



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS SOL) à usage mixte habitations bureaux contreventé par un système mixte

(voiles-portiques)

Réalisé par :

IKHERBOUCHEN Farid

DJAFRI Ghani

Encadré par :

M^{me} CHIKH AMER

Membres de jury:

M^r BENYESSAD

M^{me} BOUKEMOUCHE

Juin 2014

Remerciements

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

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

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

*A M^{me} CHIKH AMER; notre promotrice, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

Farid I. Ghani

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans
Ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

A mes chers frères et sœurs

A toute la famille IKHERBOUCHEN

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

IKHERBOUCHEN FARID

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans
Ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

A mes chers sœurs : Sonia, Siham, Alicia.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

DJAFRI GHANI

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Présentation du projet	2
I.2. Caractéristique de la structure	2
I.3. Règlements et normes utilisés	3
I.4. Etats Limites	3
I.5. Caractéristiques des matériaux	4
I.6. Hypothèses de calcul	8
I.7. Actions et sollicitations	10
I.8. Combinaison des actions	11
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	13
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	13
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	25
II.4. Evaluation des charges et surcharges	28
II.5. Descente de charge	32
II.6. Conclusion	45
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Calcul des planchers	47
III.2. Dalles pleines	78
III.3. Les escaliers	82
III.4. Etude de l'acrotère	92
Chapitre IV : Etude au séisme	
IV.1. Introduction	99
IV.2. Objectifs et exigences	99
IV.3. Méthode de calcul	99
IV.4. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	105
IV.5. Modélisation et résultats	105
IV.6. Conclusion	119
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Etude des poutres	120
V.2. Etude des poteaux	130
V.3. Etude des voiles	145
V.4. Conclusion	167
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1. Introduction	168
VI.2. Choix du type de fondations	168
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	168
VI.4. Etude des fondations du Bloc 1	168
VI.5. Etude des fondations du Bloc 2	182
VI.6. Voile périphérique	184
Conclusion	
Bibliographie	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1. Diagramme des contraintes du béton	5
Fig.I.2. Diagramme des contraintes limite du béton à L'ELU	6
Fig.I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier	8
Fig.I.4. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	9
Fig.II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	14
Fig.II.2. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher sous-sol	15
Fig.II.3. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher RDC et étage courant	16
Fig.II.4. Coupe transversale d'une poutrelle	17
Fig.II.5. Dalle sur 03 appuis	19
Fig.II.6. Coupe verticale de l'escalier	20
Fig.II.7. Escalier à deux volées	20
Fig.II.8. Schéma statique de la 1 ^{er} volée	21
Fig.II.9. Schéma statique de la 1 ^{er} et 2 ^{eme} volée étage courant	22
Fig.II.10. Schéma statique de la 1 ^{ere} volée dans le s-sol du Bloc 2	22
Fig. II.11. Schéma statique de la 2 ^{eme} volée dans le s-sol du Bloc 2	23
Fig. II.12. Schéma statique de la 1 ^{er} volée dans le RDC du Bloc 2	23
Fig. II.13. Schéma statique de la 2 ^{eme} volée dans le RDC du Bloc 2	24
Fig. II.14. Schéma statique de la 1 ^{er} et 2 ^{eme} volée dans l'étage courant du Bloc 2	24
Fig. II.15. Coupe sur l'acrotère	25
Fig. II.16. Coupe de voile en élévation	27
Fig. II.17. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	33
Fig. II.18. Poteau « P ₁ » de la descente de charges dans le Bloc 1	34
Fig. II.19. Poteau « P ₁ » de la descente de charges dans le Bloc 2	38
Fig. II.20. Poteau « P ₂ » de la descente de charges dans le Bloc 2	39
Fig. II.21. Poteau « P ₃ » de la descente de charges dans le Bloc 2	39
Fig. II.22. Section brute	42
Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	48
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	48
Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	49
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	49
Fig.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	71
Fig.III.6. Dalle sur 3 appuis	78
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	82
Fig.III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier	86
Fig.III.9. Schéma statique de la poutre palière	86
Fig.III.10. Section équivalente	88
Fig.III.11. Coupe transversale de l'acrotère	93
Fig.III.12. Section à ferrailer	96
Fig.III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	98
Fig.IV.1. Disposition des voiles dans le Bloc 1	106
Fig.IV.2. Disposition des voiles dans le Bloc 2	107
Fig.IV.3. 1 ^{er} mode (translation suivant Y) dans le Bloc 1	108
Fig.IV.4. 2 ^{eme} mode (translation suivant X) dans le Bloc 1	109
Fig.IV.5. 3 ^{eme} mode (rotation autour de l'axe Z) dans le Bloc 1	109
Fig.IV.6. 1 ^{er} mode (translation suivant Y) dans le Bloc 2	111
Fig.IV.7. 2 ^{eme} mode (translation suivant X) dans le Bloc 2	111
Fig.IV.8. 3 ^{eme} mode (rotation autour de l'axe Z) dans le Bloc 2	112

Fig.V.1. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})	166
Fig.VI.1. Schéma de rupture de dalle de radier	173
Fig.VI.2. Schéma de ferrailage de radier	175
Fig.VI.3. Section à ferrailer	178
Fig.VI.4. Semelle filante selon X-X	182
Fig.VI.5. Répartition des contraintes sur le voile	185
Fig.VI.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique	188

Liste des tableaux

Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse	28
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers courants	29
Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	30
Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	30
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée du Bloc 1	31
Tableau II.6. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	32
Tableau II.7. Le calcul des surfaces pour chaque niveau	34
Tableau II.8. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P ₁	35
Tableau II.9. La loi de dégression pour le poteau P ₁	35
Tableau II.10. Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₁	36
Tableau II.11. L'effort normal ultime « N _u » dans chaque niveau du Bloc 1	40
Tableau II.12. L'effort normal ultime « N _u » dans chaque niveau du Bloc 2	40
Tableau II.13. Vérification de la résistance (compression simple) au niveau du Bloc 1	41
Tableau II.14. Vérification au flambement au niveau du Bloc 1	43
Tableau II.15. Prévérification de l'effort normal réduit au niveau du Bloc 1	43
Tableau II.16. Vérification de la résistance (compression simple) au niveau du Bloc 2	44
Tableau II.17. Vérification au flambement au niveau du Bloc 2	44
Tableau II.18. Prévérification de l'effort normal réduit au niveau du Bloc 2	45
Tableau III.1. Les Types de poutrelles dans le Bloc 1	50
Tableau III.2. Les Types de poutrelles dans le Bloc 2	50
Tableau III.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles	51
Tableau III.4. Calcul des moments isostatiques	53
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (bureaux)	55
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (bureaux)	56
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (habitation)	56
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (habitation)	56
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (bureaux)	56
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (bureaux)	56
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (habitation)	57
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (habitation)	57
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (habitation)	57
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (habitation)	57
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	57
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	57
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	58
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	58
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 5)	61
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 5)	61
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	61
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type6)	61
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible type 6	61
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible type 6	61
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	62
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type2)	62
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	62
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	62
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	62
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3)	62
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	62

Tableau III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	63
Tableau III.33. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	63
Tableau III.34. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	63
Tableau III.35. Le ferrailage des différentes poutrelles des différents étages du Bloc 1	69
Tableau III.36. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	70
Tableau III.37. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant	71
Tableau III.38. vérification de l'effort tranchant et des contraintes	72
Tableau III.39. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage terrasse inaccessible	76
Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	76
Tableau III.41. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher sous-sol	76
Tableau III.42. Evaluation de la flèche dans le plancher sous-sol	76
Tableau III.43. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles du Bloc2	77
Tableau III.44. Ferrailage des escaliers	84
Tableau III.45. calcul de sollicitation à l'ELS	85
Tableau III.46. Etat limite de compression du béton	85
Tableau III.47. Evaluation de la flèche dans l'escalier	86
Tableau III.48. Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière	87
Tableau III.49. Résultats de calcul par la méthode de RDM	89
Tableau III.50. Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière	89
Tableau III.51. Vérification des contraintes de cisaillement	89
Tableau III.52. Vérification des contraintes dans le béton	90
Tableau III.53. Ferrailage en travée et aux appuis	92
Tableau III.54. Evaluation de la flèche dans l'escalier	92
Tableau III.55. Charges permanentes sur l'acrotère	93
Tableau III.56. Combinaison d'action de l'acrotère	94
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq dans le Bloc1	100
Tableau IV.2. Valeurs des pénalités Pq dans le Bloc 2	101
Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses dans Bloc1	107
Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses dans Bloc2	110
Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales dans le Bloc 1	112
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales dans le Bloc 1	113
Tableau IV.7. Vérification sous charges verticales dans le Bloc 2	113
Tableau IV.8. Vérification sous charges horizontales dans le Bloc 2	114
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans le Bloc1	115
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le Bloc2	115
Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques dans le Bloc 1	115
Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques dans le Bloc 2	116
Tableau IV.13. Vérification des déplacements dans le Bloc 1	116
Tableau IV.14. Vérification des déplacements dans le Bloc 2	117
Tableau IV.15. Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le Bloc1	118
Tableau IV.16. Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le Bloc2	118
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires dans le Bloc 1	122
Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires dans le Bloc 2	123
Tableau V.3. Vérification des contraintes tangentielles dans le Bloc 1	125
Tableau V.4. Vérification des contraintes tangentielles dans le Bloc 2	125
Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres du Bloc1	126
Tableau V.6. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres du Bloc2	127
Tableau V.7. Vérification de la flèche pour les poutres du Bloc 1	127
Tableau V.8. Vérification de la flèche pour les poutres du Bloc 2	127
Tableau V.9. Schéma de ferrailage des Poutres du Bloc 1	128

Tableau V.10. Schéma de ferrailage des Poutres du Bloc 2	129
Tableau V.11. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux du Bloc1	131
Tableau V.12. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux du Bloc 2	131
Tableau V.13. Sollicitations dans les poteaux du Bloc 1	133
Tableau V.14. Sollicitations dans les poteaux du Bloc 2	133
Tableau V.15. Ferrailage des poteaux du Bloc 1	135
Tableau V.16. Ferrailage des poteaux du Bloc 2	135
Tableau V.17. Calcul des armatures transversales dans le Bloc 1	136
Tableau V.18. Calcul des armatures transversales dans le Bloc 2	136
Tableau V.19. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux du Bloc 1	137
Tableau V.20. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux du Bloc 2	137
Tableau V.21. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux du Bloc 1	138
Tableau V.22. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux du Bloc 2	138
Tableau V.23. Les moments résistants dans les poteaux du Bloc 1	140
Tableau V.24. Les moments résistants dans les poteaux du Bloc 2	140
Tableau V.25. Vérification de la zone nodale dans le Bloc 1	140
Tableau V.26. Vérification de la zone nodale dans le Bloc 2	141
Tableau V.27. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau du Bloc 1	142
Tableau V.28. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau du Bloc 2	144
Tableau V.29. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$	149
Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux du Bloc1	150
Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux du Bloc 1	151
Tableau V.32. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux du Bloc 1	152
Tableau V.33. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux du Bloc 1	153
Tableau V.34. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux du Bloc 1	154
Tableau V.35. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux du Bloc 1	155
Tableau V.36. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux du Bloc 1	155
Tableau V.37. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-1} dans tous les niveaux du Bloc 2	156
Tableau V.38. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-2} dans les niveaux (1,2 et3) du Bloc2	157
Tableau V.39. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-3} dans tous les niveaux du Bloc 2	158
Tableau V.40. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-4} dans tous les niveaux du Bloc 2	159
Tableau V.41. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-5} dans tous les niveaux du Bloc 2	160
Tableau V.42. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-1} dans tous les niveaux du Bloc 2	161
Tableau V.43. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-2} dans tous les niveaux du Bloc 2	162
Tableau V.44. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-3} dans les niveaux (1, 2,3) du Bloc 2	163
Tableau V.45. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-4} dans les niveaux (1, 2, 3) du Bloc 2	163
Tableau V.46. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-5} dans tous les niveaux du Bloc 2	164
Tableau V.47. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-6} dans tous les niveaux du Bloc 2	165
Tableau VI .1. Section des armatures du radier	174
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	175
Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	177
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	177
Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y)	178
Tableau VI.6. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X)	178
Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant	179
Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	179
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	179
Tableau VI.10. Ferrailage de la poutre de rigidité	181
Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique	186

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E	Séisme
G	Charges permanentes
M	Charges d'exploitations à caractère particulier.
Q	Action variables quelconque.
S	Action dues à la neige.
W	Action dues au vent.
A_s	Aire d'un acier.
B	Aire d'une section de béton.
E	Module d'élasticité longitudinal.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_i	Module de déformation instantanée.
E_{fl}	Module de déformation sous fluage.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).
F	Force ou action en général.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_g	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
M_q	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
a	Une dimension (en générale longitudinal).
b	Une dimension (largeur d'une section).
b₀	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
e	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité.
f_{ci}	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
F_{c28} et f_{t28}	Grandeurs précédentes avec $j=28j$.
g	Densité des charges permanentes.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section.
i	Rayon de giration d'une section de B A.
j	Nombre de jours.
l_f	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
p	Action unitaire de la pesanteur.
q	Charge variable.
S_t	Espacement des armatures transversales.
x	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.

Introduction Générale

Introduction générale

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

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

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

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

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

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

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

Chapitre I

I.1 Présentation de l'ouvrage :

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

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

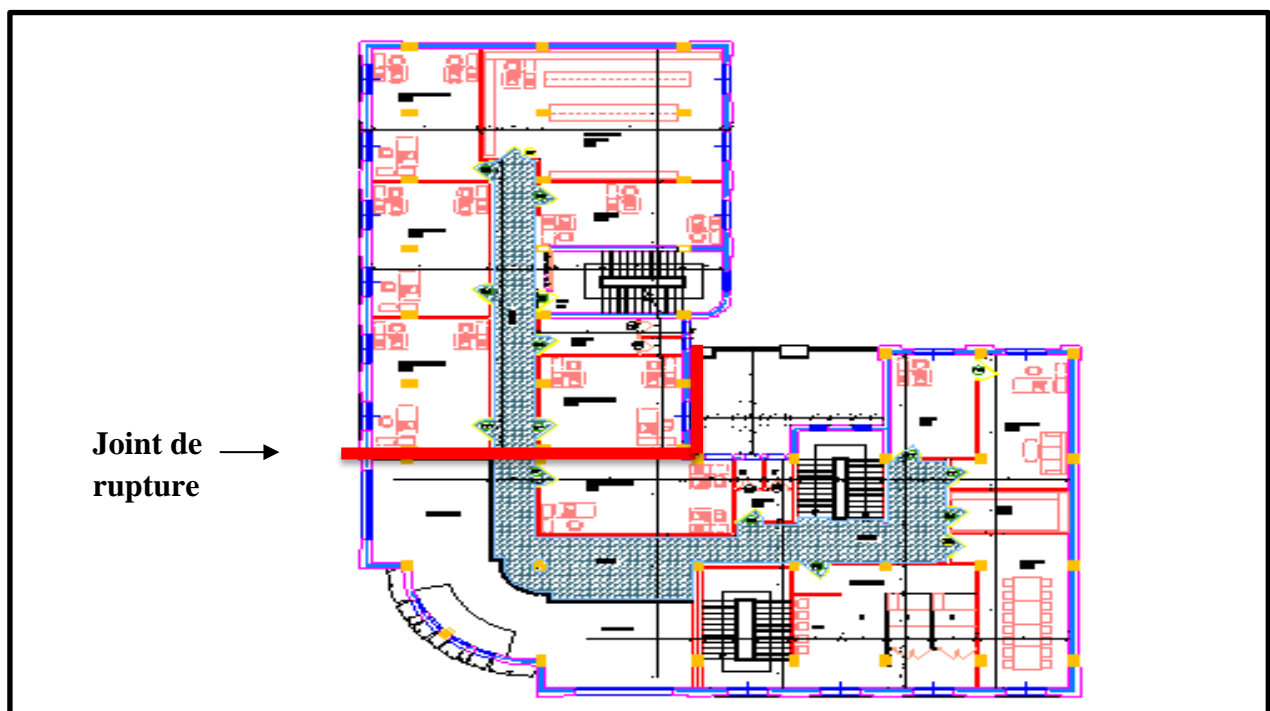
I.2. Caractéristique de la structure :

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment en question présente une forme en **L** et ces dimensions sont :

- ✓ Largeur en plan..... **27.00m.**
- ✓ Longueur en plan **33.90m.**
- ✓ Hauteur total du bâtiment..... **36.28m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol..... **03.06m.**
- ✓ Hauteur du RDC..... **04.76m.**
- ✓ Hauteur des étages courants..... **03.74m.**

- ❖ Comme le bâtiment présente une configuration en L, nous avons opté pour la décomposition en deux Blocs rectangulaires séparés par un joint afin d'éviter une torsion importante du bâtiment.



I.2.2. Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments porteurs.
- ❖ **Les escaliers** : les escaliers de notre bâtiment sont à deux volées. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible. Sa hauteur est de 60cm.
- ❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** : le choix et le cheminement des fondations se fera en fonction de la nature du sol (rapport en annexe) et l'intensité des charges ramenées par le bâtiment.

I.2.3. Choix du contreventement :

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

I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites : (BAEL91)

I.4.1 : Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

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

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

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

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

I.4.2. Les Hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

1- conservation des sections planes.

2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

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

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

I.5. Caractéristique des matériaux :

I.5.1. Le béton :

I.5.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

$$(1) : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.1.1).} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

b. Résistance à la traction f_{tj} : La résistance à la traction à l'âge j f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06fcj \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

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

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article 4.3.4).}$$

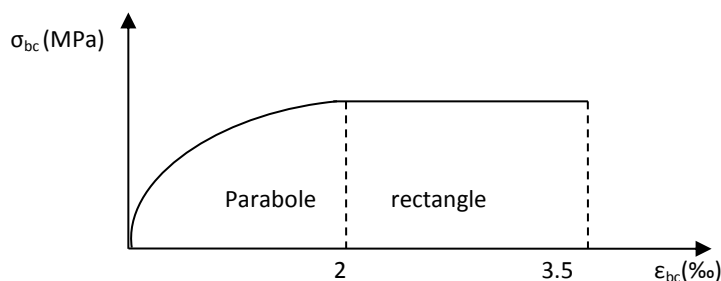


Fig.I.1 : Diagramme des contraintes du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24h. \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h. \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1h. \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

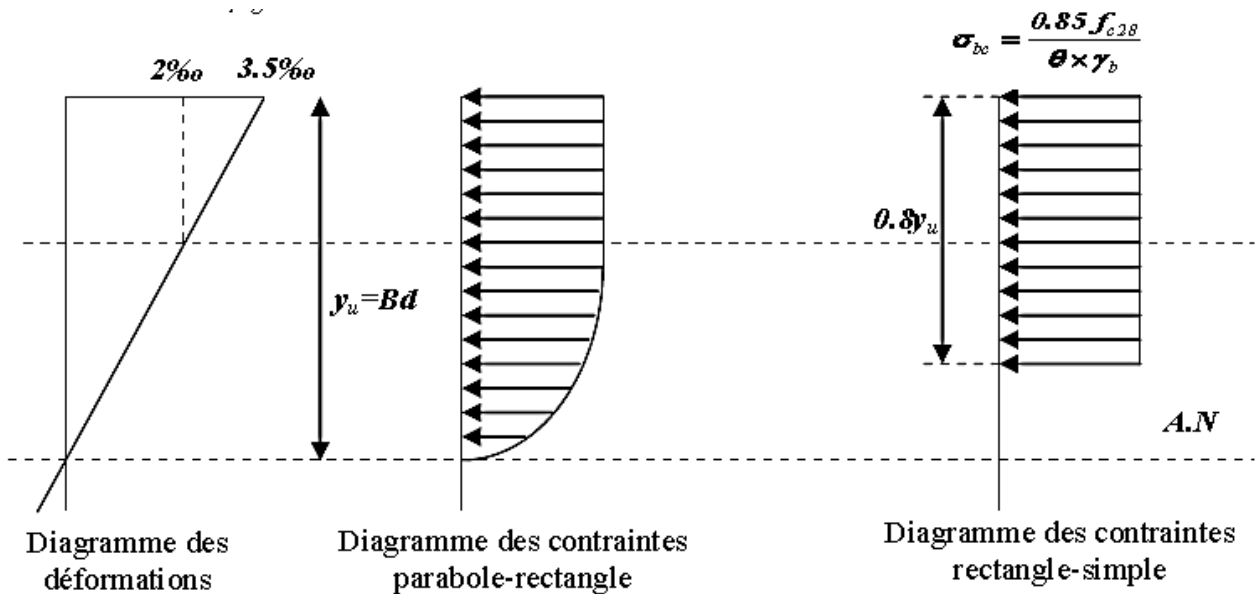


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton à L'E.L.U

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c.2. Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$ **CBA93 (Article A.4.5.2).**

c. Déformation longitudinale du béton:

➤ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Or on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ d'où: $E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée:**

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Or on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ d'où: $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$.

➤ **Module de déformation transversal:**

$$\boxed{G = \frac{E}{2(\nu + 1)}} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à L'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à L'ELU} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article 2.1.3).}$$

I.5.2 L'acier : leurs rôles est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E.

On distingue : -Les ronds lisses (RL).

-Les hautes adhérences (HA).

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

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

Dans notre ouvrage on utilise :

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

I.5.2.1. Les contraintes limites :

- **A L'ELU :** $\sigma_{st} = fe / \gamma_s$ Tel que :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \quad \longrightarrow \text{pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \quad \longrightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ En situation durable.

$\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$ En situation accidentelle.

- **A L'ELS :** la valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ est donnée en fonction de la fissuration :
 1. fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
 2. fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_{st} = \min[(2/3) \times fe ; 110\sqrt{\eta \times ft_j}]$ **BAEL91(ArticleA.4.5.3.2).**
 3. fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_{st} = \min [0.5 \times fe ; 90\sqrt{\eta \times ft_j}]$ **BAEL91(ArticleA.4.5.3.2).**

Avec η coefficient de fissuration :

$$\eta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \dots\dots\dots \text{pour les RL.} \\ 1.6 \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ 1.3 \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

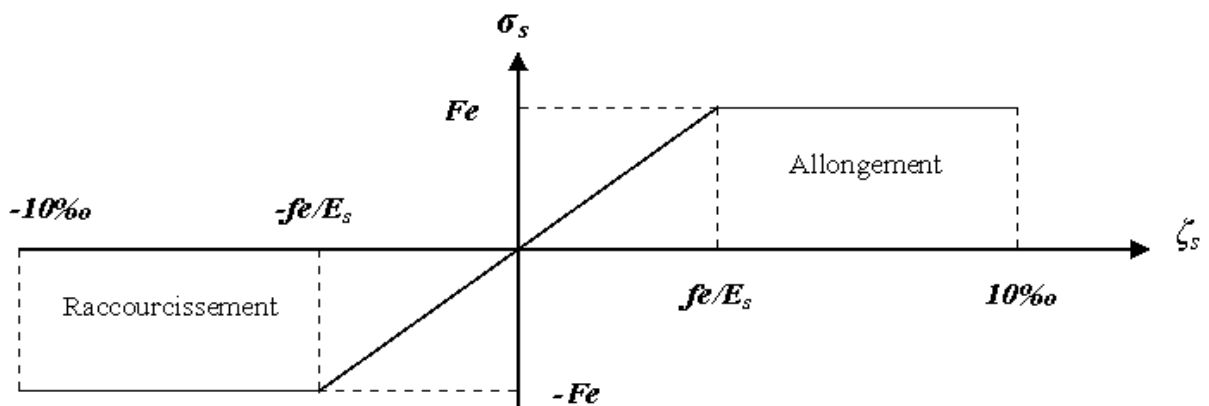
I.5.2.2. Diagramme contraintes déformations :

Fig.I.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites :

Un état limite est un état au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

I.6.1. ELU (état limite ultime) :

Leurs dépassement entraînent la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de ces éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (figure I.4) :

- **Pivot A (région 1)** : allongement de l'acier le plus tendu $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$:
Pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
- **Pivot B (région 2)** : raccourcissement de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_b = 3.5 \times 10^{-3}$.
Pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
- **Pivot C (région 3)** : raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_b = 2 \times 10^{-3}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée. La plus comprimée $\varepsilon_b = 2 \times 10^{-3}$.
- Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

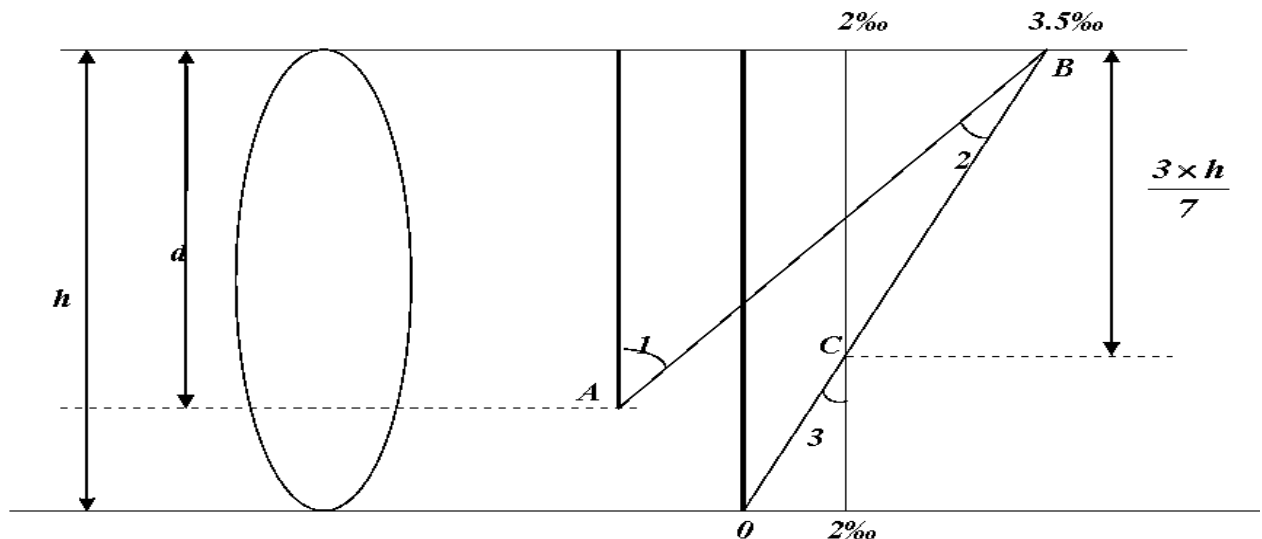


Fig. I.4 : diagramme des déformations limites de la section

I.6.1.1. Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (ELU) :

- Les sections planes avant et après déformation.

- Le béton tendu est négligé.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10 %, et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.
- Le diagramme contrainte déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle.
- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangle simplifié.

I.6.2. ELS (états limites de service) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux vérifications suivantes :

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

I.6.2.1. Hypothèses de calcul aux états limites de services (ELS) :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et on néglige le retrait et le fluage du béton.
- Par convention le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence $n=15$.

I.7. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure. On distingue trois types d'actions :

- ✓ **Les actions permanentes (G) :** ce sont des actions qui varient très peu dans le temps, elles comportent :
 - poids propre des éléments.
 - poussée des terres, ... etc.

✓ **Les actions variables (Qi) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Actions de températures, du retrait...etc.

✓ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion, ...).

I.8. Combinaisons des actions :

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultent des combinaisons d'action définie ci-après et avec les notations suivantes :

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

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

Q_1 : action variable dite de base.

$Q_i (i > 1)$: action variable dite d'accompagnement.

