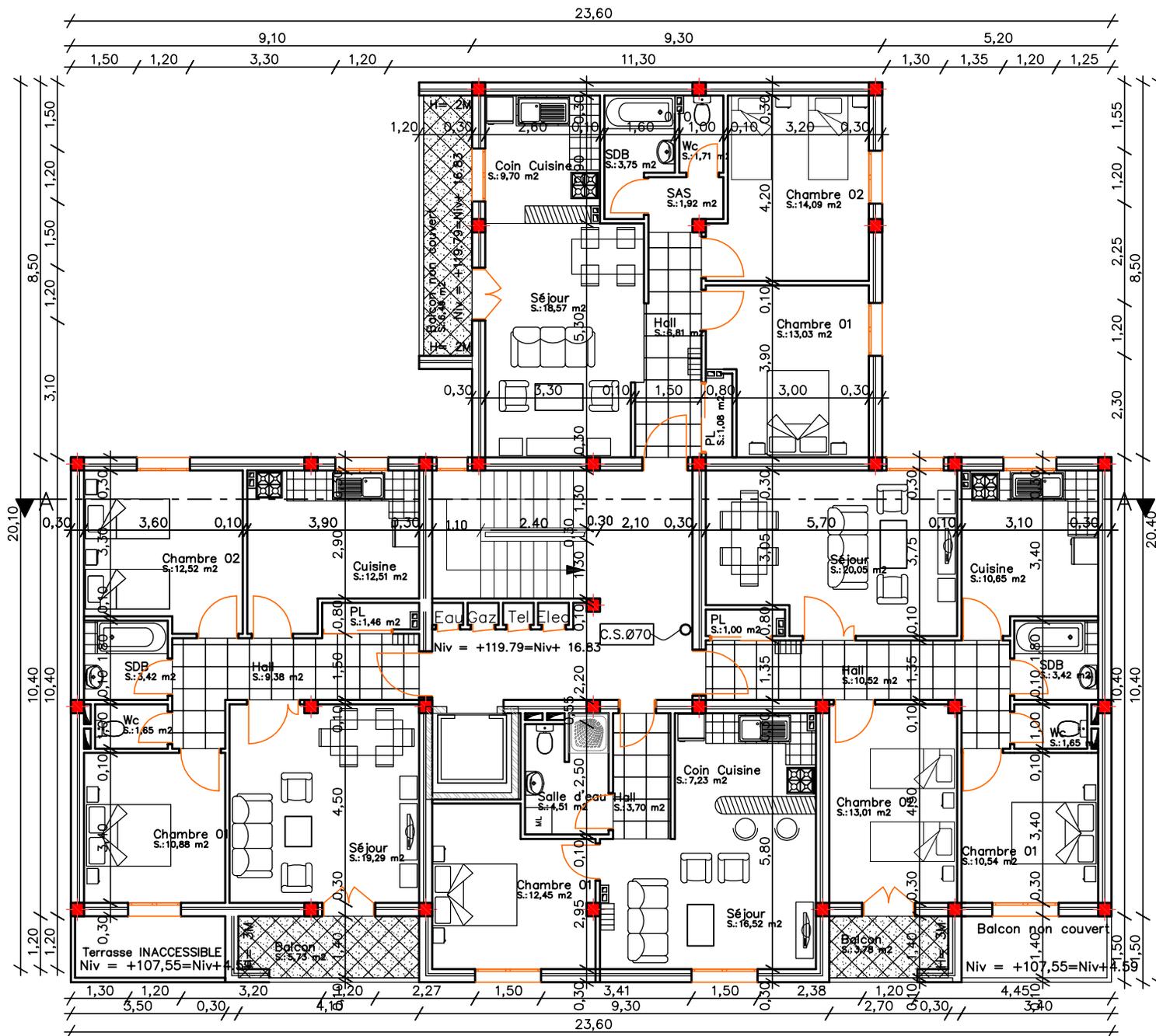
PLAN SOUS SOL 02 ECH : 1/100



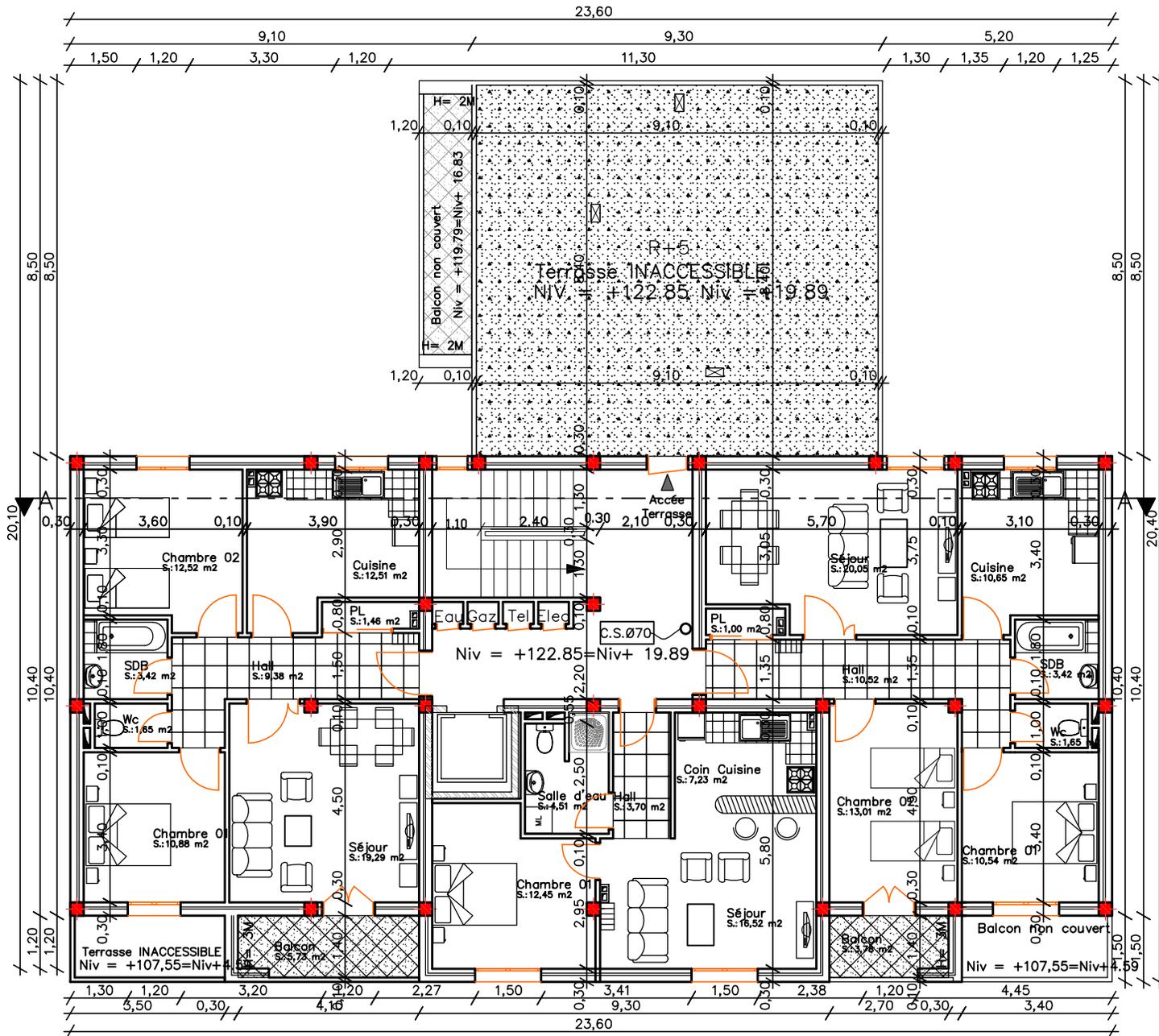
PLAN ENTRE SOL 01 ECH : 1/100



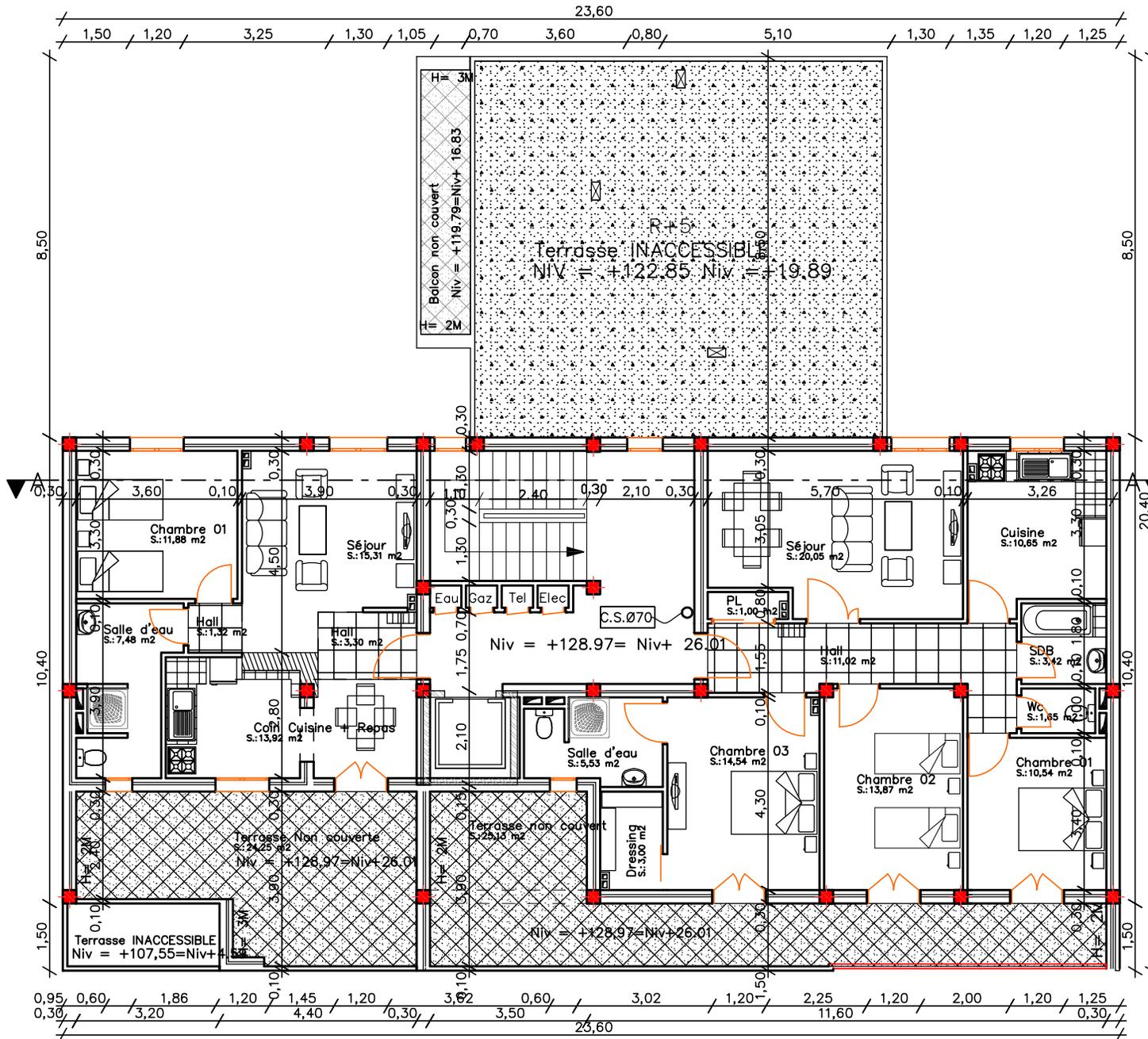
PLAN ETAGES 02,03 ET 04 ECH : 1/100



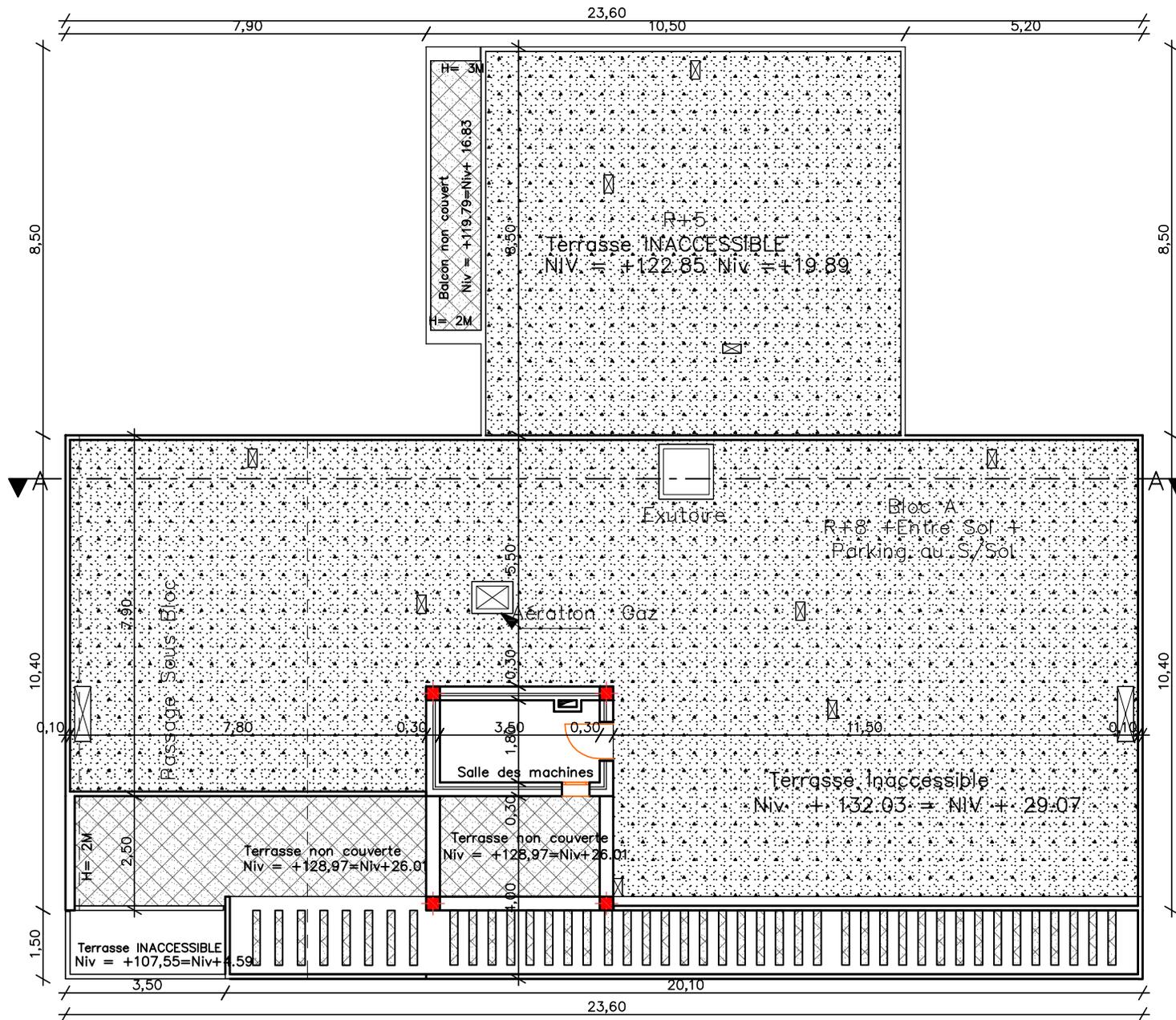
PLAN ETAGE 05 ECH : 1/100



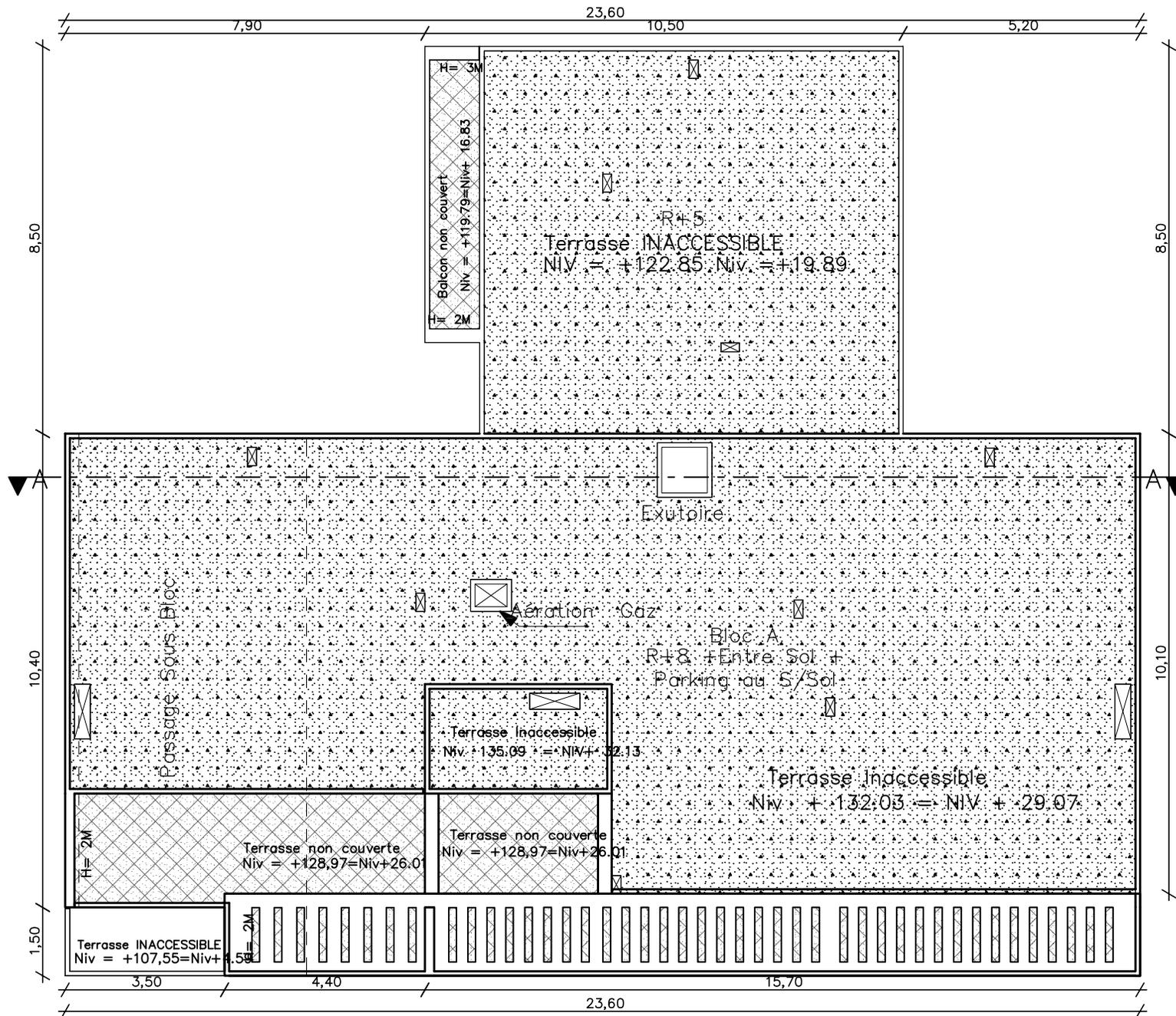
PLAN ETAGE 06 ECH : 1/100



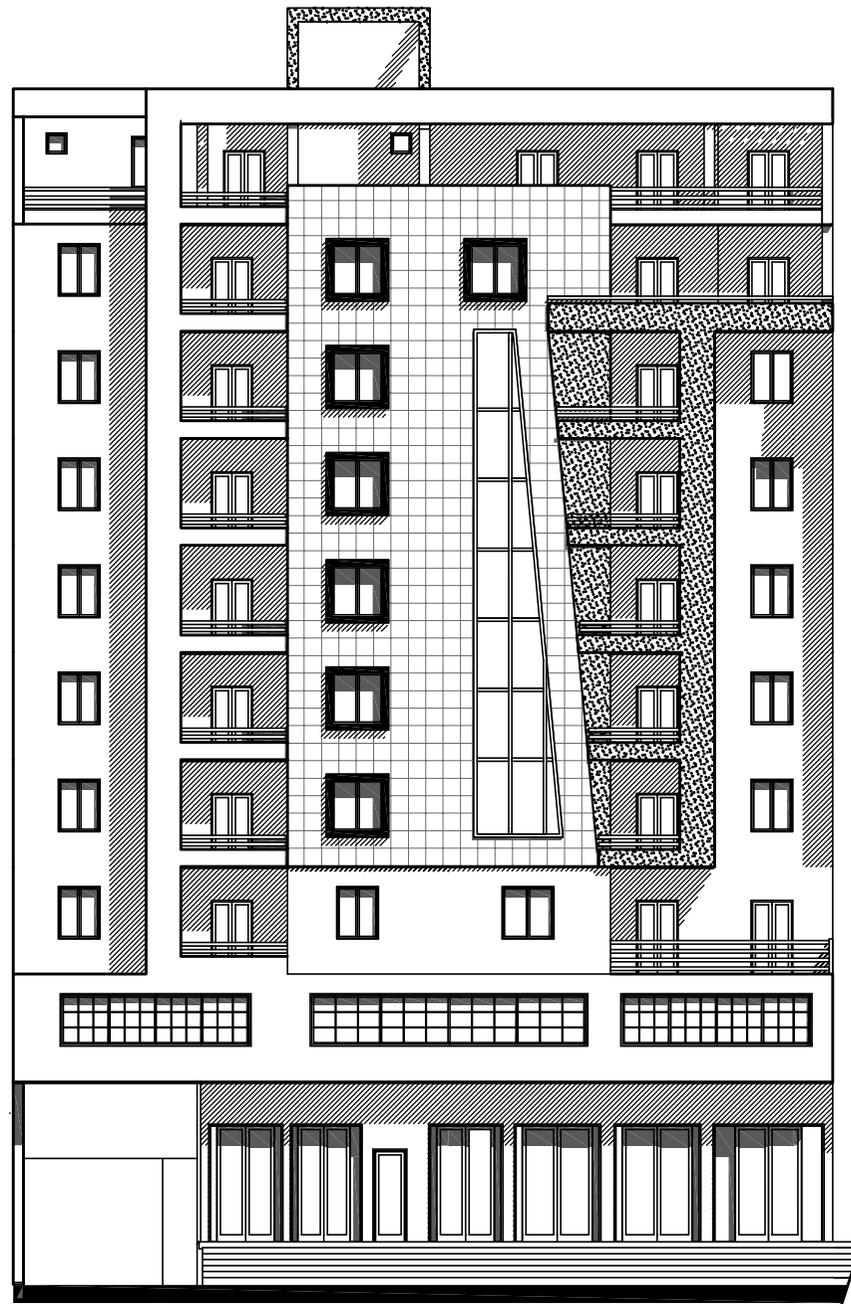
PLAN ETAGE 08 ECH : 1/100



PLAN Salle des Machines ECH : 1/100



PLAN TOITURE ECH : 1/100



Façade Principale