I.8.1. combinaisons à considérer pour L'ELU :

A) Situation durable : (vis-à-vis des états limites de résistances et de services) :

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{oi} \times Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A.3.3.2.1).}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{q1} = 1.5 \longrightarrow \text{cas générale.} \\ \gamma_{q1} = 1.35 \longrightarrow \text{cas température; charges routières, bâtiment agricoles à faible densité d'occupation humaine.} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_{0i} = \text{coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.} \\ \psi_0 = 0.77 \longrightarrow \text{vent, neige.} \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91 (Article D.1.2.3).} \\ \psi_0 = 0.6 \longrightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

B) Situation accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} \times Q_i + \sum \psi_{2.i} \times Q_i$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1.i} \times Q_i$: valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{2.i} \times Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_1 = 0.2 \longrightarrow \text{vent.} \\ \psi_1 = 0.15 \longrightarrow \text{neige pour altitude} < 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.3 \longrightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.5 \longrightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_2 = 0 \longrightarrow \text{vent, neige pour altitude} \leq 500\text{m, et variation uniforme de température.} \\ \psi_2 = 0.1 \longrightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m.} \end{array} \right.$$

I.8.2. combinaison d'action à considérer à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91 (Article A.3.3.3).}$$

I.8.3. Combinaison d'action donnée par le RPA :

- $G + Q + E$.
- $0.8 \times G + E$.
- $G + Q + 1.2 \times E \longrightarrow$ pour les poteaux.

Chapitre II

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement consiste à définir les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**) et du **CBA93**.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :**II.2.1. 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, puis aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Les dalles pleines pour les balcons.

a. Plancher à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

..... **CBA93 (Article B.6.8.4.2.4).**

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

a.1. Planchers bloc 1 :

On a: $L_{max} = (350-30) = 320 \Rightarrow h_t = \frac{320}{22,5} = 14,22\text{cm}$.

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16+4$) = 20cm.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 16\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

a.2. Planchers bloc 2 :✓ **Plancher sous-sol :**

$$\text{On a: } L_{max} = (360-30) = 330 \Rightarrow h_t = \frac{330}{22,5} = 14.66\text{cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16+4$) = 20cm.

$$\text{Avec: } \begin{cases} h_{cc} = 16\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

✓ **Plancher RDC et étage courant :**

$$\text{On a: } L_{max} = (590-30) = 560 \Rightarrow h_t = \frac{560}{22,5} = 24.88\text{cm.}$$

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

$$\text{Avec: } \begin{cases} h_{cc} = 20\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 5\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

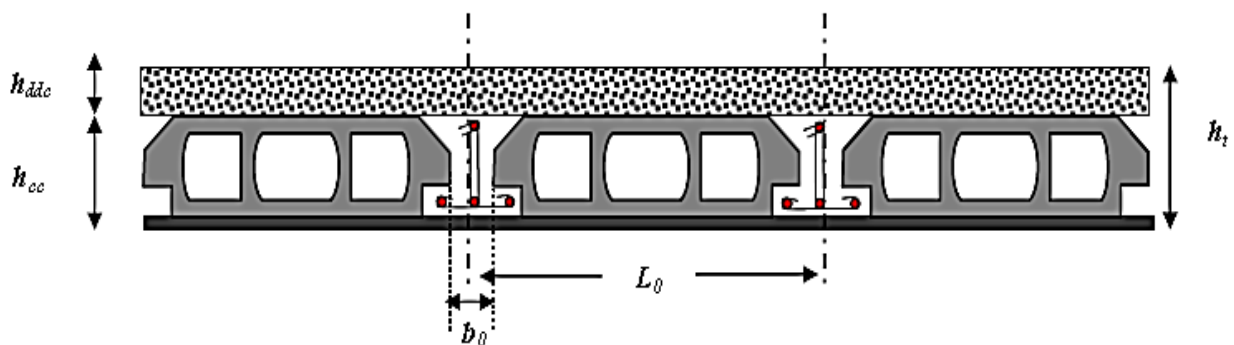


Fig. II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : Distance entre axes 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 (critère prédominant).
 - 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 de telle sorte à éviter les poutrelles isostatiques, et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures ci-dessus :

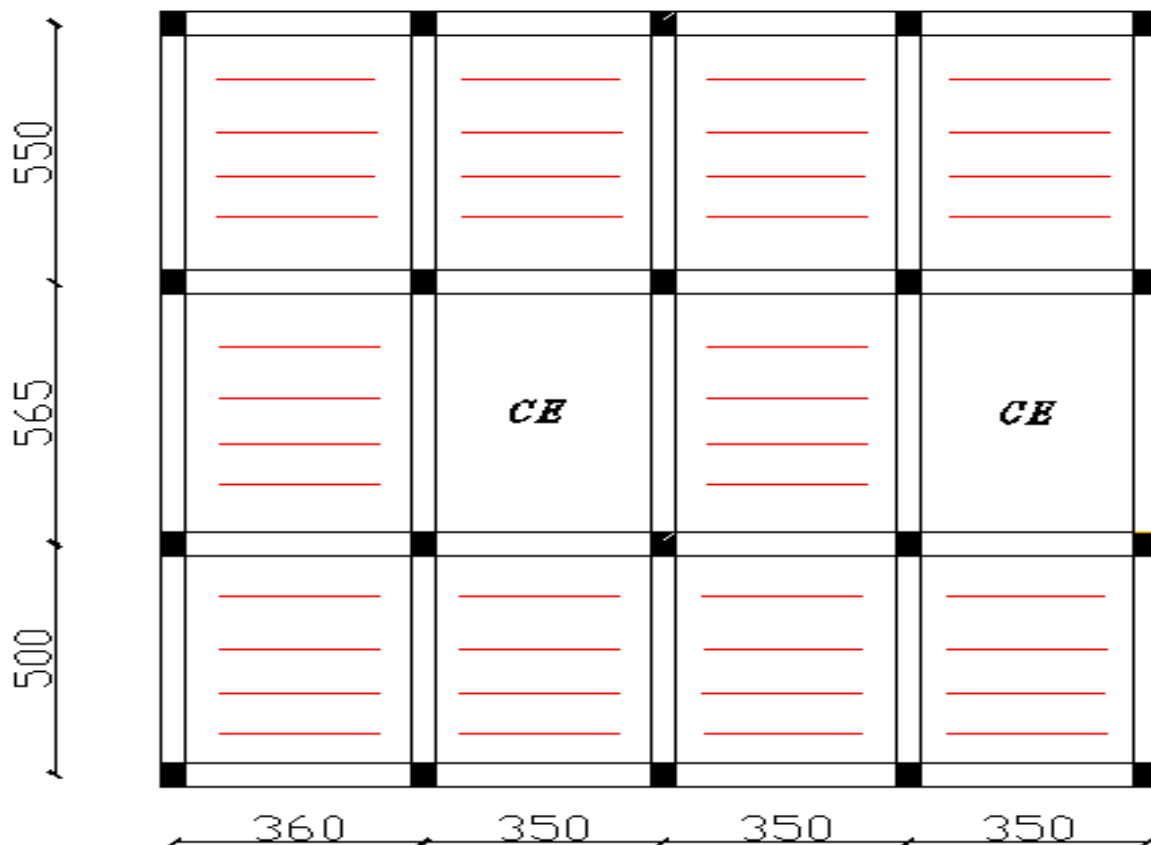


Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher sous-sol

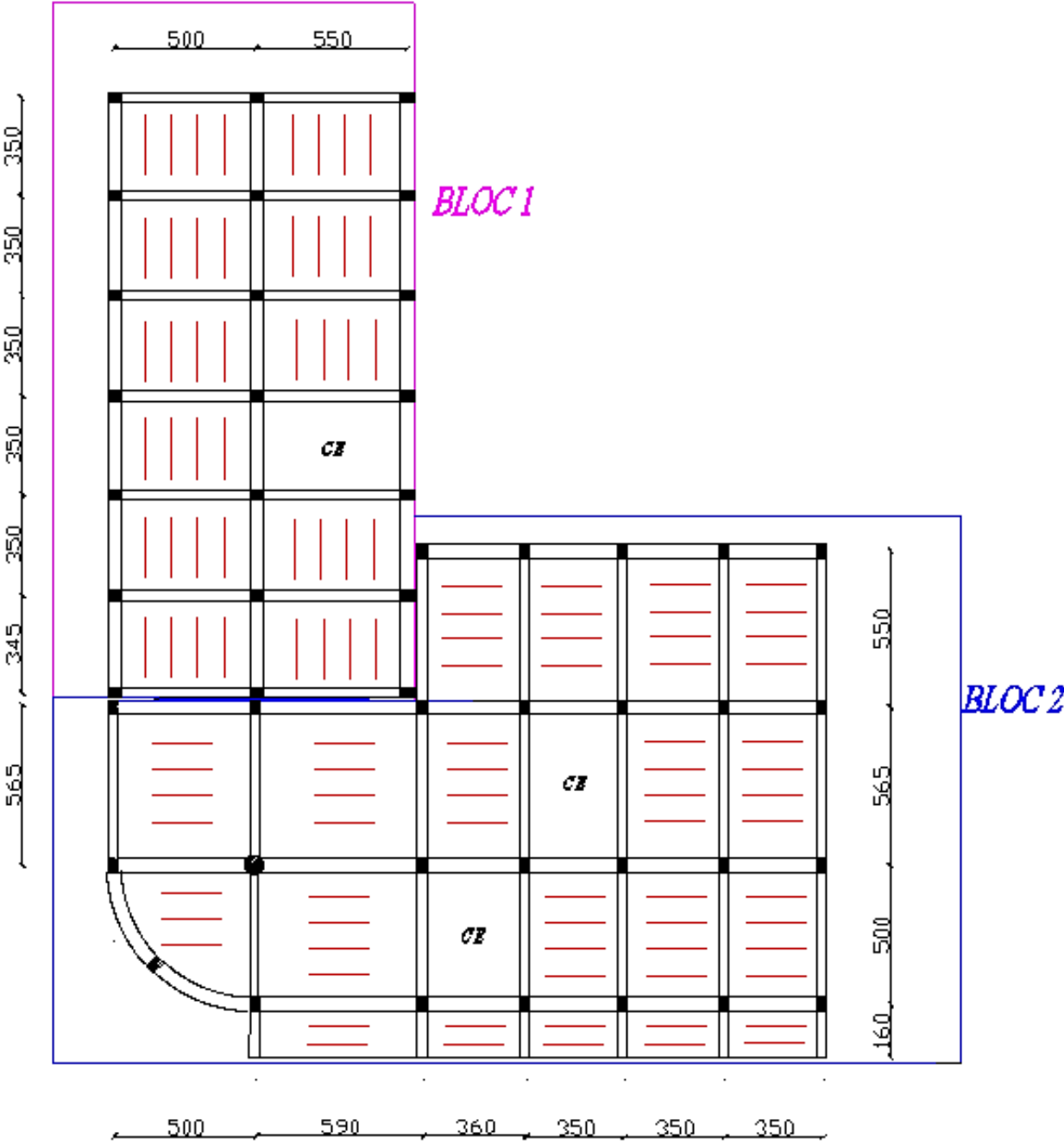


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher RDC et étage courant

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

✓ **Détermination de la largeur de la table de compression :**

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

b : Largeur de la table de compression.

✓ **Poutrelles Bloc 1 :**

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

$$\text{Pour : } \begin{cases} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 345 - 30 = 315 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 53 \text{ cm}, L_y = 315 \text{ cm}.$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{315}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(26.5; 31.5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \mathbf{b = 65 \text{ cm}} \\ \mathbf{h = 20 \text{ cm}} \end{cases}$$

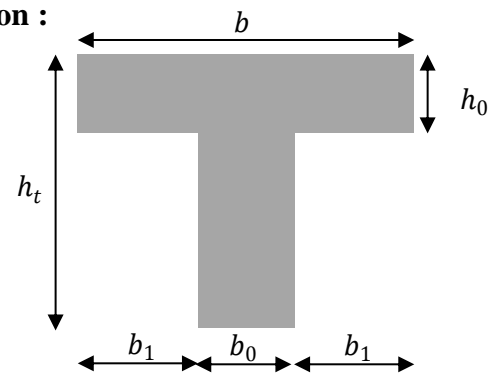


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

✓ **Poutrelles du Bloc 2 :**

$$\text{Pour : } \begin{cases} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 5\text{cm} \end{cases}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{320}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(26.5; 32)$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{cm}$; d'où : $b = 65\text{cm}$.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \mathbf{b = 65cm} \\ \mathbf{h = 25cm} \end{cases}$$

b. Plancher en 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 :**

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

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

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

➤ **Coupe-feu :**

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

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

$$e \geq 14\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

Notre projet comporte 1 seul type de dalle pleine (balcons du 7^{ème} étage dans le Bloc1) :

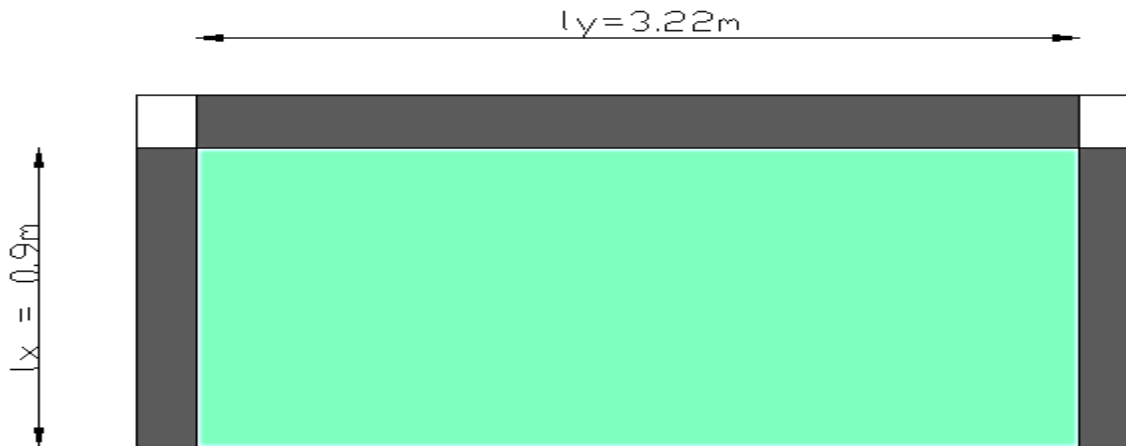


Fig. II.5. Dalle sur 03 appuis

➤ Selon le critère de résistance :

$$\text{Dalle sur 03 appuis} \rightarrow \frac{90}{45} \leq e \leq \frac{90}{40} \rightarrow 2\text{cm} \leq e \leq 2.25\text{cm}.$$

On adopte une épaisseur de **14cm** pour tous les planchers à dalle pleine (selon le critère de résistance au feu).

c. Les escaliers :

c.1). Terminologie :

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

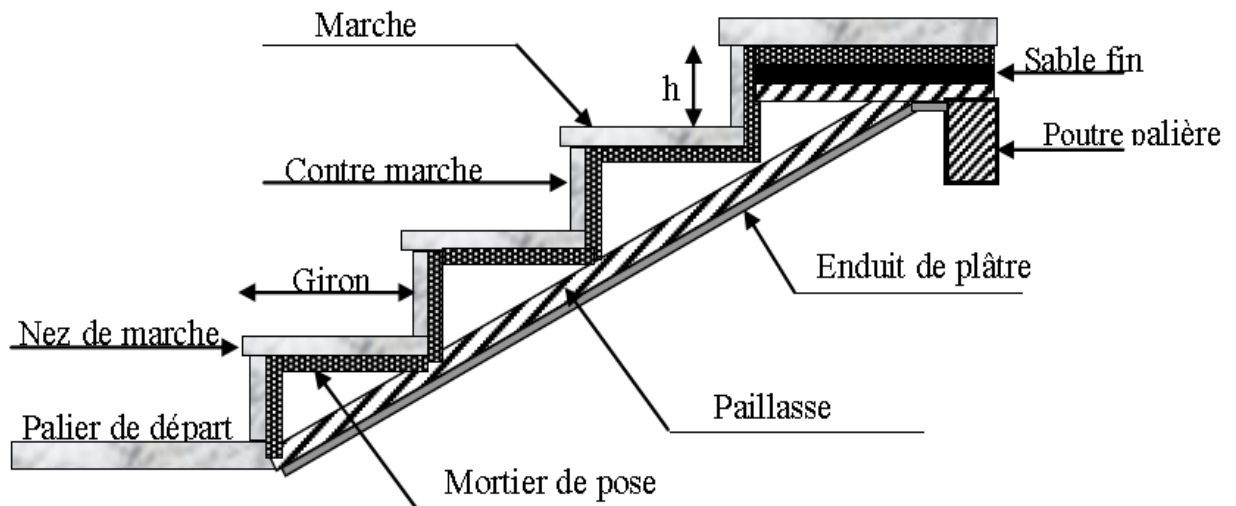


Fig. II.6. Coupe verticale de l'escalier.

c.2). Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

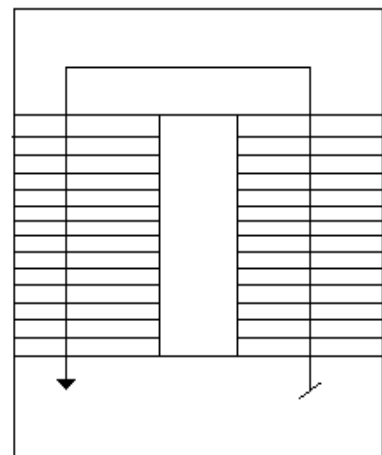
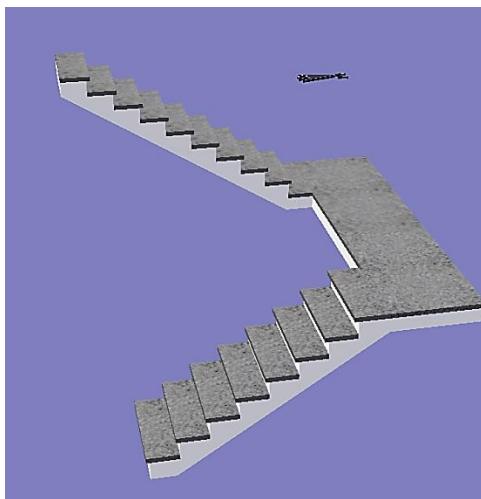


Fig. II.7. Escalier à deux volées.

c.3).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**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

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

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

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

✓ **Les escaliers du Bloc1 :**

• **Escalier du RDC :**

- **Epaisseur de la paille** : L'épaisseur de la paille est déterminée à partir de la

$$\text{condition suivante : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 1.35 + 2.05 = 5.21 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{521}{30} \leq e \leq \frac{521}{20} \Rightarrow 17.36 \text{ cm} \leq e \leq 26.05 \text{ cm}$$

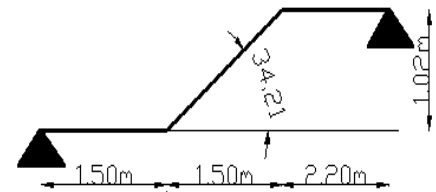


Fig. II.8. Schéma statique de la 1^{er} volée

On prend : $e = 18 \text{ cm}$.

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

On a : $L_0 = 150 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

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

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

• **Escalier des étages courant :**

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

$$L = \sqrt{3^2 + 1.77^2} + 2.05 = 5.53m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{553}{30} \leq e \leq \frac{553}{20} \Rightarrow 18.43cm \leq e \leq 27.65cm$$

On prend : **e=20cm**

On a : $L_0 = 300\text{ cm}$; $H = 177\text{ cm}$.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 11 \\ n-1 = 10 \\ h = 177/11 = 16cm \\ g = 300/10 = 30cm \end{array} \right.$$

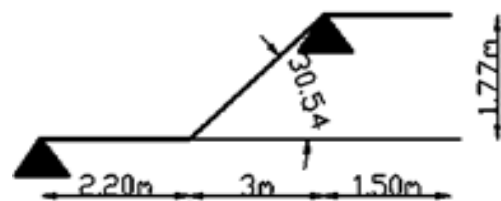


Fig. II.9. Schéma statique de la 1^{er} et 2^{eme} volée

✓ **Escalier du Bloc 2 :**

• **Escalier sous-sol :**

- **1^{ere} volée :**

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

$$L = \sqrt{0.6^2 + 0.51^2} + 3.55 + 1.1 = 5.43m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{543}{30} \leq e \leq \frac{543}{20} \Rightarrow 18.1cm \leq e \leq 27.15cm$$

On prend : **e=20cm**

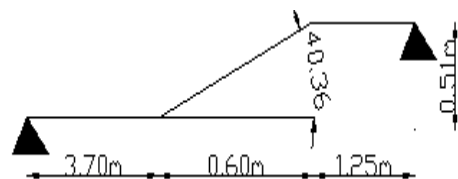


Fig. II.10. Schéma statique de la 1^{ere} volée

On a : $L_0 = 0.6 \text{ cm}$; $H = 0.51 \text{ cm}$.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 3 \\ n - 1 = 2 \\ h = 51/3 = 17 \text{ cm} \\ g = 60/2 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- 2^{eme} volée :

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

$$L = \sqrt{4.2^2 + 2.55^2} + 1.1 = 6.01 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{601}{30} \leq e \leq \frac{601}{20} \Rightarrow 20.03 \text{ cm} \leq e \leq 30.05 \text{ cm}$$

On prend : **e=21cm**

On a : $L_0 = 4.2 \text{ cm}$; $H = 2.55 \text{ cm}$.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ n - 1 = 14 \\ h = 255/15 = 17 \text{ cm} \\ g = 420/14 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Escalier du RDC :

- 1^{ere} volée :

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

$$L = \sqrt{0.68^2 + 0.9^2} + 2.85 = 3.97 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{397}{30} \leq e \leq \frac{397}{20} \Rightarrow 13.23 \text{ cm} \leq e \leq 19.85 \text{ cm}$$

On prend : **e=14cm**

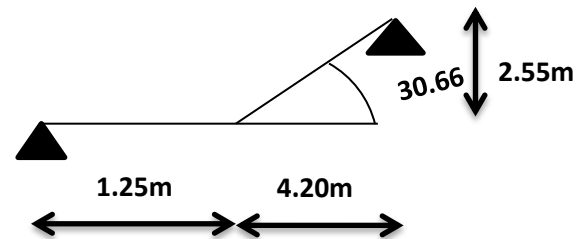


Fig. II.11. Schéma statique de la 2^{eme} volée

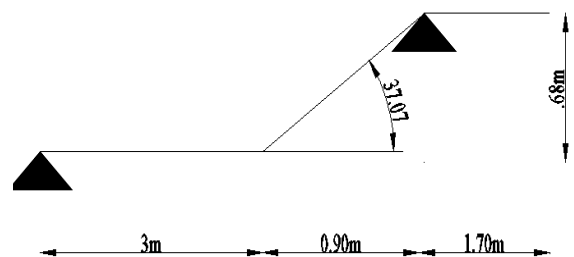


Fig. II.12. Schéma statique de la 1^{ere} volée

On a : $L_0 = 68 \text{ cm}$; $H = 90 \text{ cm}$.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 4 \\ n - 1 = 3 \\ h = 68/4 = 17 \text{ cm} \\ g = 90/3 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- 2^{eme} volée :

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

$$L = \sqrt{2.21^2 + 3.6^2} + 1.55 = 5.77 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{577}{30} \leq e \leq \frac{577}{20} \Rightarrow 19.23 \text{ cm} \leq e \leq 28.85 \text{ cm}$$

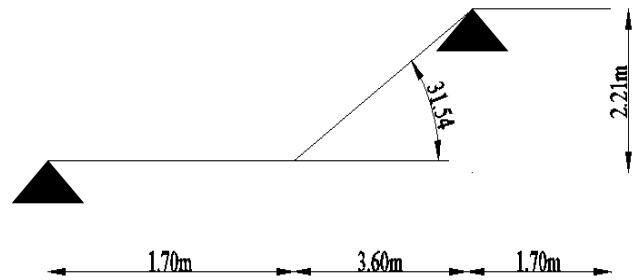


Fig. II.13. Schéma statique de la 2^{eme} volée

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

On a : $L_0 = 3.6 \text{ cm}$; $H = 221 \text{ cm}$.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 13 \\ n - 1 = 12 \\ h = 221/13 = 17 \text{ cm} \\ g = 360/12 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Escalier d'étage courant :

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

$$L = \sqrt{3^2 + 1.77^2} + 1.55 = 5.03 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{503}{30} \leq e \leq \frac{503}{20} \Rightarrow 16.76 \text{ cm} \leq e \leq 25.15 \text{ cm}$$

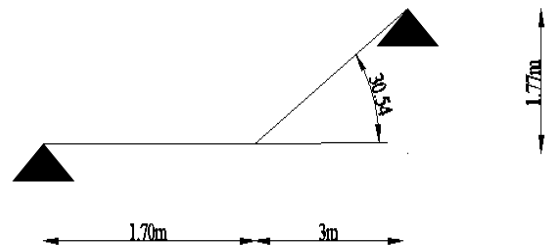


Fig. II.14. Schéma statique de la 1^{er} et 2^{eme} volée

On prend : $e = 18 \text{ cm}$

On a : $L_0 = 3 \text{ cm}$; $H = 1.77 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} n = 11 \\ n - 1 = 10 \\ h = 177 / 11 = 16.1 \text{ cm} \\ g = 300 / 10 = 30 \end{array} \right.$$

d. L'acrotère :

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

L'acrotère est considéré comme une console encastrée

dans le plancher soumise à son poids propre (G),

à une force latérale due à l'effet sismique.

Et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

$$S_{acr} = (38 \times 60) - [(30 \times 3) + (47 \times 3) + (12 \times 30) + 28.16]$$

$$S_{acr} = 0.166 \text{ m}^2.$$

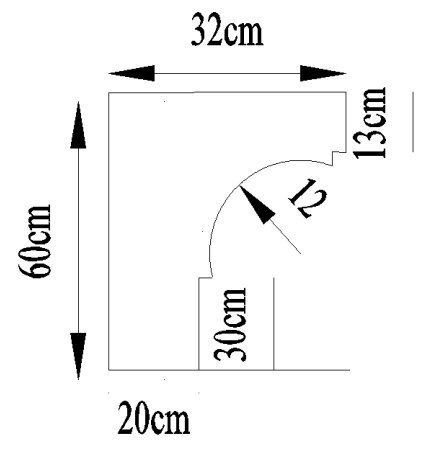


Fig. II.15. Coupe sur l'acrotère

II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Les poutres :

✓ Les poutres du Bloc 1 :

1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement 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 $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur de la poutre.} \\ L_{\max} : \text{distance maximale entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

$$L_{\max} = (550-30) = 520\text{cm.} \quad ; \quad \text{soit : } 36\text{cm} \leq h \leq 54\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 45 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

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.

2. les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max}: \text{portée maximale entre nus d'appuis (} L_{\max} = 350-30 = 320 \text{ cm)}$$

$$L_{\max} = 320\text{cm} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32\text{cm.}$$

$$\text{On prend: } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

❖ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

- ✓ **Les poutres du Bloc 2 :** Dans ce bloc, les portées maximales dans les deux sens sont très proches (5.65m ; 5.90m), les poutres principales et secondaires auront donc les mêmes dimensions.

$$L_{\max} = 565-30 = 535\text{cm}$$

$$L_{\max} = 535\text{cm} \Rightarrow 35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5\text{cm.}$$

$$\text{On prend: } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 45 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

❖ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

II.3.2. Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec :

{	e : Epaisseur du voile. L : Longueur du voile. h_e : Hauteur libre étage.
---	---

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages sauf pour le RDC et le sous-sol :

➤ Pour le sous-sol et RDC :

$$h_e = 476 - 30 = 446 \text{ cm} \Rightarrow e > 446 / 20 = 22.3 \text{ cm}$$

Soit : $e = 25 \text{ cm}$

➤ Pour les autres niveaux:

$$h_e = 374 - 30 = 334 \text{ cm} \Rightarrow e > 334 / 20 = 16.7 \text{ cm}$$

Soit : $e = 20 \text{ cm}$

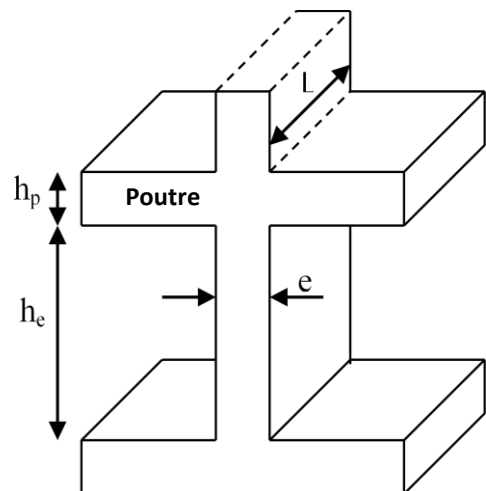


Fig. II.16. Coupe de voile en élévation

- ❖ Donc on adopte une épaisseur (**$e = 25 \text{ cm}$**) pour les voiles du sous-sol et RDC et une épaisseur (**$e = 20 \text{ cm}$**) pour les autres voiles dans les deux Blocs.