- **Estimation de la contrainte admissible du sol à partir des résultats obtenus au laboratoire :**

Avec :

Densité humide de 19.74 kN/m^3 ;

Angle de frottement $\phi_u = 29^\circ$;

Cohésion $C \approx$ (supposée) 0 bar.

Pour un ancrage d'au moins $5^m.60$ par rapport à la côte du terrain naturel, une contrainte admissible (cas très défavorable) de $\sigma_{adm} = 2.28$ bars.

- **Tassements sous les fondations**

Etant donné la résistance des sols de fondation indiquant une compacité très importante des sols en profondeur, ainsi que l'homogénéité verticale des sols constatée quasiment dans tout le terrain, on estime que les tassements induits par la charge de la construction sont faibles et négligeables.

- **Stabilité d'ensemble**

L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparent du versant. Le versant est en équilibre naturel avec l'absence de tous facteurs pouvant générer un mouvement quelconque. Néanmoins, il est toujours utile de rappeler la nécessité d'entreprendre des terrassements en grandes masses bien étudiés, organisés et surtout bien maîtrisés.

V. CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

Le site objet de la présente étude est choisi pour accueillir des immeubles de 06 et 11 niveaux à usage d'habitation (promotion immobilière) au profit de la Sarl Dar Nacer Immo.

Le terrain est situé au Nord de la commune d'El Kseur sur la route communale reliant Berchiche à Toudja. Il fait partie du bassin versant de Oued Soummam.

C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente moyennement abrupte dans sa plus grande partie, avec un petit talus longeant la route.

Les sols de fondation sont dominés par des limons argileux graveleux en surface à marneux argileux compacts en profondeur.