II.3.3. Les 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**.

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible corps creux (16+4)	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	5.75	1
Terrasse inaccessible corps creux (20+5)	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	Plancher à corps creux (20+5)	/	/	3.55	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	6.45	1

II.4.1.2. Plancher courant :

Tableau II.2.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers courants

Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	5.33	1.5
Plancher Courant et RDC à usage de Bureaux Corps creux (16+4)	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	2.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	5.33	2.5
Plancher Courant et RDC à usage de Bureaux Corps creux (20+5)	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	2.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (20+5)	/	/	3.55	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	6.03	2.5

II.4.1.3. plancher à dalle pleine :

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	4.98	3.5

II.4.2. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :**II.4.2.1. Les paliers des deux Blocs :****Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :**

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.2	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	6.48	2.5

II.4.2.2. Les volées:✓ **Les volées du Bloc 1 :**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e$. (h/g).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée du Bloc 1

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtements en carrelage horizontales	22	0.02	0.44	2.5
Revêtements verticales	22	0.02* (0.17/0.3)	0.249	
Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.40	
Mortier de pose verticale	20	0.02* (0.17/0.3)	0.226	
Marches	22	0.17/2	1.87	
La pailleasse	25	0.18/ cos 34.21	5.44	
Enduit de plâtre	20	0.02/ cos 34.21	0.48	
Total			9.10	

✓ Les volées du Bloc 2 :

On a : le poids de la pailleasse est : $25 * 0.2 / \cos 40.36 = 6.56 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \mathbf{G = 10.05 \text{ KN/m}^2} \\ \mathbf{Q = 2.5 \text{ KN/m}^2} \end{cases}$$

II.4.3. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

Tableau II.6. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .

- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.

- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

- Selon le **DTR (BC.2.2) Article 6**, pour les bâtiments bureaux, on applique la loi de dégression de base à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de $1 \text{ KN}/m^2$.

A. La loi de dégression des charges d'exploitation pour le Bloc 1 :

Le Bloc 1 est à usage mixte (bureaux + habitation), sa loi de dégression est donnée comme suit :

- Etage 8 : Q_0 .
- Etage 7 : Q_0+Q_1 .
- Etage 6 : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Etage 5 : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+ (Q_3 - 1)) + 1$.
- Etage 4 : $Q_0+ 0.85 (Q_1+Q_2+ (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1)) +1+1$.
- Etage 3 : $Q_0+ 0.8 (Q_1+Q_2+ (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1)) +3$.
- Etage2 : $Q_0+ 0.75 (Q_1+Q_2+ (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1)) +4$.
- Etage1 : $Q_0+ 0.7 (Q_1+Q_2+ (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1) + (Q_7 - 1)) +5$.
- RDC : $Q_0+ 0.66 (Q_1+Q_2+ (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1) + (Q_7 - 1) + (Q_8 - 1) +6$.

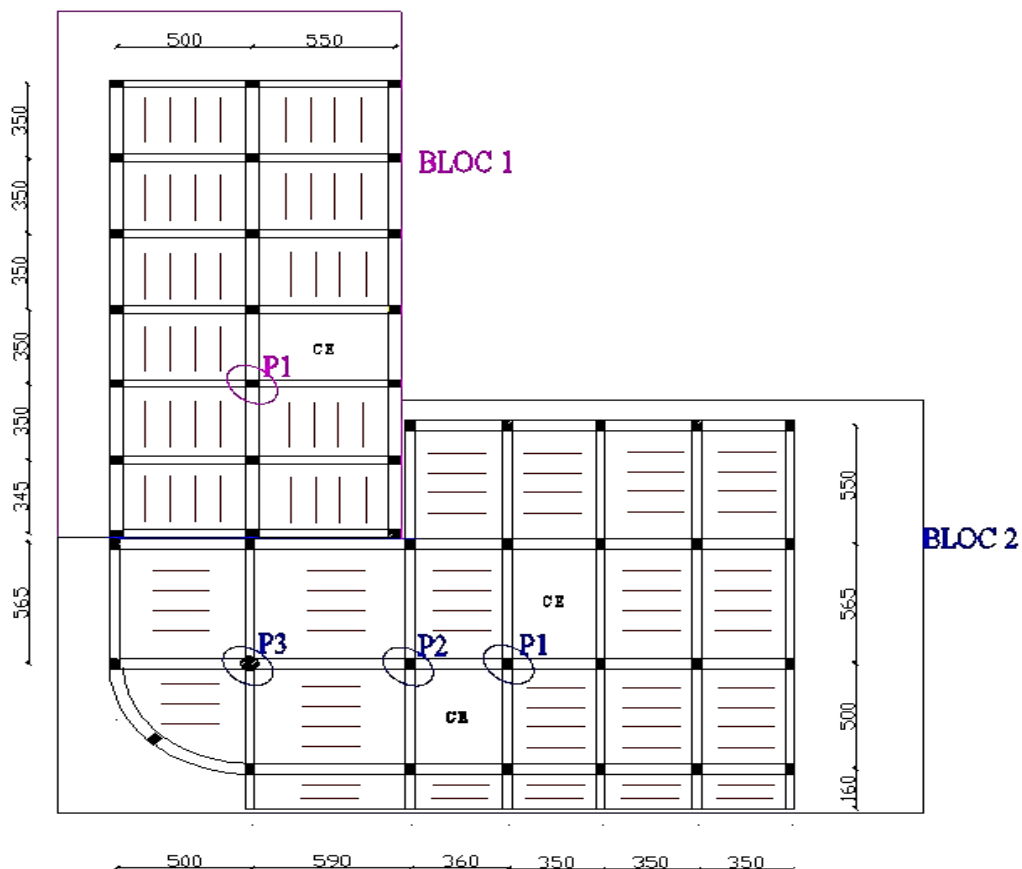


Fig. II.17. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

❖ Poteau « P₁ » au niveau de la cage d'escalier du Bloc 1 :

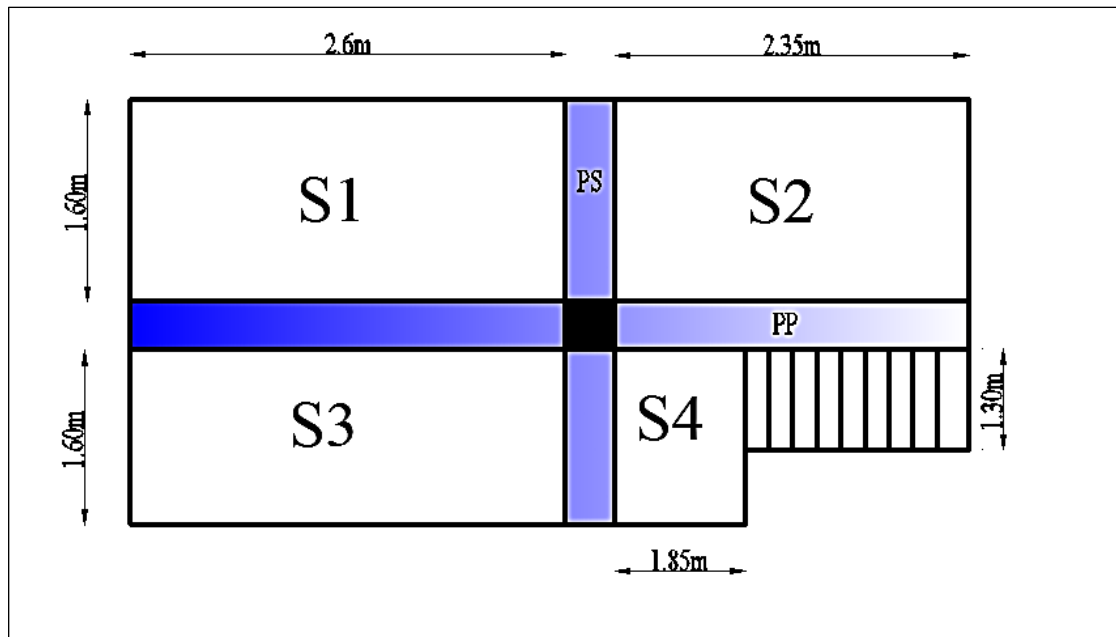


Fig. II.18. Poteau « P₁ » de la descente de charges dans le Bloc 1

➤ On suppose des poteaux de section (30×30) cm²

- Poutres principales (30×45).

- Poutres secondaires (30×30).

✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Avec:

✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$

✓ La longueur des poutres : $L_{\text{poutres}} = L_{\text{pp}} + L_{\text{ps}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{escalier} (m ²)	L _{pp} (m)	L _{ps} (m)
Terrasse et 7 ^{ème} étage	15.71	3.63	4.95	3.2
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	15.71	3.63	4.95	3.2
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	15.71	3.63	4.95	3.2
RDC et 1 ^{ère} étage	15.71	3.63	4.95	3.2

- **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₁ :**

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ afferente}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

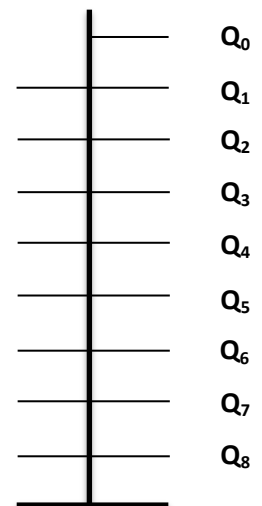
Tableau II.8. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveau	q (KN/m ²)	q _{esc} (KN/m ²)	Q _{esc} (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	/	/	15.71
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1.5	2.5	9.075	32.64
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	2.5	2.5	9.075	48.35
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	2.5	2.5	9.075	48.35
RDC et 1 ^{er} étage	2.5	2.5	9.075	48.35

- **L'application de la loi de dégression :** les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. La loi de dégression pour le poteau P₁ :

Niveau	Q (KN)
N ₀	15.71
N ₁	48.35
N ₂	81.94
N ₃	118.077
N ₄	153.693
N ₅	184.574
N ₆	210.72
N ₇	232.131
N ₈	248.807



- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Tableau II.10.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Niveau	Désignation	G (KN)	G _{tot} (KN)
N₀	- Terrasse inaccessible	$(5.75 \times 15.71) = 90.33$	122.195
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.95) = 16.70$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.2) = 7.2$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.54) = 7.965$	
N₁	- Venant de N ₀	122.195	266.37
	- Poids du plancher étage courant	$(15.71 \times 5.33) = 83.734$	
	- Poids des poutres principales	$(25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.95) = 16.70$	
	- Poids des poutres secondaires	$(25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.2) = 7.2$	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.54) = 10.841$	
	- Poids des escaliers	$(0.65 \times 10.05) + (2.96 \times 6.48) = 25.7$	
N₂	- Venant de N ₁	266.37	410.545
	- Poids du plancher étage courant	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.54) = 10.841$	
	- Poids des escaliers	25.7	
N₃	- Venant de N ₂	410.545	558.039
	- Poids du plancher étage courant	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.54) = 14.16$	
	- Poids des escaliers	25.7	
N₄	- Venant de N ₃	558.039	705.533
	- Poids du plancher étage courant	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.54) = 14.16$	
	- Poids des escaliers	25.7	

N₅	- Venant de N ₄	705.533	856.767
	- Poids du plancher étage courant	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.54) = 17.9$	
	- Poids des escaliers	25.7	
N₆	- Venant de N ₅	856.767	1008
	- Poids du plancher étage courant	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.54) = 17.9$	
	- Poids des escaliers	25.7	
N₇	- Venant de N ₆	1008	1163.455
	- Poids du plancher étage courant	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.54) = 22.12$	
	- Poids des escaliers	25.7	
N₈	- Venant de N ₇	1163.455	1325.289
	- Poids du plancher RDC	83.734	
	- Poids des poutres principales	16.70	
	- Poids des poutres secondaires	7.2	
	- Poids des poteaux	$(25 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.56) = 28.5$	
	- Poids des escaliers	25.7	

A la base : $\left. \begin{array}{l} G_{tot} = 1325.289 \text{ KN} \\ Q_{tot} = 248.807 \text{ KN} \end{array} \right\}$ Pour le poteau P₁

B. La loi de dégression des charges d'exploitation pour le Bloc 2 :

Le Bloc 2 est à usage de bureaux uniquement, selon le **DTR BC.2.2** sa loi de dégression est donnée comme suit :

-Etage 8 : Q_0 .

-Etage 7 : $Q_0 + (Q_1 - 1) + 1$.

-Etage 6 : $Q_0 + 0.95 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1)) + 1 + 1$.

-Etage 5 : $Q_0 + 0.90 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1)) + 1 + 1 + 1$.

-Etage 4 : $Q_0 + 0.85 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1)) + 1 + 1 + 1 + 1$.

-Etage 3 : $Q_0 + 0.8 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1)) + 5$.

-Etage 2 : $Q_0 + 0.75 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1)) + 6$.

-Etage 1 : $Q_0 + 0.7 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1) + (Q_7 - 1)) + 7$.

-RDC : $Q_0 + 0.68 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1) + (Q_7 - 1) + (Q_8 - 1)) + 8$

-S/SOL : $Q_0 + 0.66 ((Q_1 - 1) + (Q_2 - 1) + (Q_3 - 1) + (Q_4 - 1) + (Q_5 - 1) + (Q_6 - 1) + (Q_7 - 1) + (Q_8 - 1) + (Q_9 - 1)) + 9$.

❖ Poteau P_1 de la cage d'escalier du Bloc 2 :

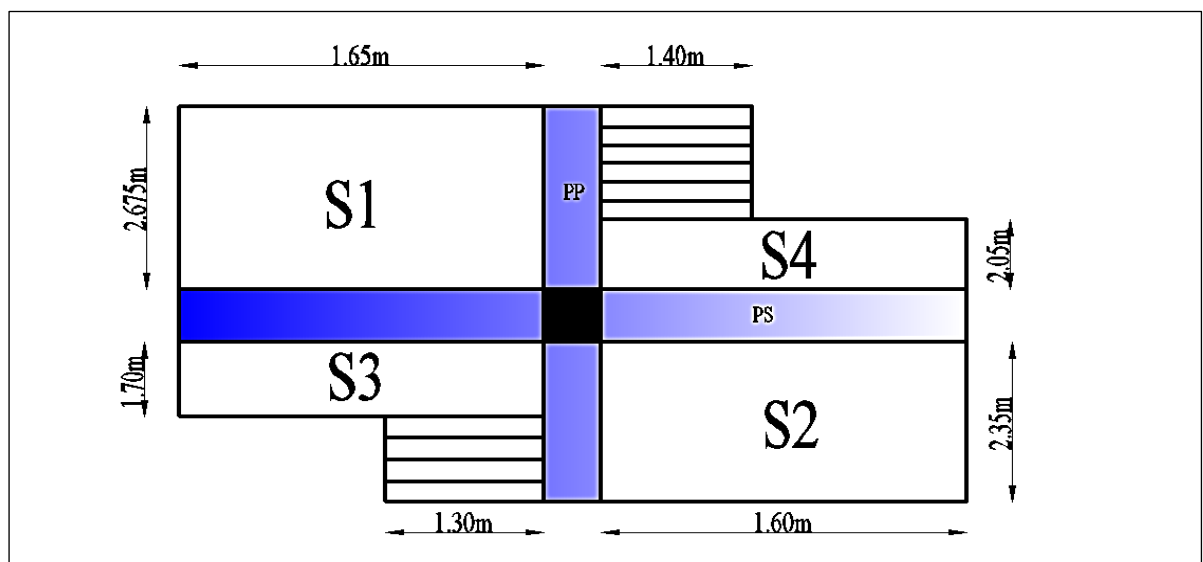


Fig. II.19. Poteau « P_1 » de la descente de charges.

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

- Poutres principales (30×45) .
- Poutres secondaires (30×45) .

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base :
$$\left. \begin{array}{l} G = 1798.649\text{KN} \\ Q = 369.738\text{KN} \end{array} \right\} \text{ Pour le poteau } P_1$$

❖ poteau P₂ de la cage d'escalier du Bloc 2 :

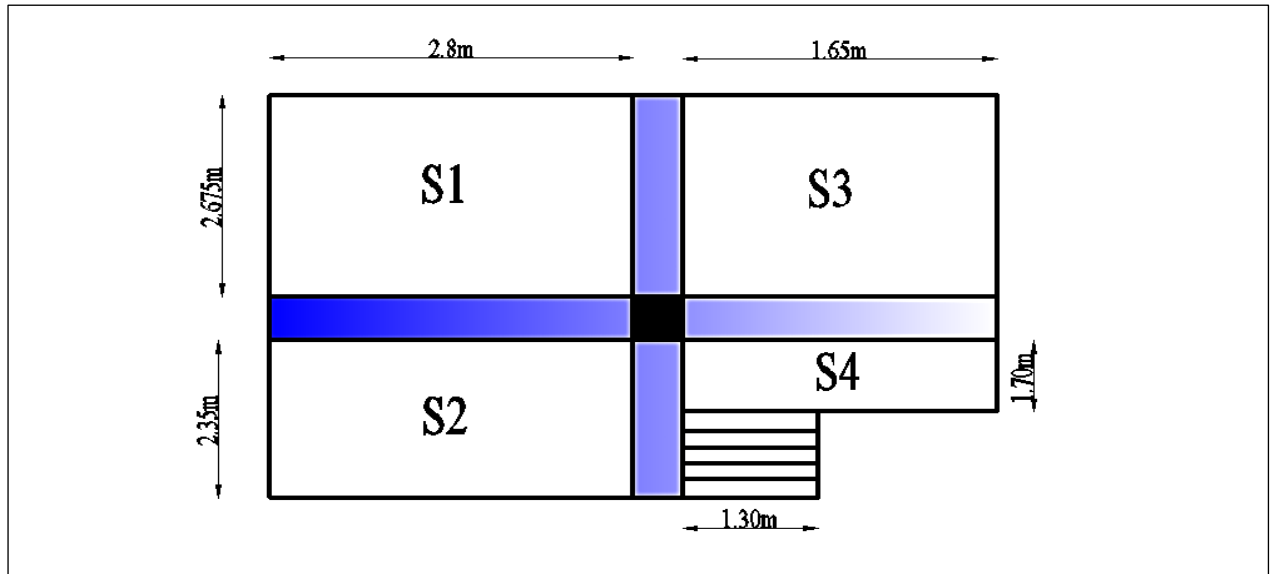


Fig. II.20. Poteau « P₂ » de la descente de charges

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base :
$$\left. \begin{array}{l} G = 1873.50\text{KN} \\ Q = 467.112\text{KN} \end{array} \right\} \text{ Pour le poteau } P_2$$

❖ Poteau P₃ :

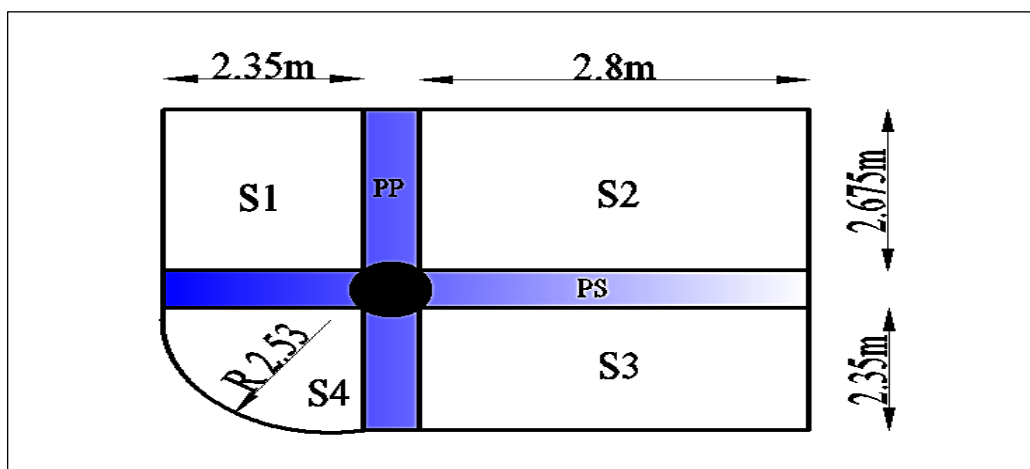


Fig. II.21. Poteau « P₃ » de la descente de charges

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

$$\text{A la base : } \left. \begin{array}{l} G = 656.307 \text{ KN} \\ Q = 405.33 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Pour le poteau } P_3$$

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

$$G_{\text{totale}} = 1873.50 \text{ KN}, Q_{\text{totale}} = 467.112 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau II.11. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau du Bloc 1 :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N_0	122.195	15.71	188.528
N_1	266.37	48.35	432.124
N_2	410.545	81.94	677.145
N_3	558.039	118.077	930.468
N_4	705.533	153.693	1183
N_5	856.767	184.574	1433.496
N_6	1008	210.720	1676.88
N_7	1163.455	232.131	1918.86
N_8	1325.289	248.807	2162.35

Tableau II.12. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau du Bloc 2 :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N_0	178.63	22.13	274.345
N_1	359.212	87.83	616.681
N_2	542.639	156.355	967.095
N_3	726.066	217.433	1306.338
N_4	912.843	271.061	1638.929
N_5	1099.62	316.242	1958.85
N_6	1290.137	355.973	2275.644
N_7	1480.654	387.257	2579.768
N_8	1681.771	428.674	2913.40
N_9	1873.50	467.112	3229.89

II.5.1. Vérifications :

✓ Pour le Bloc 1 :

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1325.289 + 1.5 \times 248.807 = 2162.35 \text{ KN} .$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 2162.35 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 \times 2162.35 = 2378.585 \text{ KN}$$

- Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2378.585 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.167 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.167 \text{ m}^2$$

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

Tableau II.13. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_U (MN)	Section (m ²)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
RDC et 1 ^{er} étage	2378.585×10^{-3}	50×50	2500×10^{-4}	9.51	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	1844.568×10^{-3}	45×45	2025×10^{-4}	9.10	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1301.3×10^{-3}	40×40	1600×10^{-4}	8.13	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	744.859×10^{-3}	35×35	1225×10^{-4}	6.08	Vérifiée

8 ^{ème} étage	207.38×10^{-3}	30×30	900×10^{-4}	2.3	Vérifiée
------------------------	-------------------------	-------	----------------------	-----	----------

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

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

• **Vérification au flambement :**

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

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1).}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

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

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $As = 1\% \times Br.$

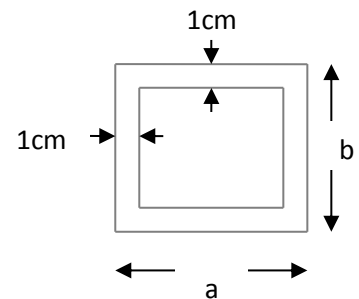


Fig. II.22. Section brute

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

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.14. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
50×50	2500	436	305.2	21.14	0.792	2304	2378.35	1365.18
45×45	2025	334	233.8	17.99	0.807	1849	1844.568	1039.11
40×40	1600	334	233.8	20.24	0.796	1444	1301.3	743.2
35×35	1225	334	233.8	23.14	0.781	1089	744.859	433.51
30×30	900	334	233.8	27	0.759	784	207.38	124.19

❖ D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

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

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

Tableau II.15. Prévérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
RDC et 1^{er} étage	50×50	2500	2378.35	0.38	Non vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	45×45	2025	1844.568	0.36	Non vérifiée
4^{ème} et 5^{ème} étage	40×40	1600	1301.3	0.32	Non vérifiée

6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35×35	1225	744.859	0.23	vérifiée
8 ^{ème} étage	30×30	900	207.38	0.092	vérifiée

✓ Pour le Bloc2 :

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1873.50 + 1.5 \times 467.112 = 3229.89 \text{ KN}.$$

Selon le **CBA93** (article **B.8.11**) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 3229.89 \text{ KN}$.

Donc : $N_u = 1.1 \times 3229.89 = 3552.87 \text{ KN}$.

Tableau II.16. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_U (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
S/SOL, RDC et 1 ^{er} étage	3552.87×10^{-3}	2500×10^{-4}	14.2	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	2503.2×10^{-3}	2025×10^{-4}	12.36	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1802.82×10^{-3}	1600×10^{-4}	11.26	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1063.8×10^{-3}	1225×10^{-4}	8.68	Vérifiée
8 ^{ème} étage	301.779×10^{-3}	900×10^{-4}	3.35	Vérifiée

❖ Les trois conditions du **RPA** sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

Tableau II.17. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	B_r (cm ²)	N_u (KN)	B_{real} (cm ²)
50×50	2500	436	305.2	21.14	0.792	2304	3552.87	2039.06
45×45	2025	334	233.8	17.99	0.807	1849	2503.2	1409.935
40×40	1600	334	233.8	20.24	0.796	1444	1802.82	1029.476
35×35	1225	334	233.8	23.14	0.781	1089	1063.8	619.13
30×30	900	334	233.8	27	0.759	784	301.779	180.727

- ❖ D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

Tableau II.18. Prévérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
S/SOL, RDC et 1 ^{er} étage	50×50	2500	3552.87	0.56	Non vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×45	2025	2503.2	0.49	Non vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×40	1600	1802.82	0.45	Non vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35×35	1225	1063.8	0.34	Non vérifiée
8 ^{ème} étage	30×30	900	301.779	0.13	vérifiée

II.6. Conclusion :

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

❖ **Pour le Bloc 1 :**

- Poutres principales : $30 \times 45 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 30 \text{cm}^2$.
- Poteaux du RDC, étage1 : $60 \times 60 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3: $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 4 et 5 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 6 et 7 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- Poteaux de l'étage 8 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.

❖ Pour le Bloc 2 :

-Poutres principales et secondaires : $30 \times 45\text{cm}^2$.

-Poteaux du RDC, étage1, sous-sol : $70 \times 70\text{cm}^2$.

-Poteaux des étages 2 et 3: $60 \times 60\text{cm}^2$.

-Poteaux des étages 4 et 5 : $50 \times 50\text{cm}^2$.

-Poteaux des étages 6 et 7 : $40 \times 40\text{cm}^2$.

-Poteaux de l'étage 8 : $30 \times 30\text{cm}^2$.

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

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

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

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

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

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

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

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

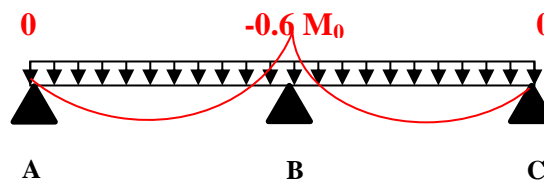


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

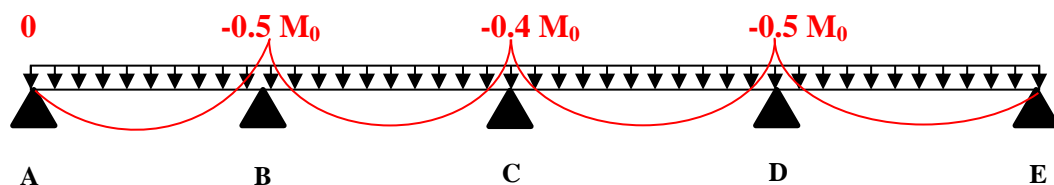


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

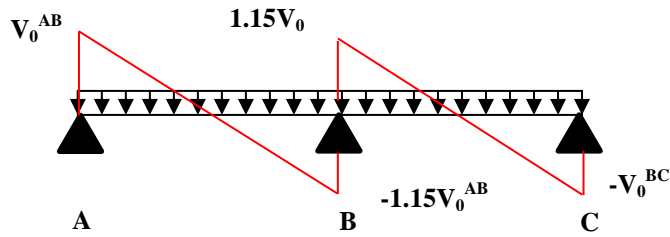


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

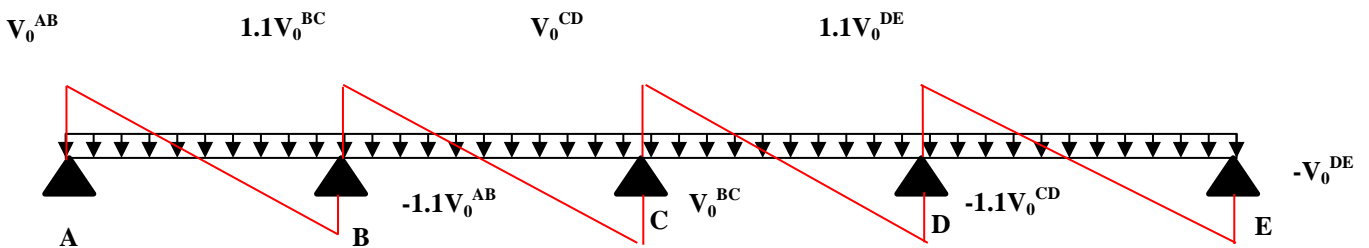


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

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

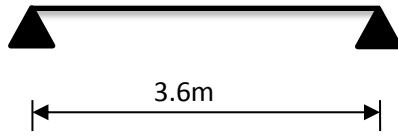
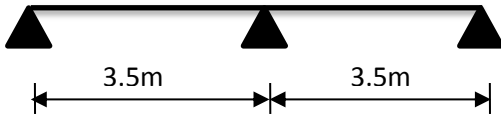
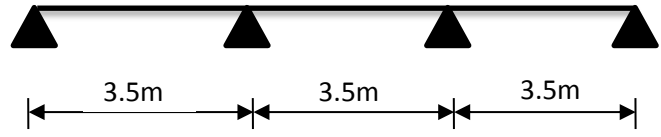
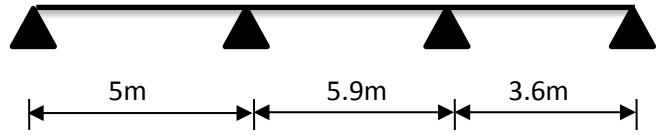
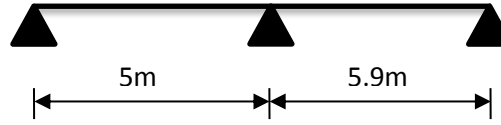
• **Les Différents types de poutrelles :**

Tableau III.1. Les Types de poutrelles dans le Bloc 1 :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

Tableau III.2. Les Types de poutrelles dans le Bloc 2 :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	

2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Type de planchers	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible (16+4)	5.75	1	6.02	4.39

Plancher terrasse inaccessible (20+5)	6.45	1	6.63	4.84
Plancher étage courant usage d'habitation (16+4)	5.33	1.5	6.14	4.44
Plancher étage courant usage bureaux (16+4)	5.33	2.5	7.11	5.08
Plancher étage courant usage bureaux (20+5)	6.03	2.5	7.73	5.54

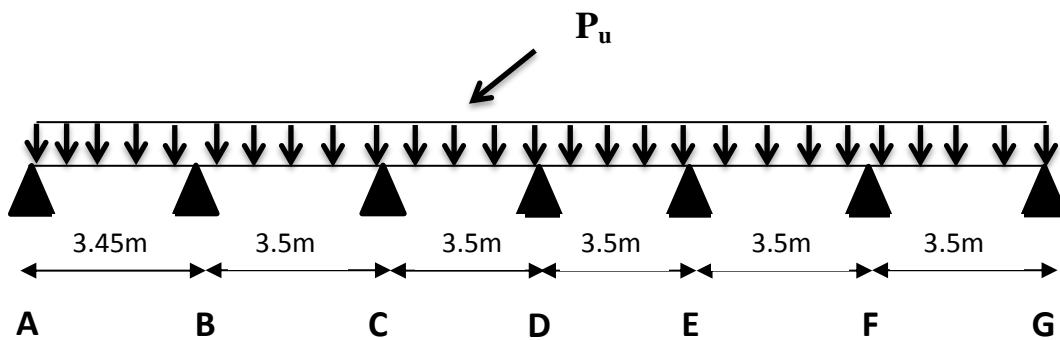
❖ Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles du Bloc 1.

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour le type 5 du Bloc 2, le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée pour ce type de poutrelle.

Exemples de calcul pour le Bloc1 :

- **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher étage courant à usage bureaux :**

Etude d'une poutrelle à 6 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).



- calcul des sollicitations :

$$p_u = 7.11 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 5.08 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p l^2}{8}$$

Tableau III.4. Calcul des moments isostatiques :

Travées	M_0^U (KN.m)	M_0^S (KN.m)
AB	10.57	7.55
BC, CD, DE, EF, FG	10.88	7.77

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = M_F = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}). \text{ À L'ELU : } M_B = -5.44 \text{ KN.m ;}$$

$$\text{À L'ELS : } M_B = -3.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}). \text{ À L'ELU : } M_C = -4.35 \text{ KN.m ;}$$

$$\text{À L'ELS : } M_C = -3.1 \text{ KN.m.}$$

- Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.33} = 0.319$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.319 = 1.09$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.319}{2} = 0.65$$

ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 0.5M_0^{BC}}{2} \geq 1.05 \times M_0^{AB} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.65 \times M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 1.05 \times M_0^{AB} - 0.25M_0^{BC} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.65 \times M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.8, 6.87) KN.m$$

$$M_t^u = 8.8 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_t + \frac{0.5M_0^{BC} + 0.4M_0^{CD}}{2} \geq 1.05 \times M_0^{BC} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.65 \times M_0^{BC} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 1.05 \times M_0^{BC} - 0.25M_0^{BC} - 0.2M_0^{CD} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.65M_0^{BC} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.53, 7.07) KN.m$$

$$M_t^u = 7.07 \text{ KN.m}$$

Travée (C-D), (D-E) :

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.51, 7.07) KN.m$$

$$M_t^u = 7.51 \text{ KN.m.}$$

Travée (E-F) :

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.53, 7.07) KN.m$$

$$M_t^u = 7.07 \text{ KN.m}$$

Travée (F-G) :

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.14, 7.07) KN.m$$

$$M_t = 9.14 KN.m$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{7.11 \times 3.45}{2} = 11.26 KN$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times 1}{2} = -13.48 KN$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{7.11 \times 3.45}{2} = 13.48 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{P_u \times l}{2} = - 12.44 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = 12.44 \text{ KN}$$

$$V_D = - \frac{P_u \times l}{2} = - 12.44 \text{ KN.}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{P_u \times l}{2} = 12.44 \text{ KN.}$$

$$V_E = - \frac{P_u \times l}{2} = - 12.44 \text{ KN.}$$

Travée EF:

$$V_E = \frac{P_u \times l}{2} = 12.44 \text{ KN.}$$

$$V_F = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = - 13.68 \text{ KN.}$$

Travée FG :

$$V_F = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 13.68 \text{ KN.}$$

$$V_G = - \frac{P_u \times l}{2} = - 12.44 \text{ KN.}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant à usage bureaux :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 1	AB	3.45	7.11	10.57	0	5.44	8.8	11.26	13.48
	BC	3.5	7.11	10.88	5.44	4.35	7.07	13.48	12.44
	CD	3.5	7.11	10.88	4.35	4.35	7.51	12.44	12.44
	DE	3.5	7.11	10.88	4.35	4.35	7.51	12.44	12.44
	EF	3.5	7.11	10.88	4.35	5.44	7.07	12.44	13.68
	FG	3.5	7.11	10.88	5.44	0	9.14	13.68	12.44

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant à usage bureaux

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.45	5.08	7.55	0	3.88	6.29
	BC	3.5	5.08	7.77	3.88	3.1	4.97
	CD	3.5	5.08	7.77	3.1	3.1	5.36
	DE	3.5	5.08	7.77	3.1	3.1	5.36
	EF	3.5	5.08	7.77	3.1	3.88	4.97
	FG	3.5	5.08	7.77	3.88	0	6.52

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant à usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.45	6.14	9.13	0	4.71	7.37	10.59	11.65
	BC	3.5	6.14	9.4	4.71	3.76	5.78	11.65	10.75
	CD	3.5	6.14	9.4	3.76	3.76	6.25	10.75	10.75
	DE	3.5	6.14	9.4	3.76	3.76	6.25	10.75	10.75
	EF	3.5	6.14	9.4	3.76	4.71	5.78	10.75	11.81
	FG	3.5	6.14	9.4	4.71	0	7.66	11.81	10.75

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant à usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.45	4.44	6.6	0	3.39	5.33
	BC	3.5	4.44	6.79	3.39	2.71	4.18
	CD	3.5	4.44	6.79	2.71	2.71	4.52
	DE	3.5	4.44	6.79	2.71	2.71	4.52
	EF	3.5	4.44	6.79	2.71	3.39	4.18
	FG	3.5	4.44	6.79	3.39	0	5.54

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant à usage bureaux :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.5	7.11	10.88	0	5.44	9.14	12.42	13.68
	BC	3.5	7.11	10.88	5.44	5.44	6.42	13.68	13.68
	CD	3.5	7.11	10.88	5.44	0	9.14	13.68	12.42

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant à usage bureaux :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.5	5.08	7.77	0	3.89	6.3
	BC	3.5	5.08	7.77	3.89	3.89	4.36
	CD	3.5	5.08	7.77	3.89	0	6.3

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.5	6.14	9.4	0	4.7	7.66	10.74	11.82
	BC	3.5	6.14	9.4	4.7	4.7	5.31	11.82	11.82
	CD	3.5	6.14	9.4	4.7	0	7.66	11.82	10.74

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.5	4.44	6.79	0	3.39	5.54
	BC	3.5	4.44	6.79	3.39	3.39	3.84
	CD	3.5	4.44	6.79	3.39	0	5.54

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.45	6.14	9.4	0	5.64	6.9	10.59	12.18
	BC	3.5	6.14	9.4	5.64	0	7.19	12.36	10.74

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant usage d'habitation

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.45	4.44	6.6	0	4.08	4.99
	BC	3.5	4.44	6.8	4.08	0	5.2

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.45	6.02	8.95	0	5.53	6.63	10.38	11.94
	BC	3.5	6.02	9.22	5.53	0	6.92	12.11	10.53

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.45	4.39	6.53	0	4.03	4.84
	BC	3.5	4.39	6.72	4.03	0	5.04

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

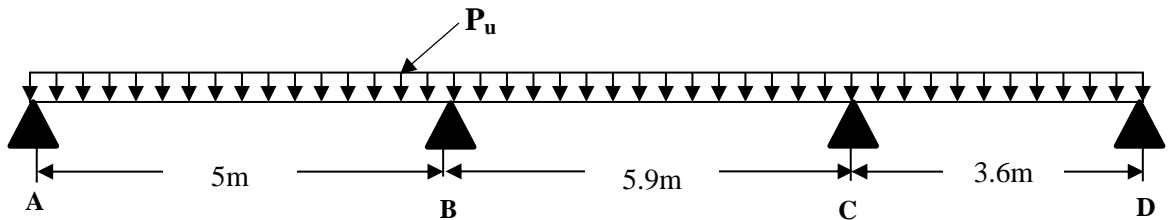
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.45	6.02	8.95	0	4.47	7.1	10.38	11.42
	BC	3.5	6.02	9.22	4.47	3.68	5.6	11.58	10.53
	CD	3.5	6.02	9.22	3.68	3.68	6.1	10.53	10.53
	DE	3.5	6.02	9.22	3.68	4.61	5.6	10.53	11.58
	EF	3.5	6.02	9.22	4.61	0	7.3	11.58	10.53

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.45	4.39	6.53	0	3.36	5.18
	BC	3.5	4.39	6.72	3.36	2.68	4.03
	CD	3.5	4.39	6.72	2.68	2.68	4.37
	DE	3.5	4.39	6.72	2.68	3.36	4.03
	EF	3.5	4.39	6.72	3.36	0	5.37

Exemple de calcul pour le Bloc 2 :

- Application de la méthode de Caquot pour le type 5 du plancher terrasse :



$$L_i/L_{i+1} = 5.9/3.6 = 1.63$$

∉ [0.8;1.25]Condition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.45 = 4.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.74 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.44 \text{ KN} / \text{m}$$

A l'ELU :

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.74 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 5 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 5.9 = 4.72 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.74 \times (5^3 + 4.72^3)}{8.5 \times (5 + 4.72)} = -13.2 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 5.9 = 4.72 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.6 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{4.74 \times (4.72^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (4.72 + 3.6)} = -10.18 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{5}{2} - \frac{0 - (-13.2)}{6.63 \times 5} = 2.1 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.63 \times 2.1}{2} \times (5 - 2.1) = 20.18 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 20.18 + \left(-13.2 \times \frac{2.1}{5}\right) = 14.63 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{5.9}{2} - \frac{-13.2 - (-10.18)}{6.63 \times 5.9} = 3.028m$$

$$M_0(x) = \frac{6.63 \times 3.028}{2} \times (5.9 - 3.028) = 28.83KN.m$$

$$M(x) = 28.83 - 13.2 \times \left(1 - \frac{3.028}{5.9}\right) - 10.18 \times \frac{3.028}{5.9} = 17.18KN.m$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.6}{2} - \frac{-10.18 - 0}{6.63 \times 3.6} = 2.22m$$

$$M_0(x) = \frac{6.63 \times 2.22}{2} \times (3.6 - 2.22) = 10.14KN.m$$

$$M(x) = 10.14 - 10.18 \times \left(1 - \frac{2.22}{3.6}\right) = 6.25KN.m$$

• **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.63 \times 5}{2} + \frac{-13.2 - 0}{5} = 13.93KN$$

$$V_B = -\frac{6.63 \times 5}{2} + \frac{-13.2 - 0}{5} = -19.21KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.63 \times 5.9}{2} + \frac{-10.18 + 13.2}{5.9} = 12.07KN$$

$$V_C = \frac{-6.63 \times 5.9}{2} + \frac{-10.18 + 13.2}{5.9} = -19.05KN$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.63 \times 3.6}{2} + \frac{0 + 10.18}{3.6} = 14.76KN$$

$$V_D = -\frac{6.63 \times 3.6}{2} + \frac{0 + 10.18}{3.6} = -9.11KN$$

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	5	6.63	20.18	0	-13.2	14.63	13.93	19.21
	BC	5.9	6.63	28.83	-13.2	-10.18	17.18	20.07	19.05
	CD	3.6	6.63	10.14	-10.18	0	6.25	14.76	9.11

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.20 :

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type5	AB	5	5.54	16.8	0	-11.81	2.07	11.92
	BC	5.9	5.54	24.08	-11.81	-9.1	3.034	13.67
	CD	3.6	5.54	8.39	-9.1	0	2.26	5.01

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	5	7.73	24.15	0	20.18	16.16	19.32	22.22
	BC	5.9	7.73	33.63	20.18	0	26.46	26.22	22.8

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	5	5.54	17.31	0	14.46	11.58
	BC	5.9	5.54	24.1	14.46	0	18.96

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	5	6.63	20.71	0	17.3	13.09	16.57	19.06
	BC	5.9	6.63	28.84	17.3	0	21.63	22.19	19.55

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type6	AB	5	4.84	15.12	0	12.63	9.56
	BC	5.9	4.84	21.06	12.63	0	15.79

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.6	7.11	11.52	0	0	12.56	12.8	12.8

Tableau III.26.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type2	BC	3.6	5.09	8.24	0	0	8.98

Tableau III.27.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type4	AB	3.5	7.73	11.83	0	-5.91	8.89	13.51	14.86
	BC	3.5	7.73	11.83	-5.91	-5.91	6.93	14.86	14.86
	CD	3.5	7.73	11.83	-5.91	0	9.89	14.86	13.51

Tableau III.28.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type4	AB	3.5	5.53	8.46	0	-4.23	7.08
	BC	3.5	5.53	8.46	-4.23	-4.23	4.96
	CD	3.5	5.53	8.46	-4.23	0	7.08

Tableau III.29.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.5	7.73	11.83	0	-7.1	9.3	13.52	15.55
	BC	3.5	7.73	11.83	-17.3	0	9.3	15.55	13.52

Tableau III.30.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type3	AB	3.5	5.53	8.48	0	-5.08	6.67
	BC	3.5	5.53	8.48	-5.08	0	6.67

Tableau III.31.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher sous-sol (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.6	7.11	11.52	0	-5.76	9.68	12.79	13.68
	BC	3.5	7.11	10.88	-5.76	-4.36	9.81	13.68	12.44
	CD	3.5	7.11	10.88	-4.36	-5.45	9.96	12.44	13.68
	DE	3.5	7.11	10.88	-5.45	0	9.15	13.68	12.44

Tableau III.32.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher sous-sol (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.6	5.09	8.24	0	-4.12	9.92
	BC	3.5	5.09	7.79	-4.12	-3.11	4.87
	CD	3.5	5.09	7.79	-3.11	-3.89	4.99
	DE	3.5	5.09	7.79	-3.89	0	6.54

Tableau III.33.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (usage bureaux):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.6	7.73	12.52	0	-6.26	10.47	13.91	15.3
	BC	3.5	7.73	11.83	-6.26	-4.73	7.36	14.88	13.52
	CD	3.5	7.73	11.83	-4.73	-5.91	7.53	13.52	14.88
	DE	3.5	7.73	11.83	-5.91	0	9.9	14.88	13.52

Tableau III.34.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (usage bureaux):

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.6	5.53	8.97	0	-4.48	7.51
	BC	3.5	5.53	8.48	-4.48	-3.39	5.28
	CD	3.5	5.53	8.48	-3.39	-4.24	5.4
	DE	3.5	5.53	8.48	-4.24	0	7.09

• Ferrailage des poutrelles du Bloc 1 :

Exemple de calcul étage courant (type 6):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 9.14 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -5.44 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.63 \text{ KN.m} \\ V = 13.68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

En travée :

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

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

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

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

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.038) = 0.177\text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.48\text{cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A \text{ calculer} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A.4.2.1).}$$

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

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA8+1HA10 avec $A=1.79\text{cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 5.44\text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.44 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.129$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.129) = 0.17\text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{5.44 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.92\text{cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA8 avec $A=1.01 \text{cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 1.63 \text{KN.m.} \Rightarrow A = 0.265 \text{cm}^2.$$

Soit : 1HA8 avec $A=0.5 \text{cm}^2$.

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1).}$$

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

$$V^{\max} = 13.66 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.68 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.633 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 12 / 10, 8 \} = 5.71 \text{mm}$$

On adopte un étrier **$\Phi 6$** .

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1). $St \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.2cm$

2). $St \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \dots\dots\dots$ **CBA93 (Art A.5.1.2.2).**

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

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

$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.632 - 0.3 \times 2.1)} = 76cm$

$St \leq 76cm$

3). $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47m = 47cm$

$St = \min (1; 2; 3)$

Soit: $St = 15cm$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ **BAEL91 (ArtA.5.3.2).**

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$

$\tau_u = \frac{0.265 \times 13.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.859 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots$ **BAEL91 (Art A.5.1.3.1.2).**

$A_s \geq 1.15 \times V_u/f_e$.

$A_s = 1.79 + 0.5 = 2.29cm^2$.

$1.15 \times 13.66 \times 10^{-3} / 400 = 0.393cm^2$

$A_s > 1.15 \times V_u/f_e \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots$ **BAEL91 (Art A.5.1.3.2.1).**

$A_s = 1.79 + 1.01 = 2.8cm^2$.

$$1.15/400(13.66 \times 10^{-3} - 5.44 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = -0.14 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'écrasement de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ **BAEL91 (Art A.6.1.3).**

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01366 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérfications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

✓ état limite d'ouverture des fissures.

✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.9 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcul comme une section rectangulaire bxh.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$32.5y^2 + 31.05y - 558.9 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.69 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 5932.50 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{5932.5 \times 10^{-8}} \times 0.0369 = 3.91 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -3.89 KN.m < 0 \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0$.

$6y^2 + 23.5y - 423.9 = 0$ (2)

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6.67$ cm

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$I = 9452.47 cm^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.89 \times 10^{-3}}{9452.47 \times 10^{-8}} \times 0.0667 = 2.74 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :**BAEL91 (Art A.4.6.1).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$.

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{1}{22.5} = 0.044$ Condition vérifiée.

$\frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{9.14}{15 \times 10.88} = 0.056$ Condition vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.79}{12 \times 18} = 0.0082 \leq \frac{3.5}{f_e} = \frac{3.5}{400} = 0.00875$ Condition vérifiée.

❖ Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.35. Le ferrailage des différentes poutrelles des différents étages :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES			ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.22	1HA10 = 0.79	0.26	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	0.93	2HA10 = 1.57	0.26	2HA6 = 0.57
	Travée	1.14	2HA8 + 1HA10 = 1.8	1.41	2HA6 = 0.57
Plancher étage courant usage de bureaux	Appuis de rive	0.26	1HA8 = 0.5	0.26	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	0.92	2HA8 = 1.01	0.26	2HA6 = 0.57
	Travée	1.48	2HA8 + 1HA10 = 1.8	1.41	2HA6 = 0.57
Plancher étage courant usage d'habitation	Appuis de rive	0.225	1HA10 = 0.79	0.26	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	0.95	2HA10 = 1.57	0.26	2HA6 = 0.57
	Travée	1.51	2HA8 + 1HA10 = 1.8	1.41	2HA6 = 0.57

Tableau III.36.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant Usage de bureaux			
Plancher étage courant A usage d'habitation			
Plancher terrasse inaccessible			

❖ Ferrailage de la dalle de compression : On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}.$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

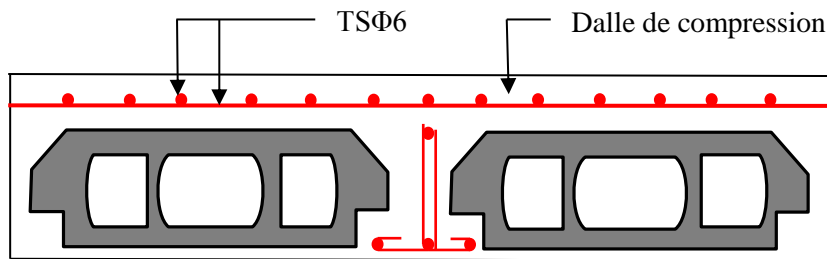


Fig. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

- Ferrailage des poutrelles du Bloc 2 :

Exemple de calcul plancher étage courant (type 6) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 26.46 \text{KN.m} \\ M_a^{int} = -20.18 \text{KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -5.04 \text{KN.m} \\ V = 26.22 \text{KN} \end{array} \right.$$

Tableau III.37. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	26.46	0.045	0.057	0.224	2.77	1.8	2HA12+1HA10 3.05
En appuis de rive	5.04	0.048	0.061	0.223	0.56	0.33	1HA12 1.13

En appuis intermédiaire	20.18	0.192	0.27	0.205	2.42	0.33	2HA10+1HA12 2.7
--------------------------------	-------	-------	------	-------	------	------	----------------------------------

Tableau III.38.vérification de l'effort tranchant et des contraintes :

V(KN)	τ_v (MPa)		$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs	
26.22	0.95		3.33	vérifiée	
Vérification des contraintes en travée					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
18.96	5.02	17531.04	5.43	15	vérifiée
Vérification des contraintes en appui intermédiaire					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
-14.46	4.76	15811	4.35	15	vérifiée
Vérification des contraintes en appui de rive					
M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
-2.59	2.71	5309.67	1.32	15	vérifiée

Etat limite de déformation :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{25}{590} = 0.042 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{25}{590} = 0.042 \leq \frac{21.63}{15 \times 28.8} = 0.05 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

❖ Donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = 0.5 + \left(\frac{590}{1000}\right) = 1.09 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$y = 5.55 \text{ cm}.$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$v = 8.86 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 9.10 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m^4))

$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{12 \times 23} = 0.011$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 Déformation différée.

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}.$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}.$

- **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

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

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

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

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.55 = 2.96 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.03 = 3.92 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.03 + 2.5) = 5.540 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 13.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 18.96 \text{ KN.m}$$

$$y = 5.55 \text{ cm}$$

$$I_0 = 9.1 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = 24214.9 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0138$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.0138} = 2.97$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.97 = 1.19$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{10.14 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.0555)}{24214.9 \times 10^{-8}} = 109.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{13.43 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.0555)}{24214.9 \times 10^{-8}} = 145.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{18.96 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.0496)}{24214.9 \times 10^{-8}} = 204.95 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 0.54 > 0$$

$$\mu_g = 0.64 > 0$$

$$\mu_p = 0.73 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 9.1 \times 10^4}{1 + (2.97 \times 0.54)} = 37981.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 9.1 \times 10^4}{1 + (2.97 \times 0.64)} = 34581.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 9.1 \times 10^4}{1 + (2.97 \times 0.73)} = 31649.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 9.1 \times 10^4}{1 + (1.19 \times 0.64)} = 56956.68 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{10.14 \times 10^{-3} \times 5.90^2}{10 \times 32164.20 \times 37981.8 \times 10^{-8}} = 0.00288 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{13.43 \times 10^{-3} \times 5.9^2}{10 \times 32164.20 \times 34581.1 \times 10^{-8}} = 0.00418 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{18.96 \times 10^{-3} \times 5.90^2}{10 \times 32164.20 \times 31649.63 \times 10^{-8}} = 0.00646 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{18.96 \times 10^{-3} \times 5.90^2}{10 \times 10721.40 \times 56956.68 \times 10^{-8}} = 0.0107 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0107 - 0.00288 + 0.00646 - 0.00418 = 0.0101 \text{ m}$$

$$\Delta f = 1.01 \text{ cm} < f_{adm} = 1.09 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Tableau III.39. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage terrasse inaccessible :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	17.18	0.035	0.044	0.225	2.19	1.8	2HA10+1HA12 2.71
En appuis de rive	4.32	0.047	0.061	0.224	0.55	0.33	1HA12 1.13
En appuis intermédiaire	13.2	0.146	0.198	0.211	1.79	0.33	2HA10+1HA12 2.71

Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
5.9	3.05	7	12.75	14.74	17555	40371.29
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.96	16351.8	12828.13	12298.09	22390	0.62	1.09

Tableau III.41. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher sous-sol :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	12.56	0.041	0.053	0.176	2.05	1.41	3HA10 2.36
En appuis de rive	1.72	0.031	0.039	0.177	0.28	0.26	1HA12 1.13
En appuis intermédiaire	5.76	0.104	0.138	0.17	0.97	0.26	1HA12 1.13

Tableau III.42. Evaluation de la flèche dans le plancher sous-sol :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
3.6	2.36	2.83	3.92	5.76	8337.9	20213.29

Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.86	10492.9	11967.6	7198.4	16559.6	0.35	0.72

Tableau III.43.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles du Bloc2 :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher sous-sol			
Plancher terrasse inaccessible			

Ferrailage de la dalle de compression : On utilise des ronds lisses de nuance $f_c = 235\text{MPa}$.