Des sondages pénétrométriques et carottés réalisés sur le terrain ont révélé un terrain relativement homogène tant verticalement qu'horizontalement.

Nous avons constaté l'existence d'une couche superficielle allant de 1^m à $3^m.60$ d'épaisseur constituée de sols friables, de faible compacité. Le substratum est localisé à partir de 11^m environ. La couche intermédiaire est composée de sols de moyenne compacité dont la résistance en pointe moyenne reste supérieure à 45 bars.

A cet effet, on préconise ce qui suit :

- L'emploi de fondations superficielles type radier général.
- Les contraintes admissibles des sols de fondation et les côtes des plates formes devant accueillir les constructions sont comme suite :



BLOCS	COTES EVENTUELLES DE LA PLATE FORME FINALE /LEVE TOPO	CONTRAINTE ADMISSIBLE - σ_p
A et B	96 ^m	1.40 Bars
	94 ^m	1.60 Bars
C et D	99 ^m	1.20 Bars
	97 ^m	1.20 Bars
	94 ^m	1.80 Bars
E	106 ^m	1.40 Bars
	104 ^m	1.60 Bars

- Les caractéristiques mécaniques moyennes jusqu'à -8^m de profondeur : $C=0.44$ bar et $\varphi = 29^\circ$.

Par ailleurs, il est conseillé :

- ✓ Elaborer un plan des terrassements en grandes masses, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage.
- ✓ L'entame du projet par la réalisation des blocs longeant la route.
- ✓ L'élaboration des réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P étanches.
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.
- ✓ Il est extrêmement déconseillé d'entamer les travaux de terrassement en périodes humides.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIC

SCP / LEC BEJAIA

LE DIRECTEUR