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}.$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

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

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

- Dalle sur trois appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

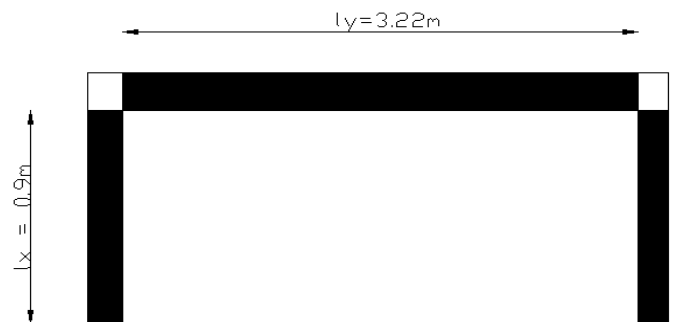


FIG. III.6. Dalle sur 3 appuis

❖ **Evaluation des charges :**

- A L'ELU :

$$G = 4.98 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5) = 11.97 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$1) \quad l_x \geq l_y/2 \longrightarrow \begin{cases} M_o^y = P \times l_y^2 / 8 (l_x - l_y/2) + (P \times l_y^3 / 48). \\ M_o^x = P \times l_y^3 / 24. \end{cases}$$

$$2) \quad l_x \leq l_y/2 \longrightarrow \begin{cases} M_o^y = P \times l_x^3 / 6 . \\ M_o^x = (P \times l_x^2 \times l_y / 2) - (2 \times P \times l_x^3 / 3). \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 0.9\text{m} \\ l_y = 3.22\text{m} \end{cases}$$

$$l_x \leq l_y/2 = 1.61 \longrightarrow \begin{cases} M_o^y = (11.97 \times 0.9^3) / 6 = 1.45 \text{ KN.m} \\ M_o^x = (11.97 \times 0.9^2 \times 3.22) / 2 - (2 \times 11.97 \times 0.9^3) / 3 = 9.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 9.79 = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 1.45 = 1.23 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis:

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_o^x = -4.89 \text{ KN.m}$$

Ferraillage:

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande ($l_x \times e$ et $l_y \times e$), le moment est calculé pour une section ($l_x \times l_y$).

En travée :➤ **Sens x-x :**

$$M_t^x = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.32 \times 10^{-3}}{3.22 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.026, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0158 ; Z = 0.119\text{m}$$

$$As = (8.32 \times 10^{-3} / 0.119 \times 348) = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{min} < A_s$ condition vérifiée.

On adopte 3HA10 = 2.36 cm² /ml

➤ **Sens y-y :**

$$M_t^y = 1.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.006, \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0076 ; Z = 0.1196 \text{ m}$$

$$A_s = (1.23 \times 10^{-3} / 0.1196 \times 348) = 0.297 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{min} > A_s$ condition non vérifiée.

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² /ml

En appuis :

➤ **Sens (x-x et y-y) :**

La table de compression est tendue, le béton n'intervient pas dans la résistance, donc le calcul est ramené à une section rectangulaire ($b_o \times h$).

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_o^x = -4.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0195 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0246 ; Z = 0.118 \text{ m} \Rightarrow A_s = 1.19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{min} < A_s$ condition vérifiée.

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² /ml

❖ **Vérifications :**

• **A l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = (P_u \times l_x) / 2 \times (l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4))$$

$$V_u^x = (11.97 \times 0.9) / 2 \times (3.22^4 / (0.9^4 + 3.22^4))$$

$$V_u^x = 5.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.044 \text{ Mpa} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **A l'ELS :**

$$P_s = 8.48 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x \leq l_y/2 = 1.61 \longrightarrow \begin{cases} M_o^y = (8.48 \times 0.9^3)/6 = 1.03 \text{ KN.m} \\ M_o^x = (8.48 \times 0.9^2 \times 3.22)/2 - (2 \times 8.48 \times 0.9^3)/3 = 6.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 6.93 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 1.03 = 0.87 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis:

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 M_o^x = -3.46 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

Selon L_X : $Y = 2.65 \text{ cm} \Rightarrow I = 3911.8 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Selon L_Y : $Y = 2.4 \text{ cm} \Rightarrow I = 3239.4 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- **Vérification de σ_{st} :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire .

Etat limite de déformation :

1) $h_t / l = 0.14 / 0.9 = 0.15 > \text{Max} [3 / 80 ; 6.89 / 20 \times 8.1] = 0.114 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

2) $A_s / b \times d = 0.0028 < 2 / f_c = 0.007 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

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

Ferrailage:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^x = 4HA10 = 3.36\text{cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25\text{cm}. \\ A_s^y = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25\text{cm}. \\ A_s^a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25\text{cm}. \end{array} \right.$$

Schéma du ferrailage :

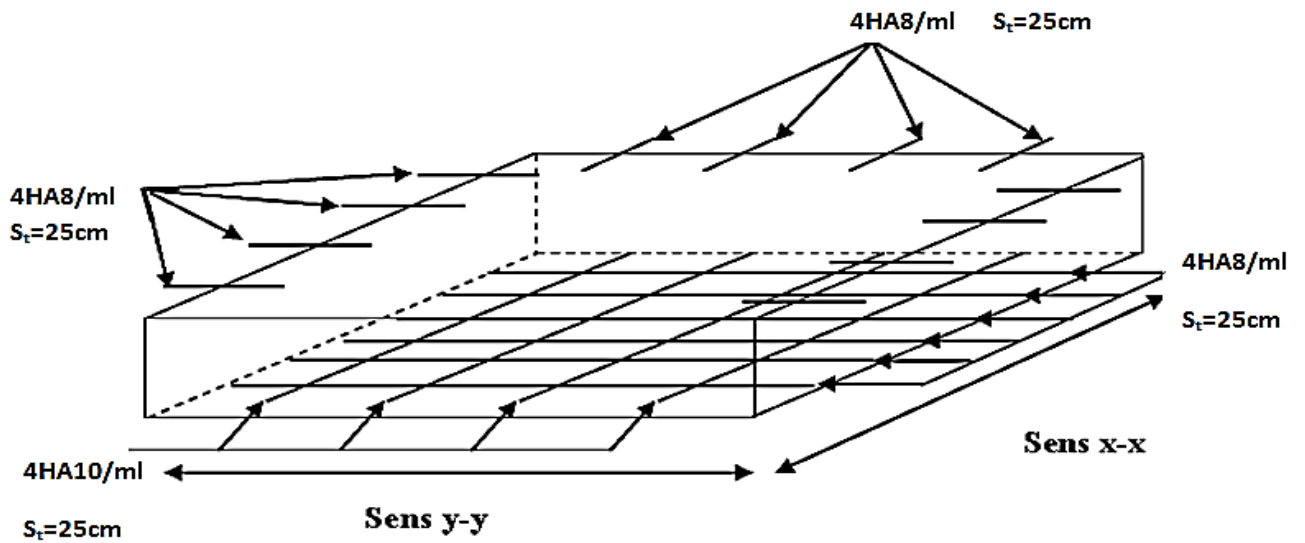


FIG. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.3. Les Escaliers :

III.3.1. Définition :

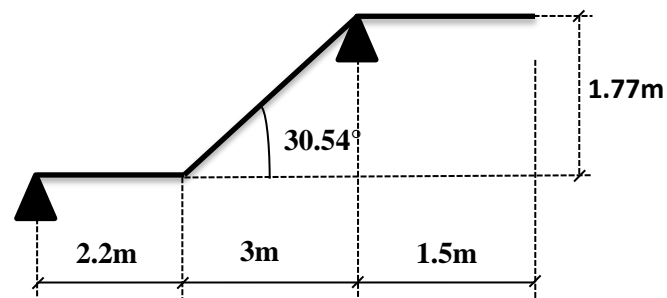
Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages dans les deux blocs.

✓ **Etude d'escalier du Bloc 1 :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G=9.10 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G=6.48 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU:

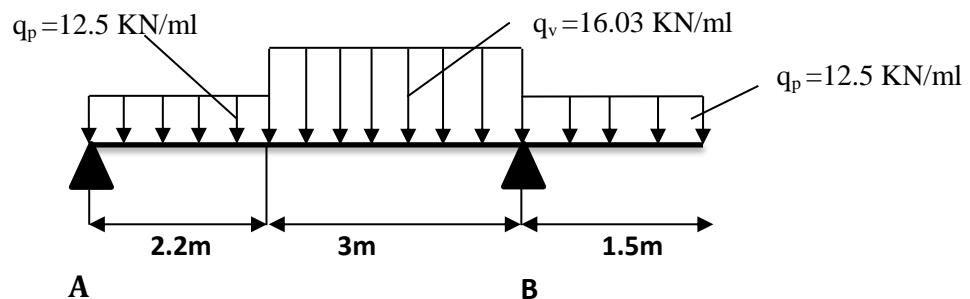
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.1) + (1.5 \times 2.5) = 16.03 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.48) + (1.5 \times 2.5) = 12.5 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:



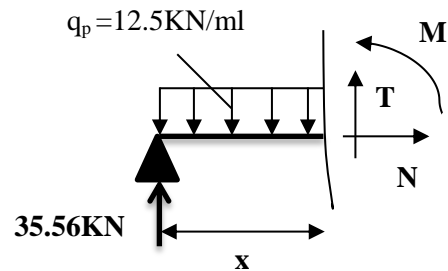
- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 32.85 \text{ KN.}$$

$$R_B = 61.49 \text{ KN.}$$



- Moments fléchissant : En faisant la méthode des sections,

$$\text{On trouve : } M(x) = -q_p \frac{x^2}{2} + R_A * x$$

$$M(2.2) = 42.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment max à 'x}_0\text{' tel que : } \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x_0 = 2.67 \text{ m} \Rightarrow M_0^{\text{max}} = 43.17 \text{ KN.m}$$

▪ **Efforts tranchant :**

$$0 \leq x \leq 2.2 : T_y(x) = q_p * x - R_A \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -32.85 \text{KN} \\ T(1,5) = -5.35 \text{KN.} \end{cases}$$

$$2.2 \leq x \leq 5.2 ; T_y(x) = 2.2 * q_p + q_v * (x - 2.2) - R_A \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -5.35 \text{KN.} \\ T(5.2) = 42.75 \text{KN.} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,5 : T_y(x) = - q_p * x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 0 \\ T(1,5) = - 18.747 \text{KN.} \end{cases}$$

$$T^{\max} = 42.75 \text{ KN}$$

$$M_t = M_0^{\max} = 43.17 \text{K}; M_a = -14.06 \text{KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont : $S = (b * h)$ avec ($b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$).

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.44. Ferraillage des escaliers :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)/ml	A_{adopte} (cm ²)/ml	N ^{br} de barre
Travée	43.17	0.093	0.123	0.171	7.25	7.92	7HA12
Appui	14.06	0.03	0.038	0.177	2.28	3.14	4HA10

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e.$$

$$A_t = 7.92 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_a = 3.14 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **Les armatures de répartition : BAEL91 [Art. E.2.41].**

En travée $A \geq A_t / 4 = 1,98 \text{cm}^2$ soit : 4HA10 = 3,14 cm².

En appui $A \geq A_a / 4 = 0,785 \text{cm}^2$ soit : 4HA8 = 2,01 cm².

▪ **Espacement des barres :**

- **Pour les armatures principales :**

$S^t = 100/7 = 14.3\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

$S^a = 100/4 = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

- **Pour les armateurs de répartition :**

$S_t = 100/4 = 25\text{cm.}$

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

$\tau = V^{\max}/b \times d = \frac{42.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.237\text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

⇒ Pas d'armatures transversales.

▪ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 [Art.5.313]**

$V^{\max} = 0.0427 \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 1.08\text{MPa}$

▪ **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$A_l = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 12.44\text{cm}^2 > \frac{V_{\text{max}}}{f_e} \times \gamma_s = 1.22\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

• **Vérification de la section à L'ELS :**

Tableau III.45.calcul de sollicitation à l'ELS :

sollicitation	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN)	M _t ^{max} (KN)	M _a ^{max} (KN)
ELS	23.67	44.35	31.19	31.19	10.10

Tableau III.46.Etat limite de compression du béton :

localisation	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	observation
Travée	31.19	5.45	24107	7.21	15	Vérifiée
Appui	10.10	4.3	15376	2.83	15	Vérifiée

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

$e/L = 0,038 < \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

$A_s/ bd = 0,0034 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.47.Evaluation de la flèche dans l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.2	7.79	18.9	23.96	31.19	1.12	1.02

La flèche n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier ; A_s=10.18cm², soit : 9HA12
 Δf (cm)=0.997cm < 1.02cm.....Condition vérifiée.

• Schéma de ferrailage :

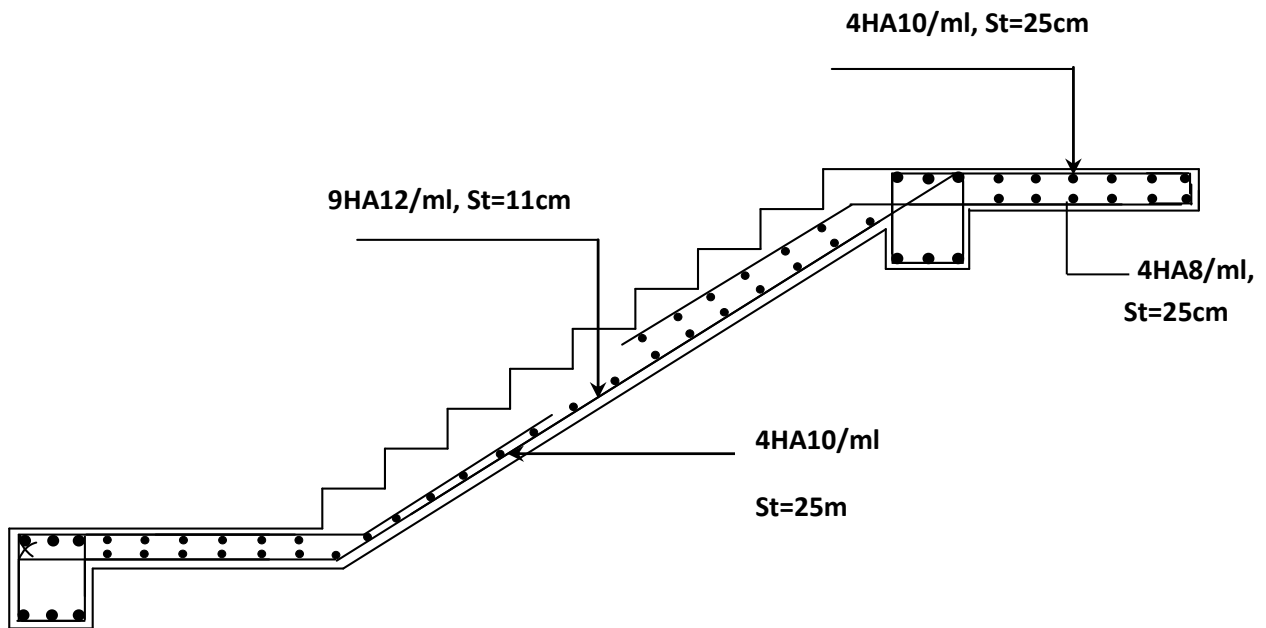


Fig. III.8. Schéma de ferrailage des escaliers

• Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

▪ Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 34.66 \leq h \leq 52$$

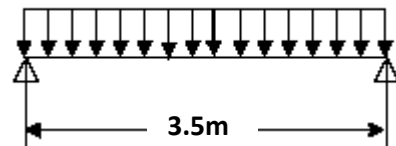


Fig. III.9.Schéma statique de la poutre palière

• **Prédimensionnement :**

$$L/15 < h < L/10 \Rightarrow 24 \text{ cm} < h < 35 \text{ cm}.$$

• **Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

• **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ KN/ml}.$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui.

$$\text{ELU: } R_b = 61.49 \text{ KN/m}.$$

$$\text{ELS: } R_b = 44.35 \text{ KN/m}.$$

• **Les sollicitations :**

$$P_u = 1,35g_0 + R_b = 1,35 \times 2,62 + 61.46 = 65.027 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{65.027 \times (3.5)^2}{8} = 99.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 84.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -49.78 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul à la flexion simple :**

- **Calcul des armatures longitudinales :** Les résultats de calcul sont illustrés dans ce tableau :

Tableau III.48 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière :

localisation	M (KN×m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	84.63	0.182	0.253	0.296	8.19	1.19
En appui	49.78	0.106	0.141	0.311	4.56	1.19

- **Calcul de $\tau_{f.s}$:** $\tau_{f.s} = \frac{V}{b \times d} = 1.08 \text{ Mpa}.$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$St = 15\text{cm}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_e = 0,45\text{cm}^2.$$

$$A_t \geq b \times St \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij}) / 0,8 \times f_e = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.63 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{\text{paill}}^a = 14.06 \text{ KN.m.}$$

Le moment est maximum à l'encastrement.

$$M_T = M^t \times L/2 = 14.06 \times 3,5/2 = 24.60 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL [Art. A.5.4.2.2].**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

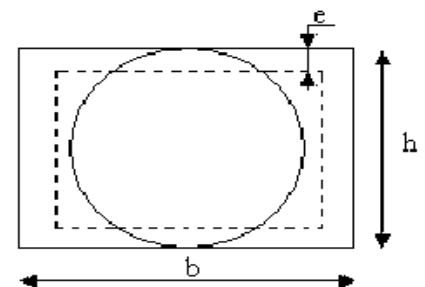


Fig. III.10. Section équivalente

$$\emptyset = \min (h ; b) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \emptyset/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,3-0,05) \times (0,35-0,05) \Rightarrow \Omega = 0,075 \text{ m}^2.$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.6 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.28 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau = \sqrt{\tau^2_u + \tau^2_t} = \sqrt{1.08^2 + 3.28^2} = 3.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau > \tau_{adm} \Rightarrow$ il y a risque de rupture par cisaillement.

Donc il faut augmenter la section du béton de la poutre palière, soit une section de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Les tableaux suivant illustrent les résultats obtenus après avoir augmenté la section de la poutre.

➤ **A la flexion simple :**

Tableau III.49 : Résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
100.48	85.40	-50.24	114.83

Tableau III.50 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière :

localisation	M (KN×m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	85.40	0.157	0.215	0.30	8.13	1.35
En appui	50.24	0.092	0.122	0.313	4.59	1.35

Tableau III.51 : vérification des contraintes de cisaillement :

τ	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	S_t (cm)	A_t (cm ²)
0.994	3.33	vérifié	15	0.70

➤ **A la torsion :**

$$\tau = \sqrt{\tau^2_u + \tau^2_t} = \sqrt{0.994^2 + 2.5^2} = 2.68 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Les armatures longitudinales**

$$A_l = M_{Tu} \times U \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_c$$

$$U = 2 * [(h-e) + (b-e)] = 2 * [(0,35-0,058) + (0,35-0,058)] = 1.16 \text{ m.}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,35-0,058) \times (0,35-0,058) = 0,085 \text{ m}^2.$$

$$A_l = 24.6 \times 10^{-3} \times 1.16 \times 1.15 / 2 \times 0,085 \times 400 = 4.82 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales:**

$$A_t = M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e = 0,62 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armatures :**

- **En travée :**

$$A = 8.13 + \frac{4.82}{2} = 10.57 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}16+2\text{HA}14 = 11.12 \text{ cm}^2.$$

- **En appui :**

$$A = 4.59 + \frac{4.82}{2} = 7 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 3\text{HA}14+3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 0,70+0,62 = 1.32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma_{adm}$

Avec : $0,5b \times y^2 + 15 \times A_y - 15A (d-y)^2 = 0$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15A (d-y)^2.$$

Tableau III.52. Vérification des contraintes dans le béton :

Localisation	M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée	61.70	12	73146.15	10.12	15	Vérifiée
Appui	-36.29	13.59	83001.58	5.94	15	Vérifiée

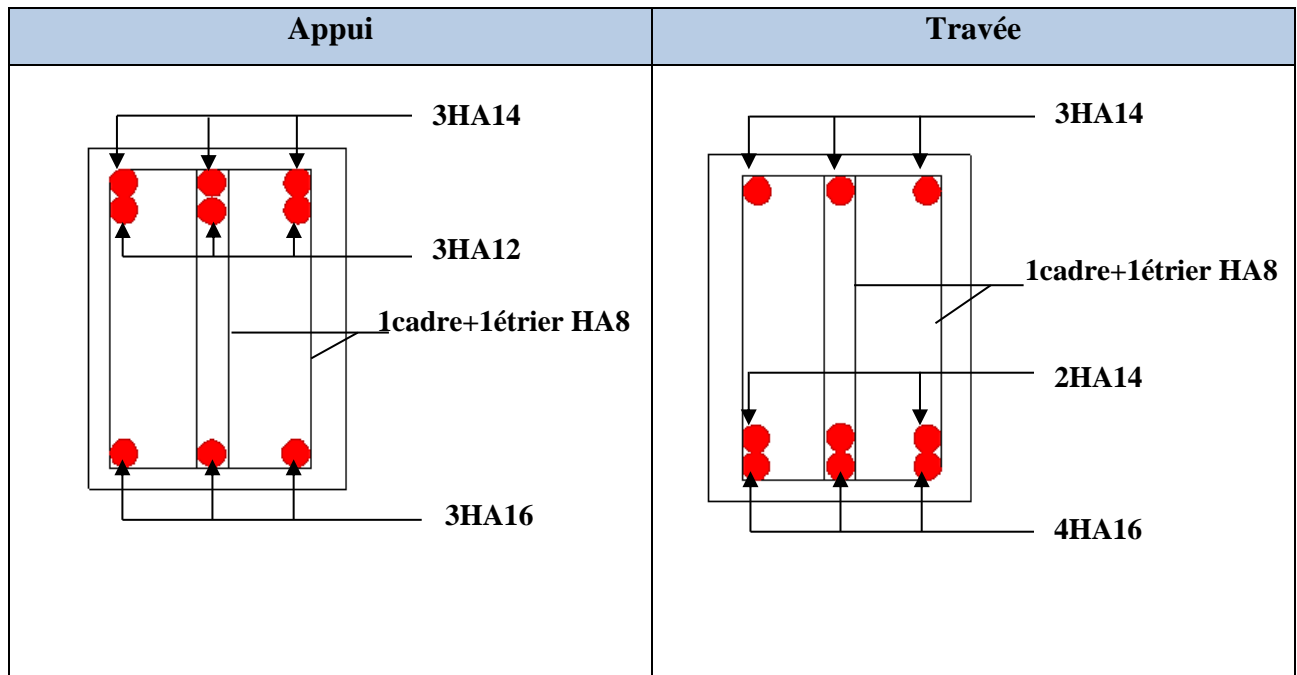
- **Vérification de l'état limite de déformation :**

$h/L = 0,1 \geq \max [3/80; M_t/10 \times M_0] = 0,084 \dots \dots \dots$ vérifié.

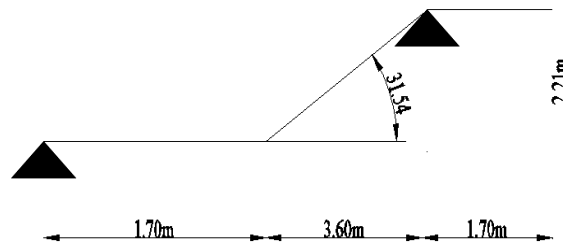
$A_s = 11.12 \text{ cm}^2 \leq 4,2 \times b \times d / f_e = 15.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifié.

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

- Schéma de ferrailage :



- ✓ Etude d'escalier du Bloc 2 :



- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G=10.05 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G=6.48 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Les résultats du ferrailage et la vérification de flèche sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Tableau de ferrailage travée et aux Appuis :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adopte} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	N ^{br} de barre	S_t (cm)
Travée	50.71	0.1102	0.146	0.169	7.48	7.92	2.17	7HA12	14.3
Appui	18.06	0.039	0.05	0.176	2.94	3.14	2.17	4HA10	25
Localisation	ELS	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs	e/l	$M_t/20M_0$	Obs
Travée	36.8	5.45	24107	8.31	15	Vérifié e	0.03	0.05	non verifiée
Appui	12.97	4.3	15376	3.62	15	Vérifié e			

Tableau III.54. Evaluation de la flèche dans l'escalier :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.3	7.79	20.65	25.42	36.8	1.426	1.02

La flèche n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier ; $A_s=15.39\text{cm}^2$, soit 10HA14

Δf (cm)=0.990cm<1.02cm.....Condition vérifiée.

III.4. 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, encastrée 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.

III.4.1 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

III.4.2 Evaluation des charges et surcharges :

$S_{acr} = 0,166 \text{ m.}$

$G = 25 \times 0.166 = 4.15 \text{ KN/ml.}$

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

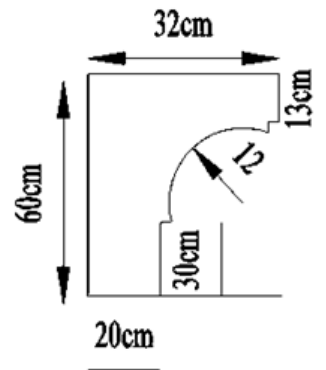


Fig. III.11.Coupe transversale de l'acrotère

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

III.4.2.1. Charge verticale :

Tableau III.55.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	14	0.166	2.4625	0.14	4.29	1.00

III.4.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

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

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$**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).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 4.29 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.29 \Rightarrow F_p = 2.06 \text{ KN}$

III.4.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.127m \\ Y_G = 0.334m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 4.29KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.334 \Rightarrow M_{F_p} = 0.688KN.m \end{cases}$$

Tableau III.56. Combinaisons d'action de l'acrotère :

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	4.29	5.79	4.29
M (KN.m)	1.288	0.90	0.6

1^{er} cas :(RPA99)

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.288}{4.29} = 0.3m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.14}{6} = 0.023m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ 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 définies 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.

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

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(RPA Article A.4.3.5).}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \dots \dots \dots \text{(RPA Article A.4.3.5).}$$

l_f : Longueur de flambement.

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

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.14} = 0.00617 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.3 + 0.02 + 0.00617 = 0.326 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 4.29 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 4.29 \times 0.326 = 1.398 \text{ KN.m}$$

2^{ème} cas :

$$e = 0.02 + 0.00617 + 0.155 = 0.18 \text{ m}$$

$$N_u = 5.79 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.04 \text{ KN.m}$$

III.4.4 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

1^{er} cas :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 1.687 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0082 \Rightarrow \alpha = 0.01 \Rightarrow z = 0.119 \Rightarrow A_1 = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.29 \text{ cm}^2$$

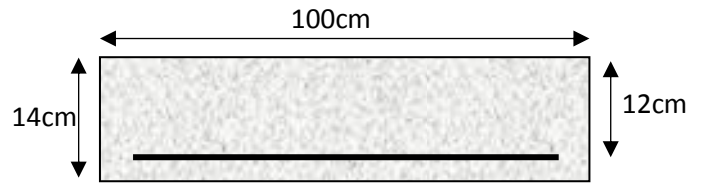


Fig. III.12. Section à ferrailer.

2^{ème} cas : Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

N_u (KN)	M_u (KN)	μ_{bu}	α	z	A_s (cm ²)
5.79	1.04	0.0065	0.008	0.1196	0.13

Donc on opte pour $A_s = 0.29 \text{ cm}^2$

Vérification de 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: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 2.06 + 1 = 3.06 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.025 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (3.33; 4) \text{ MPa.} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots\dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}.$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm.}$$

$$\zeta_{es} = 3.06 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.28 \text{ MPa.}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(RPA Article. A.6.1, 21).}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 4.29 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

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

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.

$$e_1 = \frac{M_S}{N_S} = 0.139 > \frac{h}{2} = 0.07 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow |c| = |e_s - \frac{h}{2}| = |0.14 - 0.07| = 0.07 \text{ m}$$

$$c < 0 \Rightarrow c = -0.07 \text{ m} \Rightarrow y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} = 3.29 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

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

$$y_c^3 - 0.011 y_c + 3.29 \times 10^{-5} = 0 \Rightarrow y_c = 4p^3 + 27q^2 = 5.29 \times 10^{-6} < 0$$

\Rightarrow 3 racines réelles

$$0 \leq Y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.07 \leq y_c \leq 0.21 ;$$

$$Y_c = 0.105 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0.035 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A (d-y) = 3.56 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.29 \times 10^{-3}}{3.56 \times 10^{-4}} \times 0.035 = 0.42 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15.36 \text{ MPa} < \sigma_{sadm} = 201.63 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

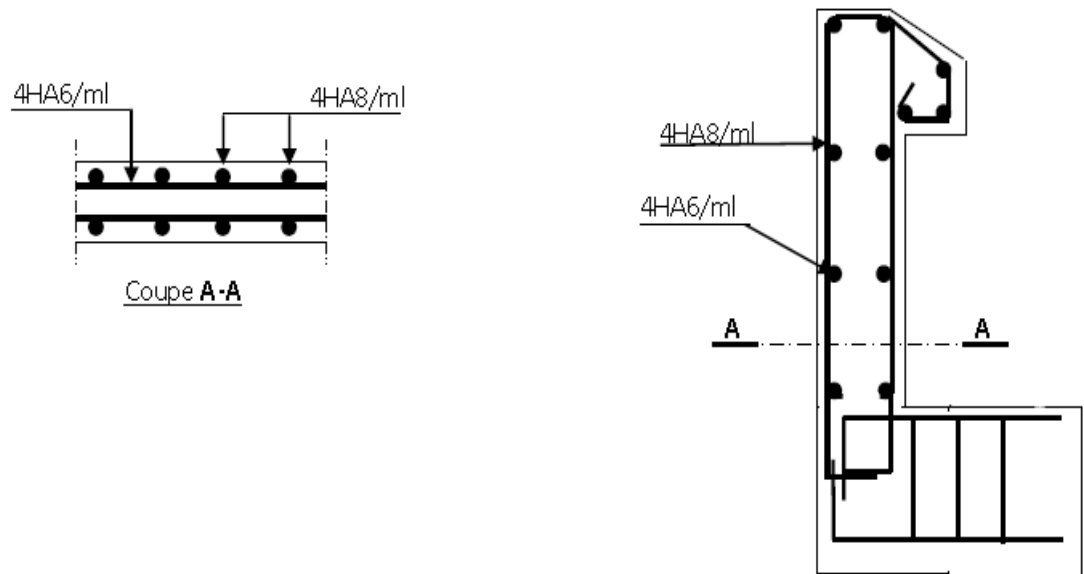


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant. D'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut

avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités Pq dans le Bloc 1 :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.1$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$$\left[\begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation et bureaux.} \\ W_{Gi} = 22103.135\text{KN} \\ W_{Qi} = 3153.594 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow W = 22733.854 \text{ KN.}$$

Tableau IV .2.Valeurs des pénalités Pq dans le Bloc 2 :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

$$\left[\begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ pour usage bureaux.} \\ W_{Gi} = 17617.085\text{KN} \\ W_{Qi} = 6519.36 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow W = 18920.95\text{KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-2).}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.....RPA 99 (Tableau 4.7).

D'après le rapport de sol et le (Tableau3-2) du RPA 99 de la classification des sites, on a un sol de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-6).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 36.28m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

✓ **Pour le Bloc 1 :**

$T_c = 0.050 \times (36.28)^{3/4} = 0.739s.$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-7).}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 14m, \quad L_y = 21.35m$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.87s \\ T_y = 0.70s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.739s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.70s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.739} \right)^{2/3} = 1.56 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.70} \right)^{2/3} = 1.61 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.739 = 0.96s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.70 = 0.91s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.1}{5} \times 22733.854 = 1170.338KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.1}{5} \times 22733.854 = 1207.84KN$$

✓ **Pour le Bloc 2 :**

$$T_c = 0.050 \times (36.28)^{3/4} = 0.739s.$$

La formule (**Formule 4-7**) du **RPA99** donne les résultats suivants :

$$L_x = 27m, \quad L_y = 12.55m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.628s \\ T_y = 0.92s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.628s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.739s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.628} \right)^{2/3} = 1.74 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.739} \right)^{2/3} = 1.56 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.628 = 0.81s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.739 = 0.96s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.2}{5} \times 18920.95 = 1185.20KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.2}{5} \times 18920.95 = 1062.60KN$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de

torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1. Disposition des voiles de contreventement :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés. Ces dispositions ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

Les dispositions retenues pour les deux Blocs sont les suivantes:

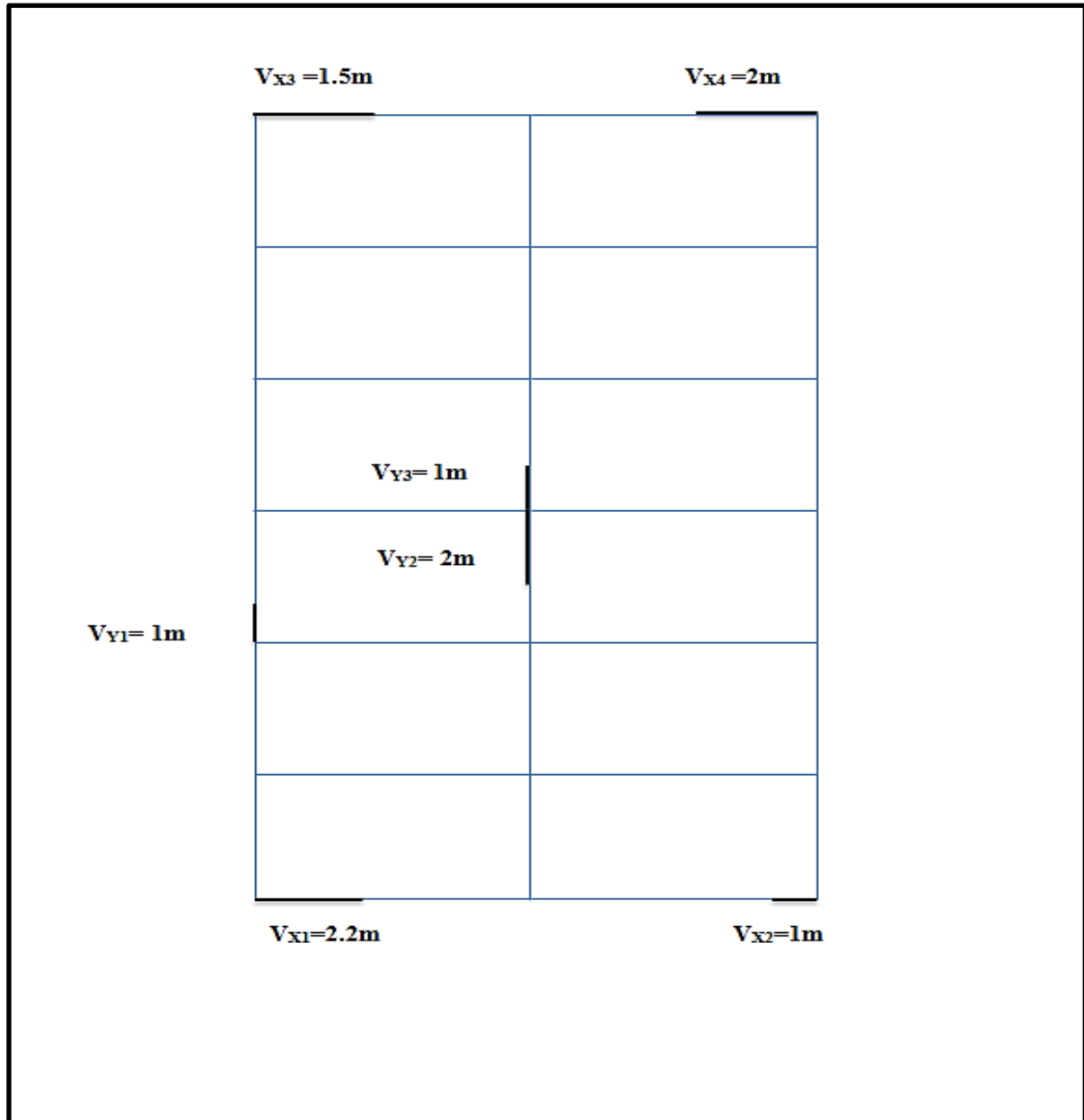


Fig. IV.1. Disposition des voiles dans le Bloc 1

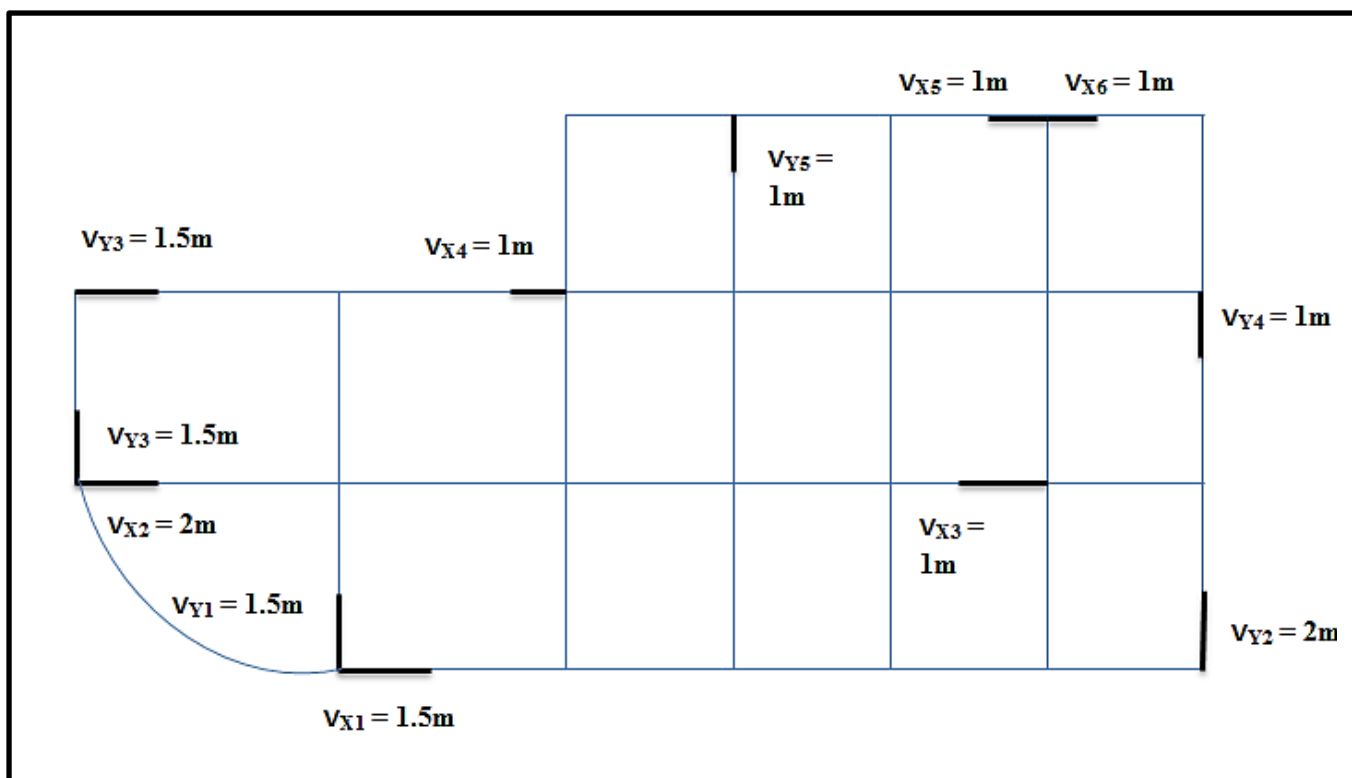


Fig. IV.2. Disposition des voiles dans le Bloc 2

➤ Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses dans le Bloc 1 :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.855153	0.00301	0.7453	0.00301	0.7453
Mode 2	0.803319	0.7293	0.00343	0.73231	0.74873
Mode 3	0.664682	0.00556	0.00043	0.73787	0.74916
Mode 4	0.275817	0.00011	0.129	0.73799	0.87816
Mode 5	0.260829	0.12867	0.00006192	0.86665	0.87822
Mode 6	0.210372	0.000001293	0.00052	0.86665	0.87874
Mode 7	0.14961	0.03248	0.00495	0.89914	0.88369
Mode 8	0.144289	0.00484	0.04569	0.90398	0.92937
Mode 9	0.115161	0.01802	0.00055	0.922	0.92993

Mode 10	0.095678	0.01615	0.00057	0.93815	0.93049
Mode 11	0.090206	0.00104	0.02682	0.93919	0.95731
Mode 12	0.082189	0.000001441	0.000004447	0.93919	0.95732

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.3, IV.4et IV. 5.

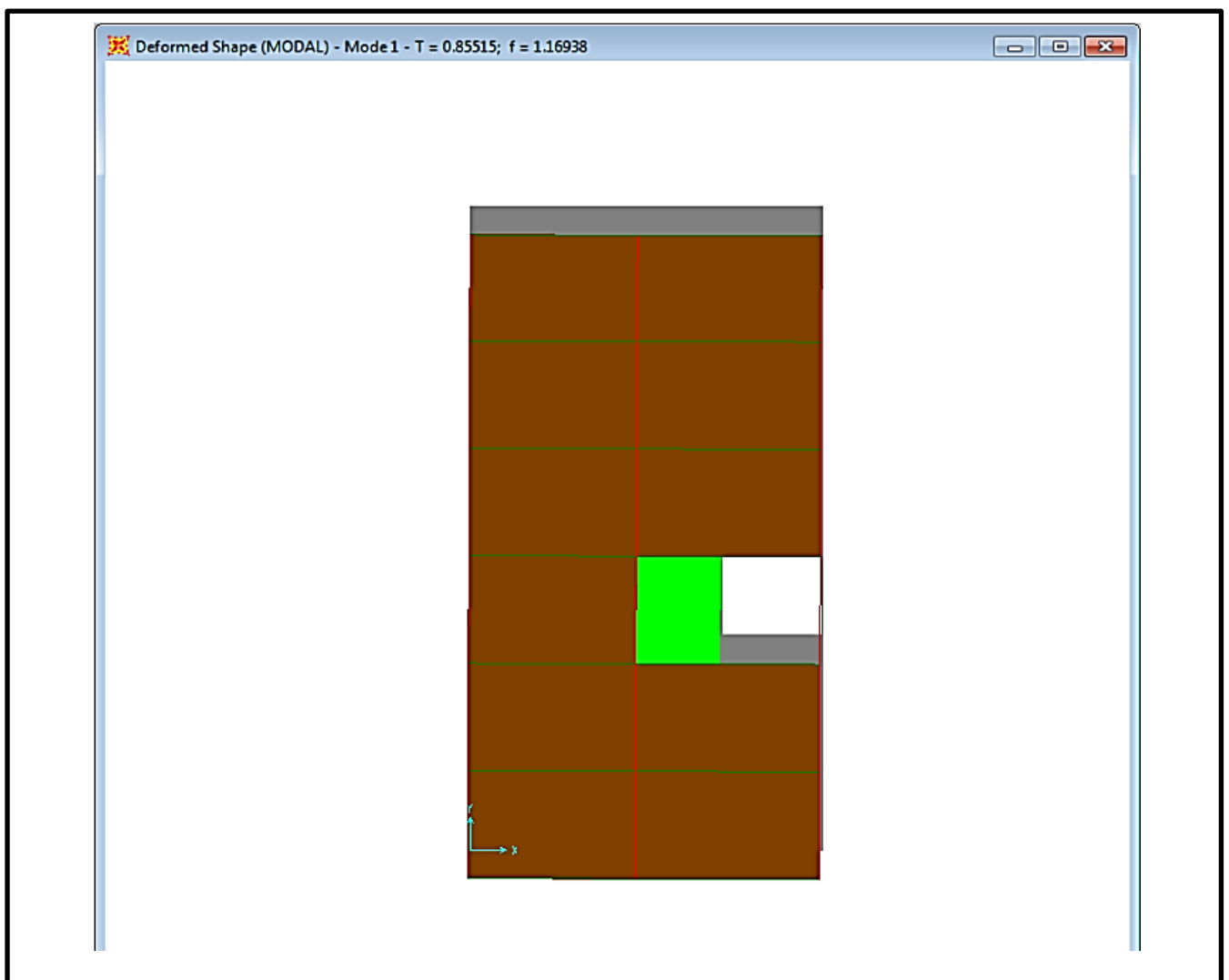


Fig. IV.3. 1^{er} mode (translation suivant Y)

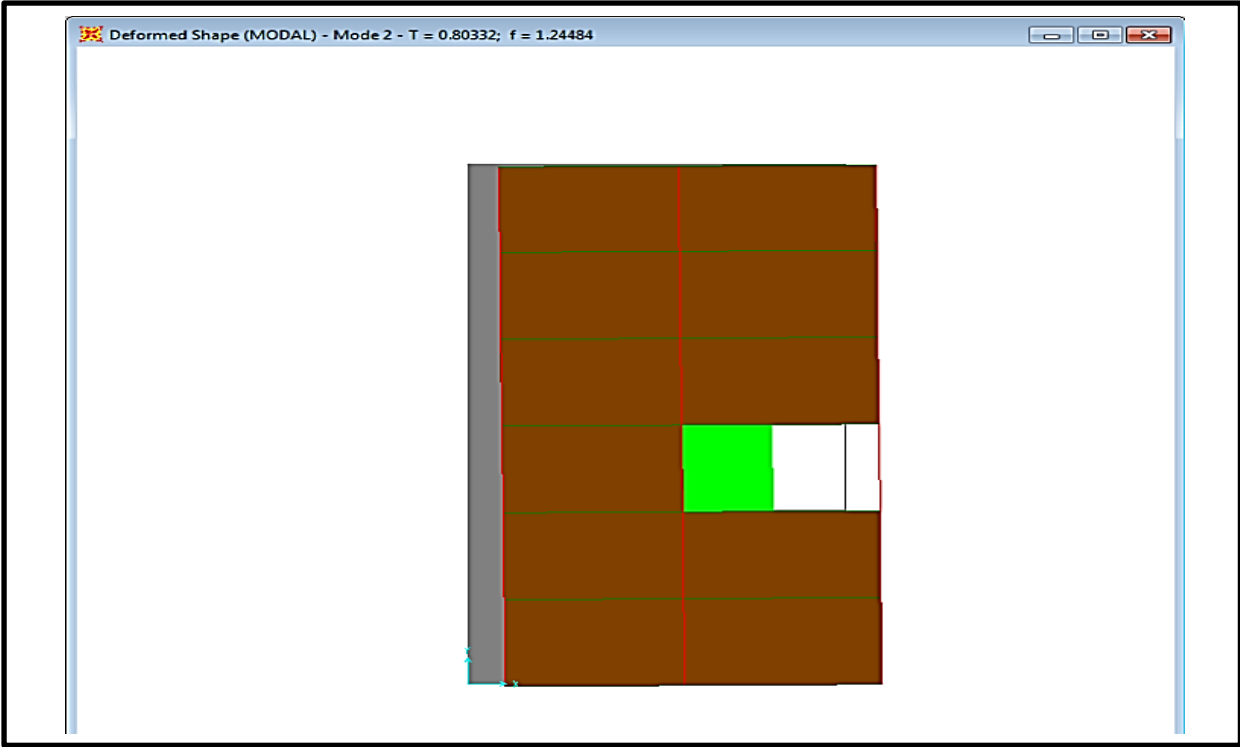


Fig. IV.4. 2^{ème} mode (translation suivant X)

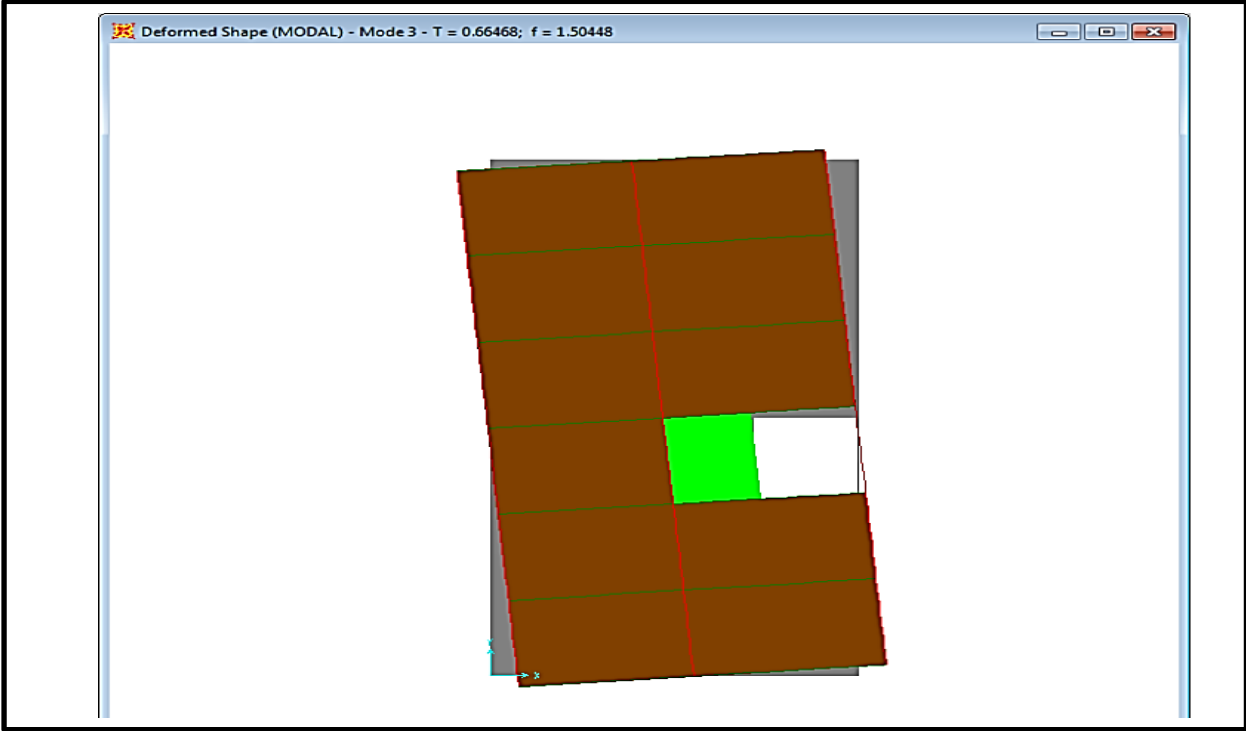


Fig. IV.5. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses dans le Bloc 2 :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.678275	0.00178	0.61688	0.00178	0.61688
Mode 2	0.582994	0.634	0.00398	0.63577	0.62086
Mode 3	0.507655	0.07457	0.09197	0.71035	0.71283
Mode 4	0.229181	0.00881	0.1187	0.71916	0.83153
Mode 5	0.197811	0.12803	0.00731	0.84719	0.83884
Mode 6	0.180887	0.00004525	0.01039	0.84723	0.84923
Mode 7	0.153614	0.00001909	0.00002324	0.84725	0.84926
Mode 8	0.126484	0.00129	0.0418	0.84854	0.89106
Mode 9	0.106681	0.04502	0.00012	0.89356	0.89118
Mode 10	0.097888	0.00644	0.00663	0.90001	0.89781
Mode 11	0.097443	0.0000174	0.000002749	0.90002	0.89781
Mode 12	0.096544	0.00001096	1.446E-07	0.90003	0.89781

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.6, IV.7 et IV. 8.

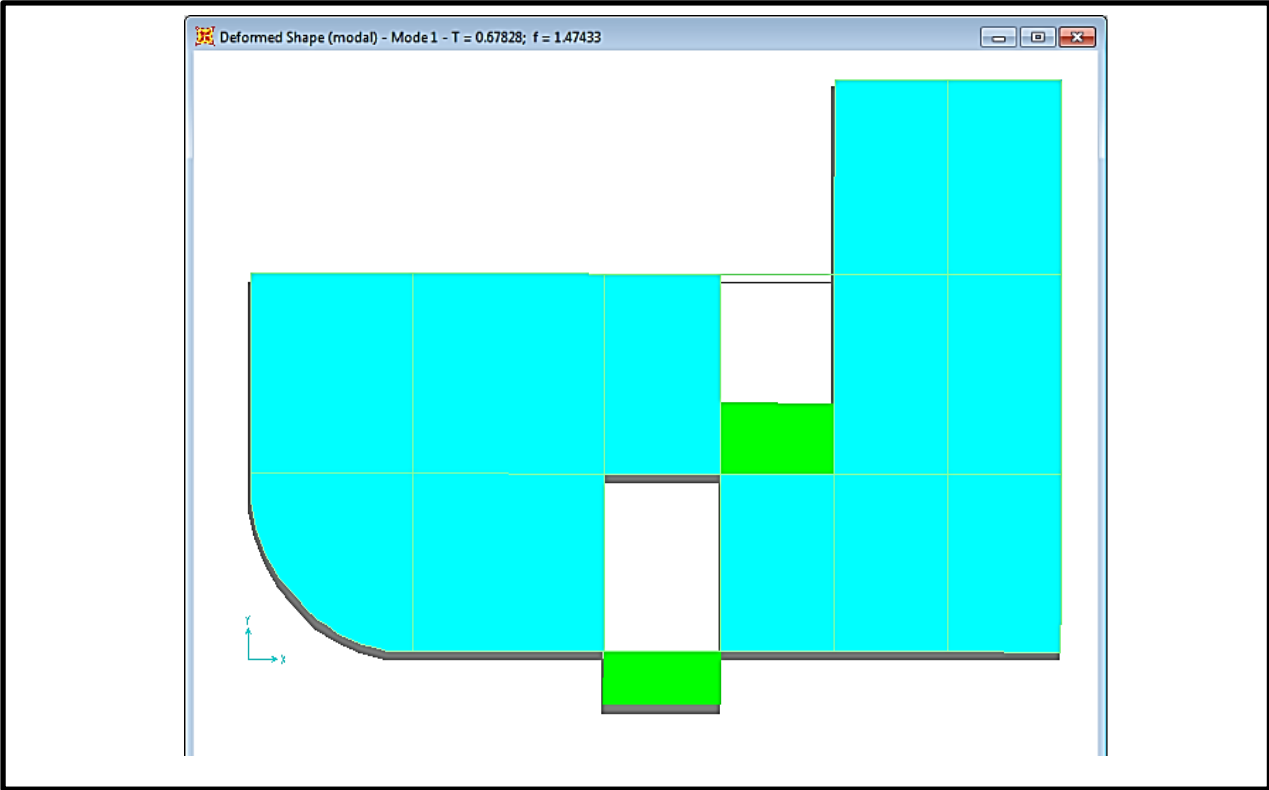


Fig. IV.6. 1^{er} mode (translation suivant Y)

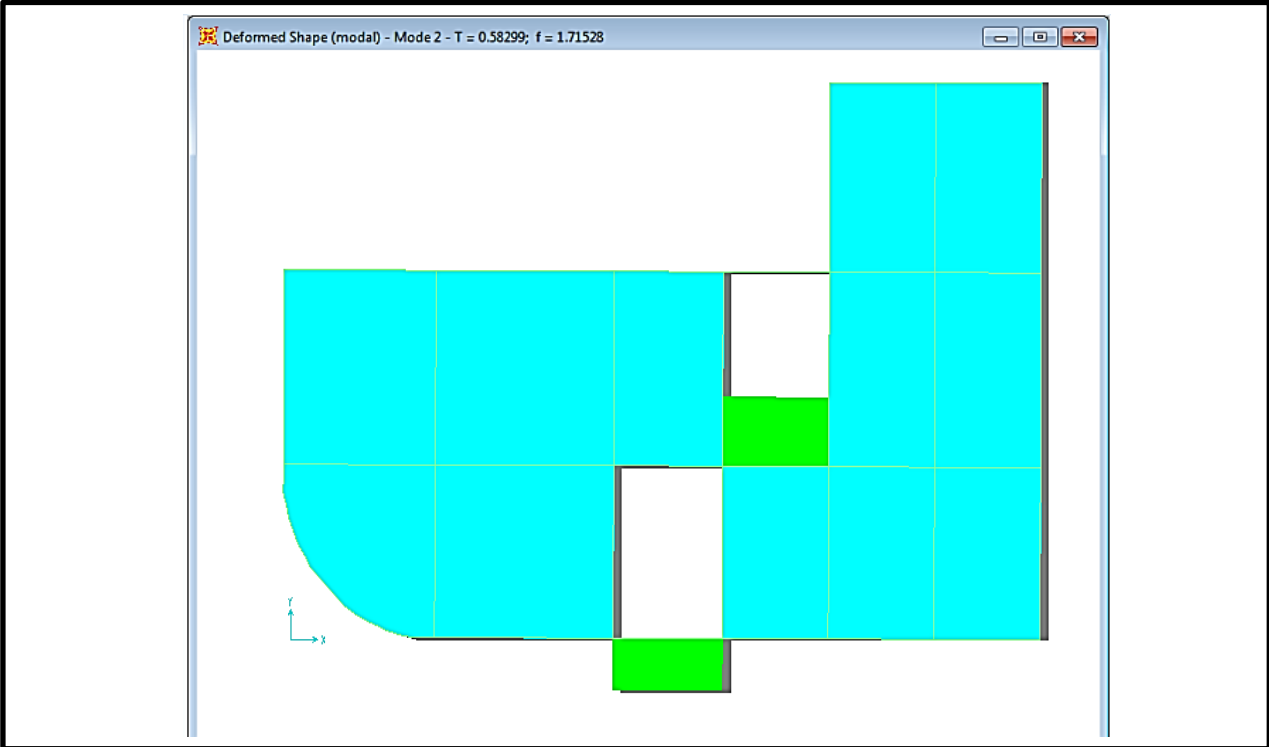


Fig. IV.7. 2^{ème} mode (translation suivant X)

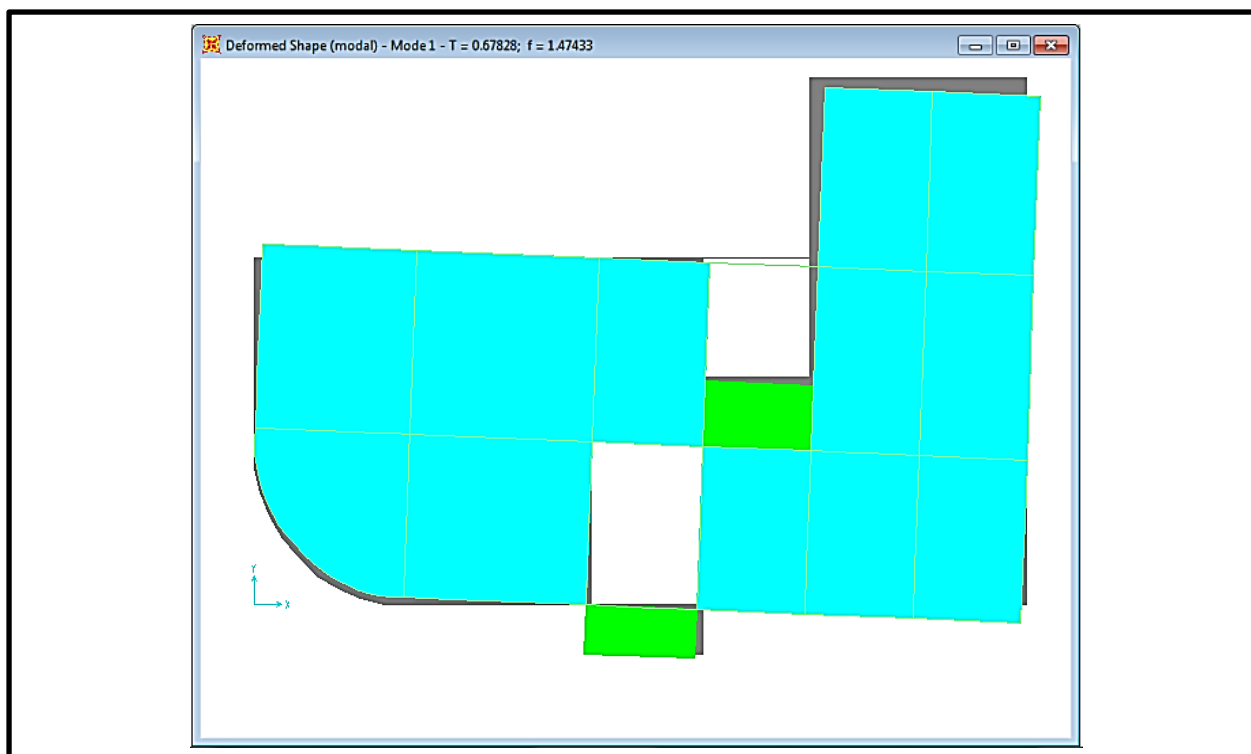


Fig. IV.8. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.5, IV.6, IV.7 et IV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales dans les deux Blocs.

Tableau IV.5.Vérification sous charges verticales dans le Bloc 1 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	-20236.449	-4433.265	82.03	17.97
NIV 01	-17568.737	-3788.698	82.26	17.74
NIV 02	-14071.867	-3364.599	80.70	19.30
NIV 03	-12571.96	-2851.661	81.51	18.49
NIV 04	-10298.582	-2405.363	81.06	18.94
NIV 05	-7946.671	-2164.077	78.60	21.40
NIV 06	-5846.045	-1534.473	79.21	20.79
NIV 07	-3606.676	-1058.981	77.301	22.70
NIV 08	-1644.83	-464.566	77.98	22.02

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux sauf pour les niveaux 5, 6,7 et 8 où l'écart est de 0.79% à 2.7% qui est négligeable.

Tableau IV.6.Vérification sous charges horizontales dans le Bloc 1 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	-340.814	-390.054	-879.343	-778.01	27.93	33.39	72.07	66.61
NIV 01	-503.585	-649.508	-527.669	-499.186	48.83	56.54	51.17	43.46
NIV 02	-577.14	-632.691	-412.793	-395.001	58.30	61.56	41.70	38.44
NIV 03	-436.944	-589.887	-415.385	-366.082	51.27	61.70	48.73	38.30
NIV 04	-456.189	-605.756	-297.601	-251.812	60.52	70.63	39.48	29.37
NIV 05	-326.642	-450.434	-319.477	-305.611	50.56	59.57	49.44	40.43
NIV 06	-318.12	-430.447	-182.774	-178.315	63.51	70.70	36.49	29.30
NIV 07	-199.81	-275.633	-157.586	-150.544	55.908	64.67	44.092	35.33
NIV 08	-198.128	-222.42	-37.279	-64.753	84.17	77.45	15.83	22.55

• Analyse des résultats :

Le pourcentage important repris par les portiques au niveau 08 est dû au manque des voiles d'axe X, car dans ce sens, puisque les deux voiles V_{X3} et V_{X4} s'arrêtent au 7^{ème} étage.

Tableau IV.7.Vérification sous charges verticales dans le Bloc 2 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
S-SOL	-13462.066	-2371.741	85.02	14.98
RDC	-16478.003	-4448.553	78.75	21.25
NIV 01	-13992.957	-3516.297	79.92	20.08
NIV 02	-12072.728	-3049.989	79.83	20.17
NIV 03	-10002.444	-2763.144	78.35	21.65
NIV 04	-8215.38	-2265.906	78.38	21.62
NIV 05	-6624.23	-1855.409	78.12	21.88
NIV 06	-4993.724	-1566.014	76.12	23.88
NIV 07	-3508.332	-1128.287	75.66	24.34
NIV 08	-1784.24	-575.311	75.62	24.38

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux, avec un écart de 0.08% à 4.38% qui est négligeable.

Tableau IV.8.Vérification sous charges horizontales dans le Bloc 2 :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
S-SOL	-247.43	-340.067	-366.033	-578.497	40.33	37.02	59.67	62.98
RDC	-328.038	-415.883	-829.598	-762.905	28.33	35.28	71.67	64.72
NIV 01	-634.278	-554.938	-481.119	-396.602	56.86	58.31	43.14	41.69
NIV 02	-587.69	-491.902	-387.534	-351.276	60.26	58.33	39.74	41.67
NIV 03	-517.199	-444.607	-379.016	-322.537	57.70	57.95	42.30	42.05
NIV 04	-488.197	-408.152	-298.221	-282.553	62.07	59.09	37.93	40.91
NIV 05	-461.633	-365.988	-218.626	-214.51	67.86	63.04	32.14	36.96
NIV 06	-339.477	-272.41	-215.366	-206.391	61.18	56.89	38.82	43.11
NIV 07	-294.752	-243.017	-158.063	-153.787	65.09	61.24	34.91	38.76
NIV 08	-160.577	-213.373	-113.133	-108.413	58.66	66.30	41.34	33.70

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.9 et IV.10.

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans le Bloc1 :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	60×60	3600	1977.236	0.22	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	55×55	3025	1693.154	0.22	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50×50	2500	1488.79	0.23	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	2025	802.021	0.158	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	1600	406.283	0.10	vérifiée

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le Bloc 2 :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
S-Sol, RDC	65×65	4225	1941.525	0.183	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	3600	1523.023	0.17	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×55	3025	1086.292	0.143	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	2500	577.37	0.092	vérifiée
8 ^{ème} étage	45×45	1600	374.38	0.093	vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le **RPA99 (article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V < 0.8 * V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 * V_{st} / V$.

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques dans le Bloc 1 :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$	Observation
Sens x-x	1220.157	1170.138	936.27	vérifiée
Sens y-y	1168.064	1207.84	966.272	vérifiée

Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques dans le Bloc 2 :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$	Observation
Sens x-x	1157.63	1185.20	948.16	vérifiée
Sens y-y	1178.78	1062.60	850.08	vérifiée

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.13 et IV.14.

Tableau IV.13. Vérification des déplacements dans le Bloc 1 :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
RDC	0.118	0.59	0	0.59	476	0.12	0.03	0.15	0	0.15	0.031
NIV 01	0.30	1.5	0.59	0.91	374	0.24	0.34	1.70	0.15	1.55	0.41
NIV 02	0.53	2.65	1.5	1.15	374	0.30	0.58	2.90	1.70	1.20	0.32
NIV 03	0.76	3.80	2.65	1.15	374	0.30	0.83	4.15	2.90	1.25	0.33
NIV 04	0.99	4.95	3.80	1.15	374	0.30	1.07	5.35	4.15	1.20	0.32
NIV 05	1.21	6.05	4.95	1.10	374	0.29	1.29	6.45	5.35	1.10	0.29
NIV 06	1.40	7	6.05	0.95	374	0.25	1.48	7.40	6.45	0.95	0.25
NIV 07	1.57	7.85	7	0.85	374	0.22	1.64	8.20	7.40	0.8	0.21
NIV 08	1.72	8.60	7.85	0.75	374	0.20	1.78	8.90	8.20	0.70	0.187

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

Tableau IV.14. Vérification des déplacements dans le Bloc 2 :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
S-Sol	0	0	0	0	306	0	0	0	0	0	0
RDC	0.091	0.455	0	0.455	476	0.09	0.13	0.65	0	0.65	0.13
NIV 01	0.21	1.05	0.455	0.595	374	0.15	0.33	1.65	0.65	1	0.26
NIV 02	0.37	1.85	1.05	0.80	374	0.21	0.57	2.85	1.65	1.2	0.32
NIV 03	0.51	2.55	1.85	0.70	374	0.18	0.81	4.05	2.85	1.2	0.32
NIV 04	0.66	3.30	2.55	0.75	374	0.2	1.06	5.30	4.05	1.25	0.33
NIV 05	0.79	3.95	3.3	0.65	374	0.17	1.30	6.50	5.30	1.2	0.32
NIV 06	0.91	4.55	3.95	0.60	374	0.16	1.51	7.55	6.50	1.05	0.28
NIV 07	1	5	4.55	0.45	374	0.12	1.70	8.50	7.55	0.95	0.25
NIV 08	1.08	5.4	5	0.40	374	0.10	1.87	9.35	8.50	0.85	0.22

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

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, 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 doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.15 et IV.16.

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P-Δ dans le Bloc 1 :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
RDC	476	-22733.854	0.59	1220.157	0.023	0.15	1168.064	0.0061
NIV 01	374	-19441.051	0.91	1031.254	0.045	1.55	1148.694	0.070
NIV 02	374	-16977.05	1.15	989.933	0.052	1.20	1027.692	0.053
NIV 03	374	-14054.759	1.15	852.329	0.050	1.25	955.965	0.049
NIV 04	374	-11565.922	1.15	753.790	0.047	1.20	857.568	0.043
NIV 05	374	-9243.204	1.10	646.119	0.042	1.10	756.045	0.035
NIV 06	374	-6921.92	0.95	500.894	0.035	0.95	608.762	0.028
NIV 07	374	-4349.003	0.85	357.396	0.027	0.8	426.177	0.021
NIV 08	374	-1536.072	0.75	235.407	0.013	0.70	287.173	0.010

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.15, les effets P-Δ peuvent être négligés.

Tableau IV.16. Vérification de l'effet P-Δ dans le Bloc 2 :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
S-Sol	3.06	-18920.95	0	613.463	0	0	-918.564	0
RDC	476	-16115.761	0.455	-1157.636	0.013	0.65	-1178.788	0.018
NIV 01	374	-13665.754	0.595	-1115.397	0.019	1	-951.54	0.038
NIV 02	374	-11877.15	0.80	-975.224	0.026	1.2	-843.178	0.045
NIV 03	374	-10098.972	0.70	-896.215	0.021	1.2	-767.144	0.042
NIV 04	374	-8437.836	0.75	-786.418	0.021	1.25	-690.705	0.040
NIV 05	374	-6949.639	0.65	-680.259	0.017	1.2	-580.498	0.038
NIV 06	374	-5478.942	0.60	-554.843	0.015	1.05	-478.801	0.032
NIV 07	374	-4099.592	0.45	-452.815	0.010	0.95	-396.804	0.026
NIV 08	374	-2242.449	0.40	-273.71	0.008	0.85	-321.786	0.015

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.16, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.5.6 : Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} > 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs, calculé selon RPA (4.4.3) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondation.

L'épaisseur du joint entre les deux blocs :**Sens x-x'**

$$d_{\min} = 8.6 + 5.4 + 1.5 = 15.5 \text{ cm}$$

Sens y-y'

$$d_{\min} = 8.9 + 9.35 + 1.5 = 19.75 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur du joint entre les deux blocs est : **$d_{\min} = 20 \text{ cm}$**

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre V

V.1. Etude des poutres :**V.1.1 Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.1.2. Ferrailage :**Recommandations du RPA :****a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.3.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).....BAEL91 (Art F.IV.2).}$$

V.1.4. Calcul du ferrailage :

- **Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage de la poutre principale (40×45) du 1^{er} étage avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 151.54KN.m \dots (0.8G + E_X). \\ M_a = -192.19KN.m \dots (G + Q + E_X). \\ V = 140.5 KN. \end{array} \right.$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{151.54 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 18.48} = 0.116$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivotA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.154$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 393\text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{151.54 \times 10^6}{393 \times 400} = 9.61\text{cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{192.19 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 18.48} = 0.147$$

$$\mu_{bu} = 0.147 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivotA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.20$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 388\text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{192.19 \times 10^6}{388 \times 400} = 12.38\text{cm}^2$$

Les tableaux suivant regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres dans les deux Blocs :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires dans le Bloc 1 :

Niveau	L (m)	section	localis	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	5.5	40×45	Appuis	150.99	9.32	9	10.18	2T16+4T14
			Travée	115.83	7.05		9.24	6T14
	3.5	40×40	Appuis	164.75	11.83	8	12.06	6T16
			Travée	147.54	10.49		11.12	4T16+2T14
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	5.5	40×45	Appuis	192.19	12.38	9	12.44	4T14+2T20
			Travée	151.54	9.61		10.18	2T16+4T14
	3.5	40×40	Appuis	199.1	14.62	8	15.45	3T16+ 3T20
			Travée	176.49	12.77		14.04	3T14+3T20
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5.5	40×45	Appuis	187.44	11.76	9	12.06	6T16
			Travée	139.91	8.59		9.24	6T14
	3.5	40×40	Appuis	147.35	10.47		11.12	4T16+2T14

			Travée	179.82	13.04	8	14.04	3T14+3T20
5^{ème} et 6^{ème} étage	5.5	40×45	Appuis	155.62	9.63	9	10.18	2T16+4T14
			Travée	97.36	5.87		6.79	6T12
	3.5	40×40	Appuis	114.62	8.21	8	9.24	6T14
			Travée	137.82	9.74		10.18	2T16+4T14
7^{ème} et 8^{ème} étage	5.5	40×45	Appuis	118.96	9.09	9	9.24	6T14
			Travée	64.18	3.82		4.62	3T14
	3.5	40×40	Appuis	109.15	7.59	8	8.01	3T12+3T14
			Travée	84.57	5.8		6.79	6T12

Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires dans le Bloc2 :

Niveau	L (m)	section	localis	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
S-SOL et RDC	5.65	40×50	Appuis	111.93	6.03	10	6.79	6T12
			Travée	117.55	6.34		6.79	6T12
	5.90	40×50	Appuis	87.70	4.52	10	6.79	6T12
			Travée	101.28	5.44		6.79	6T12
1^{er} et 2^{ème} étage	5.65	40×50	Appuis	147.68	8.05	10	9.24	6T14
			Travée	144.28	7.86		9.24	6T14
	5.90	40×50	Appuis	103.70	5.57	10	6.79	6T12
			Travée	118.29	6.39		6.79	6T12
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage	5.65	40×50	Appuis	148.43	8.10	10	9.24	6T14
			Travée	144.28	7.86		9.24	6T14
	5.90	40×50	Appuis	104.91	5.64	10	6.79	6T12
			Travée	122.79	6.64		6.79	6T12
6^{ème} et 7^{ème} étage	5.65	40×50	Appuis	119.28	6.44	10	6.79	6T12
			Travée	113.20	6.10		6.79	6T12
	5.90	40×50	Appuis	91.10	4.87		6.79	6T12

			Travée	115.81	6.25	10	6.79	6T12
8 ^{ème} étage	5.65	40×50	Appuis	100.96	5.42	10	6.79	6T12
			Travée	132.28	7.18		9.24	6T14
	5.90	40×50	Appuis	50.66	2.67	10	4.62	3T14
			Travée	78.07	4.16		4.62	3T14

V.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales dans le Bloc 1 :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adoptée}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 40 = 108 \text{ cm}^2 > A_{adoptée}$

} Pour les poutres principales.

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2 > A_{adoptée}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2 > A_{adoptée}$

} Pour les poutres secondaires.

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales dans le Bloc 2 :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2 > A_{adoptée}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2 > A_{adoptée}$

} Pour les poutres principales et secondaires.

- **Les longueurs de recouvrement dans les deux Blocs :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

- **Contrainte tangentielle maximale :**

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Art H.III.2).**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.3 : Vérification des contraintes tangentielles dans le Bloc 1 :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	140.50	0.816	3.33	Vérifiée
secondaires	220.93	1.45	3.33	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification des contraintes tangentielles dans le Bloc 2 :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	328.43	1.71	3.33	Vérifiée
secondaires	433.13	2.25	3.33	Vérifiée

Dans les deux Blocs $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

V.1.6. Les armatures transversales :

1. Selon RPA99 Art (7.5.2.2):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

➤ Pour le Bloc 1 :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm.} \quad ; \quad \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm (poutres principales).}$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm.} \quad ; \quad \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm (poutres secondaires).}$$

✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ (poutres principales).

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm (poutres secondaires).}$$

➤ Pour le Bloc 2:

✓ Zone nodale : $S_t \leq \min(12.5; 14.4) ;$ Soit: $S_t = 10 \text{ cm.}$

✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \text{ cm} ;$ Soit: $S_t = 20 \text{ cm.}$

a). Calcul de Φ_t par l'expression du BAEL :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$1) A_t \geq \frac{St \times f_c}{0.4 \times b_0}$$

$$2) A_t \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_c}$$

➤ **Pour le Bloc1** : $A_t \geq \frac{St \times f_c}{0.4 \times b_0} = 0.6 \text{cm}^2$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_c} = 1.53 \text{cm}^2$$

Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{cm}^2$$

$$A_t = 1.53 < A_{\min} = 2.02 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}10 = 3.14 \text{cm}^2$.

Soit : Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres.

➤ **Pour le Bloc2** : de la même manière on trouve :

$$A_t = 3.08 > A_{\min} = 2.25 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}10 = 3.14 \text{cm}^2$.

Soit : Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres.

V.1.7. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.5 .Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres du Bloc 1 :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	86.78	186421.4 4	15.71	7.31	15	vérifiée
	Travées	45.94	175469.2 6	14.69	3.84	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	60.76	156263	15.41	5.99	15	vérifiée
	Travées	40.86	121592	13.88	4.41	15	vérifiée

Tableau V.6 .Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres du Bloc 2 :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	97.05	195928.1 0	15.09	7.47	15	vérifiée
	Travées	73.68	195928.1 0	15.09	5.67	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	47.74	22478.23	16.06	3.41	15	vérifiée
	Travées	38.13	22478.23	16.06	0.27	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5).}$$

Tableau V.7.Vérification de la flèche pour les poutres du Bloc 1 :

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	40	5.5	4.62	0.081	0.067	0.0026	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	40	3.50	6.79	0.114	0.095	0.0038	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.8.Vérification de la flèche pour les poutres du Bloc 2 :

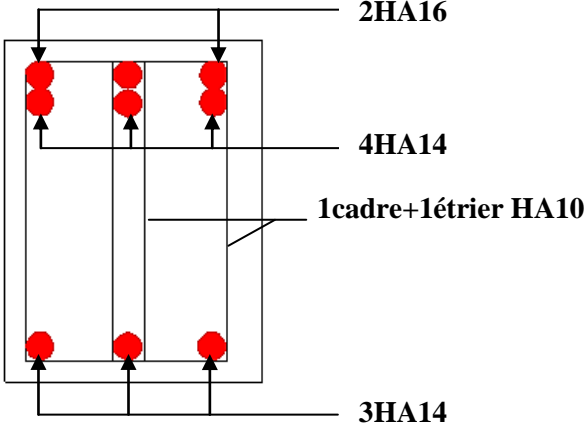
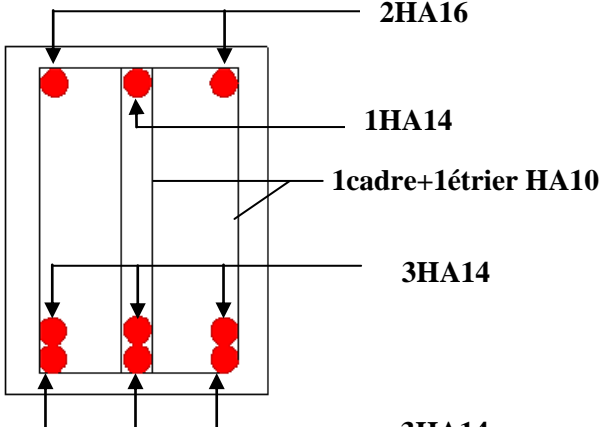
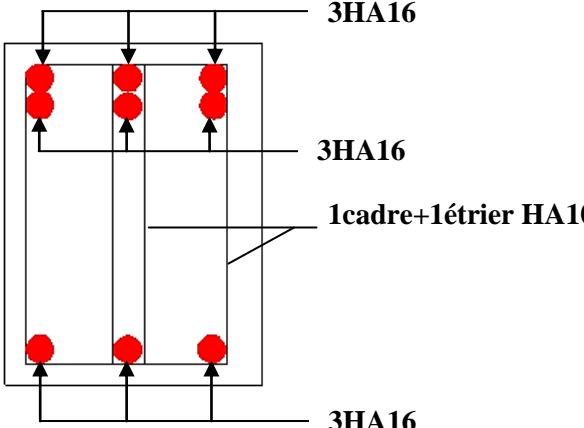
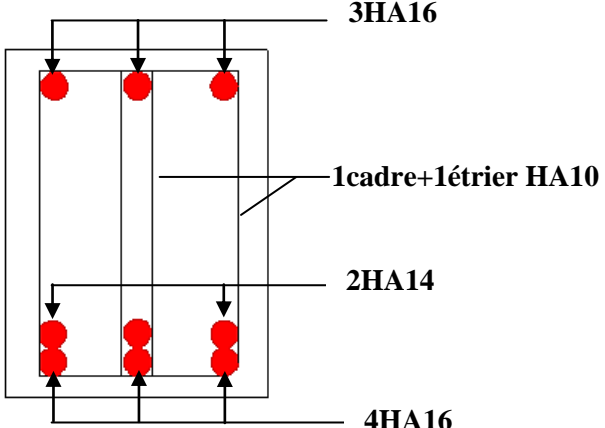
	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	40	5.65	6.79	0.088	0.049	0.0035	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	50	40	5.9	4.62	0.084	0.072	0.0024	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées dans les deux Blocs.

V.1.8. Schéma de ferrailage des Poutres :

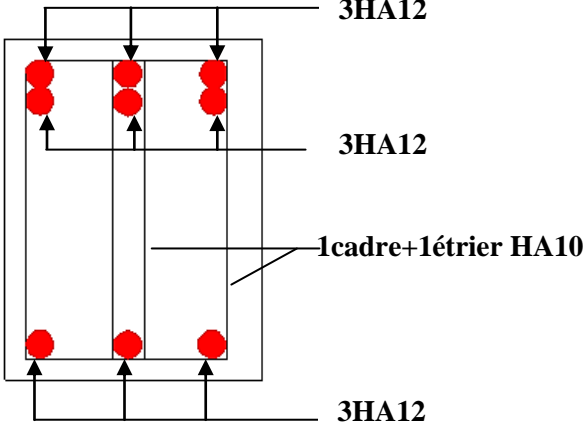
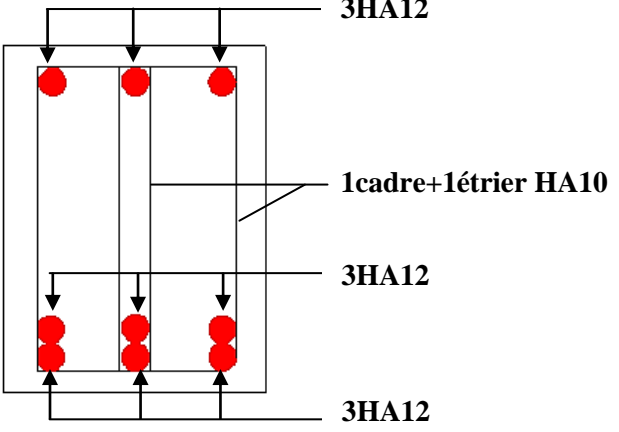
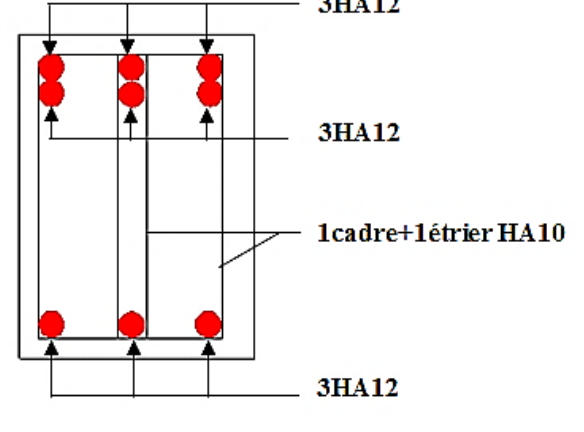
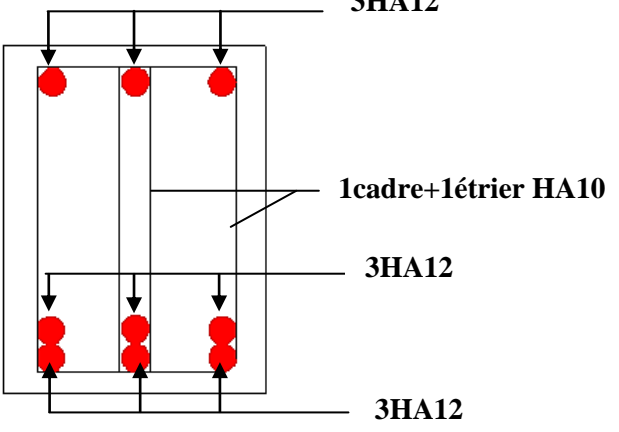
Le ferrailage des poutres du Bloc 1 est donné dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.9. Schéma de ferrailage des Poutres du Bloc 1 :

Coupe en appui	Coupe en travée
 <p>2HA16 4HA14 1cadre+1étrier HA10 3HA14</p>	 <p>2HA16 1HA14 1cadre+1étrier HA10 3HA14 3HA14</p>
Poutres principales du RDC	
 <p>3HA16 3HA16 1cadre+1étrier HA10 3HA16</p>	 <p>3HA16 1cadre+1étrier HA10 2HA14 4HA16</p>
Poutres secondaires du RDC	

Le ferrailage des poutres du Bloc 2 est donné dans les tableaux ci-dessous

Tableau V.10. Schéma de ferrailage des Poutres du Bloc2 :

Coupe en appui	Coupe en travée
 <p>Diagram showing reinforcement for main beams at support. It features three vertical bars at the top and three at the bottom, each labeled '3HA12'. A horizontal bar is labeled '1cadre+1étrier HA10'.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for main beams in span. It features three vertical bars at the top labeled '3HA12' and three at the bottom labeled '3HA12'. A horizontal bar is labeled '1cadre+1étrier HA10'.</p>
Poutres principales du RDC	
 <p>Diagram showing reinforcement for secondary beams at support. It features three vertical bars at the top labeled '3HA12' and three at the bottom labeled '3HA12'. A horizontal bar is labeled '1cadre+1étrier HA10'.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for secondary beams in span. It features three vertical bars at the top labeled '3HA12' and three at the bottom labeled '3HA12'. A horizontal bar is labeled '1cadre+1étrier HA10'.</p>
Poutres secondaires du RDC	

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q$

3). $G+Q\pm E$

4). $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

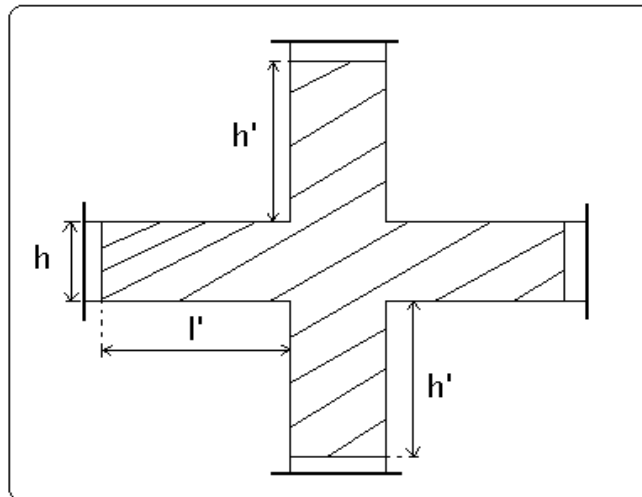
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



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

Tableau V.11. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC et	60×60	28.8	144	216
1 ^{er} , 2, et étage	55×55	24.2	121	181.5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96

Tableau V.12. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	65×65	33.8	169	253.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.13.Sollicitations dans les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1977.236	10.91	104.64	858.361	620.88	25.01
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1693.154	3.6	122.79	998.15	177.689	12.30
3 et 4 ^{ème} étage	1488.79	6.47	133.25	373.903	40.60	15.84
5 et 6 ^{ème} étage	802.021	8.49	83.38	244.425	14.99	7.27
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	406.283	8.38	54.82	40.73	36.21	10.94

Tableau V.14.Sollicitations dans les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et S-Sol	1941.52	25.3	88.43	1070.46	253.05	15.74
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1523.023	66.21	101.81	917.42	105.94	36.81
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1086.29	53.51	130.47	557.95	39.95	50.91
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	577.37	10.63	89.53	298.203	23.95	52.16
8 ^{ème} étage	374.38	3.93	94.46	152.55	28.95	30.73

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC du Bloc 1, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1977.236 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 10.91 \text{ KN.m (ELU)}$
- $M_{max} = 104.64 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 858.361 \text{ KN (G+Q+E)}$
- $N_{min} = 8.97 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 41.23 \text{ KN.m (0.8G-E}_y)$

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 55 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}.$

$\rightarrow eG = M/N = 0.005 \text{ m}$

$eG < h/2 = 0.6/2 = 0.30 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 10.91 + 1977.236 \times (0.55 - 0.60/2) = 505.219 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.826 > [1977.236 \times (0.55 - 0.05) - 505.219] \times 10^{-3} = 0.48$$

⇒ n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{505.219 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.196 > 0.186$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right] = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.196} \right] = 0.275$$

$$\Rightarrow Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.55 (1 - 0.4 \times 0.275) = 0.489 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{505.219 \times 10^{-3}}{0.489 \times 348} = 29.66 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 29.66 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 29.66 \times 10^{-4} - \frac{1977.236 \times 10^{-3}}{400} = -19.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 104.64 \text{ KN.m} , N = 858.361 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.12 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 104.64 + 858.361 \times (0.55 - 0.60/2) = 319.23 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 18.48 = 1.07 > 858.361 \times (0.60 - 0.05) - 319.23 \times 10^{-3} = 0.152$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 319.23 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.095 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.125 \rightarrow z = 0.522 \rightarrow A_l = 15.29 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -6.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 620.88 \text{ KN} \rightarrow M = 25.01 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.040 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 25.01 + 620.88 \times (0.55 - 0.60/2) = 180.23 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 18.48 = 1.07 > 620.88 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 180.23 \times 10^{-3} = 0.13$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 180.23 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0129 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.068 \rightarrow z = 0.53 \text{ m} \rightarrow A_s = 21.56 \text{ cm}^2.$$

Les tableaux résumant le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux dans les deux Blocs.

Tableau V.15. Ferrailage des poteaux du Bloc1 :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
RDC	60×60	0	21.56	28.8	30.28	12HA16+4HA14
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×55	0	5.83	24.2	26.51	12HA14+4HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	0	1.45	20	21.36	8HA14+8HA12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	0	10.65	16.20	18.10	16HA12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	0	1.3	12.8	13.57	12HA12

Tableau V.16. Ferrailage des poteaux du Bloc2 :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC	65×65	0	8.58	33.8	36.7	4HA20+12HA16
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	0	3.11	28.8	30.28	12HA16+4HA14
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×55	0	3.09	24.2	26.51	12HA14+4HA16
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	0	3.26	20	21.36	8HA14+8HA12
8 ^{ème} étage	45×45	0	2.96	16.20	18.10	16HA12

V.2.5. Armatures transversales :

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux dans les deux Blocs.

Tableau V.17 : Calcul des armatures transversales dans le Bloc 1 :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante e	λ_g	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	barres
60×60	1.4	88.31	56	10	15	5.08	1.38	2.7	3.02	6HA8
55×55	1.4	89.30	56	10	15	4.25	2.29	4.02	4.71	6HA10
50×50	1.2	70.43	48	10	15	4.67	1.98	2.85	3.02	6HA8
45×45	1.2	49.63	48	10	15	5.19	1.03	2.025	3.02	6HA8
40×40	1.2	35.29	48	10	15	5.84	0.827	1.8	3.02	6HA8

Tableau V.18 : Calcul des armatures transversales dans le Bloc 2 :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	λ_g	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	barres
65×65	1.6	92.93	64	10	15	4.58	2.01	3.94	4.71	6HA10
60×60	1.4	122.48	56	10	15	4.44	2.87	3.96	4.71	6HA10
55×55	1.4	104.3	56	10	15	4.85	2.66	2.78	3.02	6HA8
50×50	1.2	76.31	48	10	15	5.33	2.14	2.04	3.02	6HA8
45×45	1.2	39.35	48	10	15	5.92	0.82	2.02	3.02	6HA8

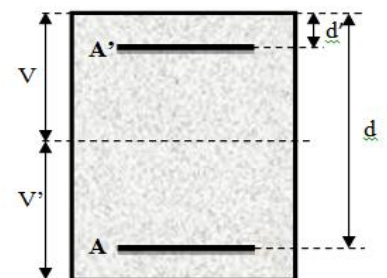
b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} ; \sigma_{bc1} = \frac{N_{Ser}}{S} + \frac{M_G^{Ser}}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{Ser}}{S} - \frac{M_G^{Ser}}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$



$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Comme : $A=A' \Rightarrow V = \frac{h}{2}$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.19. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	55	50	45	40	35
B(cm)	0.373	0.313	0.258	0.208	0.164
A' (cm ²)	15.14	13.225	10.68	9.05	6.785
A (cm ²)	15.14	13.225	10.68	9.05	6.785
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20
I _{yy'} (m ⁴)	0.0136	0.0098	0.0068	0.0042	0.0026
N ^{ser} (KN)	1437.54	1241.91	902.19	592.13	302.88
M ^{ser} (KN.m)	42.11	43	35.8	35.74	35.19
M _G ^{ser} (KN.m)	42.11	43	35.8	35.74	35.19
σ _{bc1} (MPa)	4.78	5.17	4.813	4.76	4.55
σ _{bc2} (MPa)	2.92	2.76	2.18	0.93	-0.86
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.20. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	60	55	50	45	40
B(cm)	0.438	0.373	0.313	0.258	0.208
A' (cm ²)	16.9	15.145	13.255	10.68	9.05
A (cm ²)	16.9	15.145	13.255	10.68	9.05
V (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
V'(cm)	32.5	30	27.5	25	22.5

I_{yy} (m ⁴)	0.0247	0.0136	0.0098	0.0042	0.0026
N^{ser} (KN)	1342.785	1058.689	753.602	414.534	275.191
M^{ser} (KN.m)	40.88	50	43.78	43.38	37.38
M_G^{ser} (KN.m)	40.88	50	43.78	43.38	37.38
σ_{bc1} (MPa)	3.60	3.94	3.63	4.18	4.55
σ_{bc2} (MPa)	2.52	1.73	1.176	-0.799	-1.91
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.21.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	Sections (cm ²)	I_f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	60×60	305.2	17.62	0.075	55	88.31	0.267	1.875	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×55	233.8	14.72	0.075	50	89.30	0.324	1.875	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	233.8	16.19	0.075	45	70.43	0.313	1.875	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	233.8	17.99	0.075	40	49.63	0.275	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	233.8	20.24	0.075	35	35.29	0.252	1.875	vérifiée

Tableau V.22.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux du Bloc 2 :

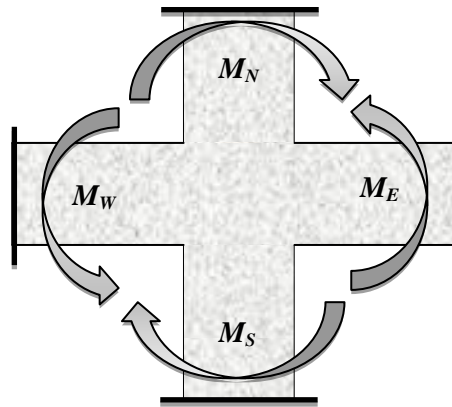
Niveau	Sections (cm ²)	I_f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	65×65	298.2	15.89	0.075	60	92.93	0.254	1.875	vérifiée

1 ^{er} 2 ^{ème} étage	60×60	226.8	13.09	0.075	55	122.48	0.370	1.875	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×55	226.8	14.28	0.075	50	104.3	0.379	1.875	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	226.8	15.71	0.075	45	76.31	0.339	1.875	vérifiée
8 ^{ème} étage	45×45	226.8	17.75	0.075	40	39.35	0.218	1.875	vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.23. Les moments résistants dans les poteaux du Bloc 1 :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	60×60	54	30.28	569.209
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	456.661
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334.497
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.101
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170.004

Tableau V.24. Les moments résistants dans les poteaux du Bloc 2 :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC	65×65	56.7	36.7	747.14
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	54	30.28	569.209
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	456.661
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334.497
8 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.101

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.25. Vérification de la zone nodale dans le Bloc 01 :

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	poutre	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
RDC	569.209	569.209	1138.81 4	PP	143.47	143.47	358.67	vérifiée
				PS	151.08	151.08	377.7	
Etage1	456.661	569.209	1025.87	PP	175.32	175.32	438.32	vérifiée
				PS	193.55	193.55	483.87	
Etage2	456.661	456.661	913.322	PP	175.32	175.32	438.32	vérifiée
				PS	193.55	193.55	483.87	

Etage3	334.497	456.661	791.158	PP	169.97	169.97	424.92	vérifiée
				PS	139.31	139.31	348.27	
Etage4	334.497	334.497	668.994	PP	169.97	169.97	424.92	vérifiée
				PS	139.31	139.31	348.27	
Etage5	255.101	334.497	589.598	PP	143.47	143.47	358.67	vérifiée
				PS	115.76	115.76	289.4	
Etage6	255.101	255.101	510.202	PP	143.47	143.47	358.67	vérifiée
				PS	115.76	115.76	289.4	
Etage7	170.004	255.101	425.105	PP	130.22	130.22	325.55	vérifiée
				PS	100.34	100.34	250.85	
Etage8	170.004	170.004	340.008	PP	130.22	130.22	325.55	vérifiée
				PS	100.34	100.34	250.85	

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau V.26.Vérification de la zone nodale dans le Bloc 2 :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	poutre	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs
S-Sol	747.14	747.14	1494.28	PP	106.33	106.33	265.82	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
RDC	747.14	747.14	1494.28	PP	106.33	106.33	265.82	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage1	569.209	747.14	1316.349	PP	144.69	144.69	361.72	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage2	569.209	569.209	1138.481	PP	144.69	144.69	361.72	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage3	456.661	569.209	1025.869	PP	144.69	144.69	361.72	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage4	456.661	456.661	913.32	PP	144.69	144.69	361.72	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	

Etage5	456.661	456.661	913.32	PP	144.69	144.69	361.72	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage6	334.497	456.661	791.158	PP	106.33	106.33	265.82	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage7	334.497	334.497	668.994	PP	106.33	106.33	265.82	vérifiée
				PS	106.33	106.33	265.82	
Etage8	255.101	334.497	589.598	PP	106.33	106.33	265.82	vérifiée
				PS	72.34	72.34	180.85	

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

- Schémas de ferrailage :

Tableau V.27.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau du Bloc 1 :

RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage,
Poteau (60×60)	Poteau (55×55)
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage

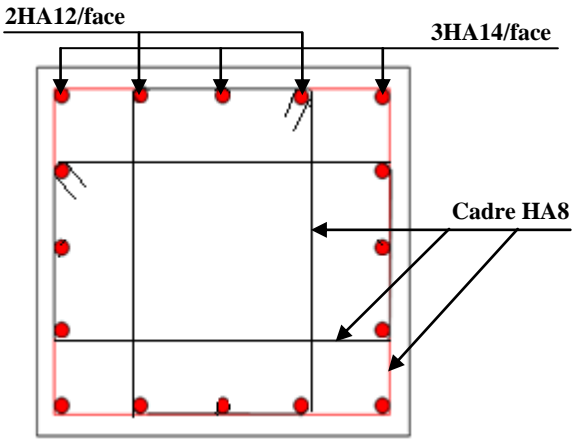
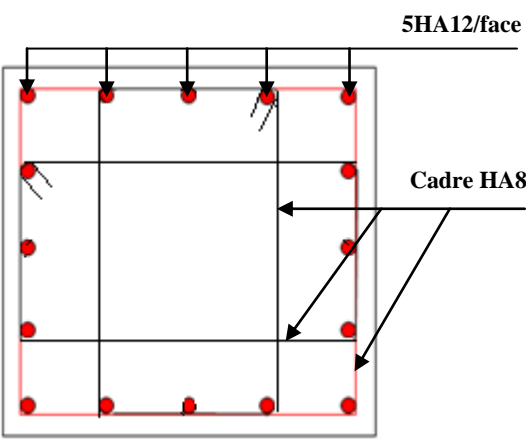
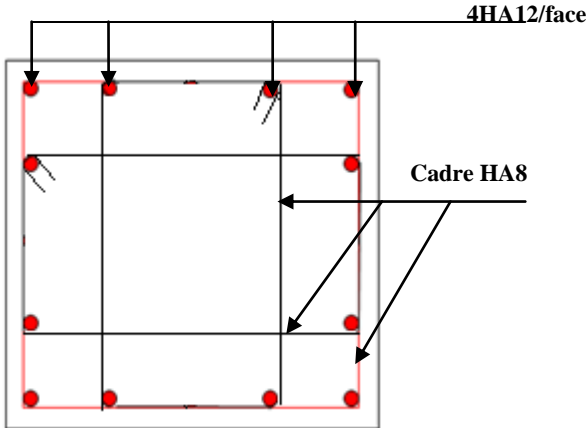
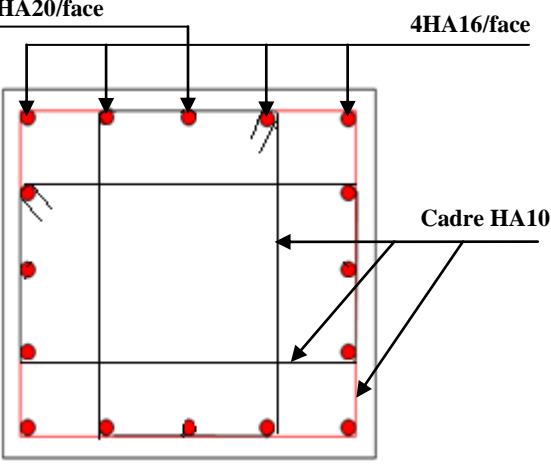
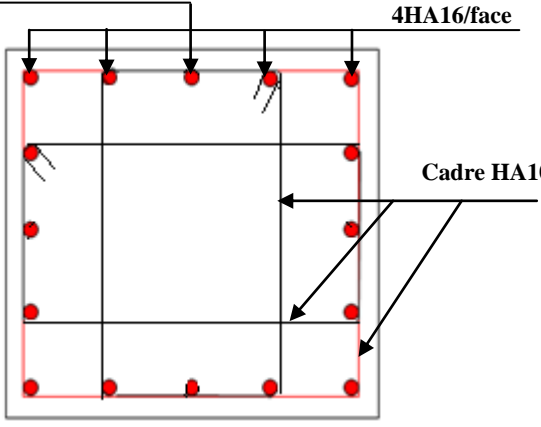
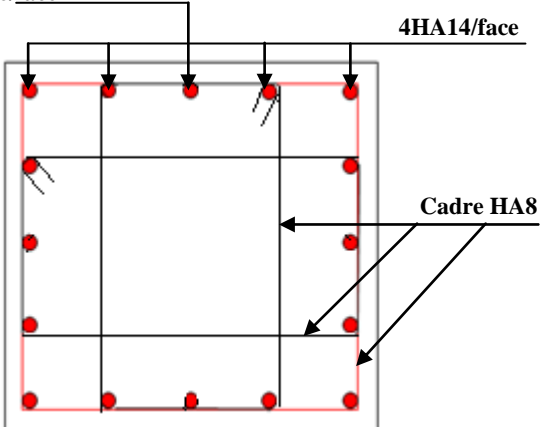
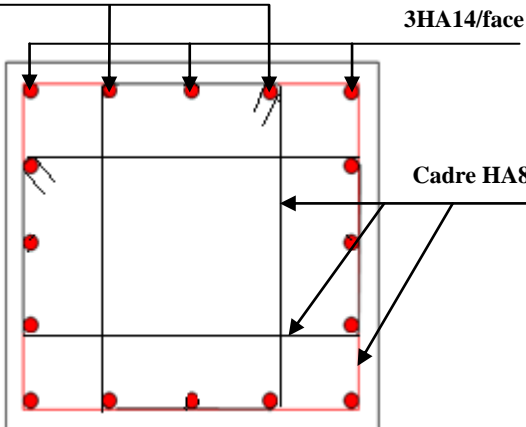
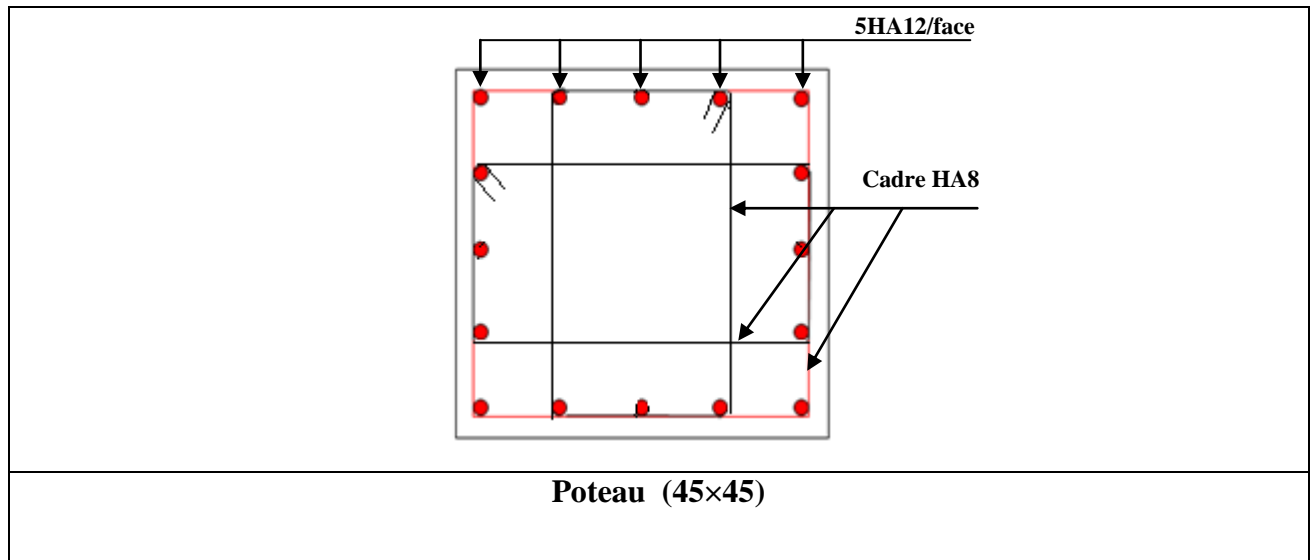
	
<p>Poteau (50×50)</p>	<p>Poteau (45×45)</p>
<p>7^{ème}, 8^{ème} étage</p>	
	
<p>Poteau (40×40)</p>	

Tableau V.28.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau du Bloc 2 :

Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage
 <p>1HA20/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>1HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA10</p>
<p>Poteau (65×65)</p>	<p>Poteau (60×60)</p>
3, 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
 <p>1HA16/face</p> <p>4HA14/face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>2HA12/face</p> <p>3HA14/face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (55×55)</p>	<p>Poteau (50×50)</p>
<p>8^{ème} étage</p>	



V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (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 dans la 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 seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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).

b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

– 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, prenons exemple les résultats dans le voile V_{x1} du Bloc 1 résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{x1}	1191.968	1562.864	1562.864	1191.968	232.136	-1470.22	386.244
1et 2 ^{ème} étage	V_{x1}	982.787	50.71	667.94	785.064	312.307	-349.4137	252.64
3 et 4 ^{ème} étage	V_{x1}	799.75	54.88	346.32	781.11	167.85	-164.53	180.722
5 et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	602.69	210.82	210.82	602.69	16.37	-102.99	138.54
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V_{x1}	346.14	128.52	137.94	177.99	26.61	-79.52	79.6

V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

- Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.20m, d = 2.15m, e = 0.25m.$$

$$N_{max} = 1191.968KN \text{ (compression)}, M_{cor} = 1562.864KN.m. \text{ (Combinaison } G+Q-E_x).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.3m ; \frac{h}{2} = 1.1m$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1562.864 + 1191.968(2.15 - 1.1) = 2814.43KN$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2814.43 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.15^2 \times 18.48} = 0.132$$

$$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

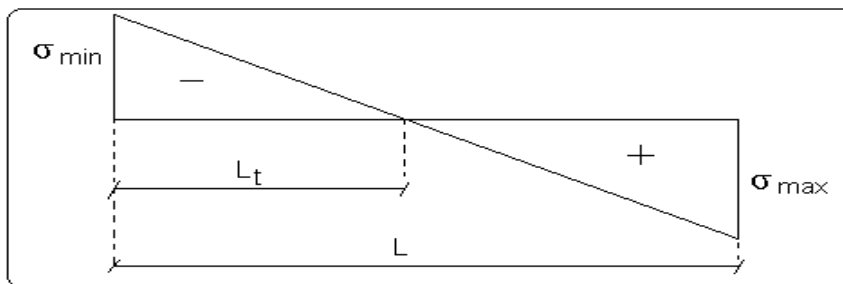
$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.177$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.997 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2814.43 \times 10^{-3}}{1.997 \times 400} = 35.23 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 35.23 - \frac{1191.968 \times 10^{-3}}{400} = 5.43 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1191.968 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.20} + \frac{1652.864 \times 10^{-3}}{0.22183} \times 1.1 = 9.91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1191.968 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.20} - \frac{1652.864 \times 10^{-3}}{0.22183} \times 1.1 = -5.58 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{5.58 \times 2.20}{9.91 + 5.58} = 0.79 \text{ m.}$$

B). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = 232.136 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = -1470.22 \text{ KN. m. (Combinaison 0.8G-E}_x\text{).}$$

. Armatures verticales :

$$e_G = 6.33 > (h/2) = 1.1 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1.73 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = 1.713 \text{ MN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.104 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.104 \rightarrow z = 2.059 \text{ m} \rightarrow A_l = 20.79 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 14.99 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 9.64 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -8.58 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.033 \text{ m}.$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1} ,

$$A_{V(ZT)} = 14.99 \text{ cm}^2.$$

• **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 25 \times 103.3 = 5.18 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 215 \times 25 \times 2.1 / 400 = 6.49 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (220 - 2 \times 103.3) = 0.32 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 25 \times 220 = 8.25 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 14.99 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 8\text{HA}10 + 8\text{HA}12, \text{ soit : } A = 15.33 \text{ cm}^2.$$

Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 386.244 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 386.244 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.15} = 1.006 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{Soit: } S_h = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.17 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times (e \times t) = 0.56 \text{ cm}^2 < A_h = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Soit : 2HA10 = 1.57 cm².

- ❖ Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles des deux Blocs dans tous les niveaux.

Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux du Bloc1 :

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*2.2	0.2*2.2	0.2*2.2	0.2*2.2	0.2*2.2
M(KN)	1470.22	349.437	164.53	102.99	79.52
N(KN)	232.136	312.307	167.85	16.37	26.61
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
σ _{max} (MPa)	7.71	2.8757	1.4	0.675	0.553
σ _{min} (MPa)	-6.868	-1.456	-0.638	-0.60	-0.432
L _t	1.033	0.739	0.688	1.035	0.96
V (KN)	386.244	252.64	180.722	138.54	79.6
τ(MPa)	1.006	0.822	0.588	0.45	0.26
$\frac{\bar{\tau}}{=0.2f_{c28}}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	14.99	0.231	0.894	0.99	0.58
A _{ZT} ^{min} (cm ²)	5.18	2.95	2.75	4.33	3.15
A _{ZC} ^{min} (cm ²)	0.32	1.44	1.64	0.068	1.24
A _{ZG} ^{min} (cm ²)	8.25	6.6	6.6	6.6	6.6
A _{ZT} ^{Adopt} (cm ²)	15.33	7.16	6.16	7.16	6.16
N ^{br} _{zt}	8HA10+8HA12	4HA10+8HA8	4HA10+6HA8	4HA10+8HA8	4HA10+6HA8
S _t ($\frac{l}{10}$) (cm)	13	13	13	13	13
S _t ($l_t - \frac{l}{10}$) (cm)	13	13	13	26	26
A _{zc} ^{Adopt}	1.01	2.01	3.02	1.01	1.01
N ^{br} _{zc}	2HA8	4HA8	6HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	13	26	26	26	26
S _t ^h (cm)	15	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	1.17	0.77	0.55	0.42	0.24

A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.31.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1et2 ^{ème} étage	3et4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1
M(KN)	279.55	132.31	101.24	80.67	108.7
N(KN)	181.34	173.55	104.9	52.093	34.18
σ_{max} (MPa)	7.43	4.837	3.56	2.68	3.43
σ_{min} (MPa)	-5.98	-3.1	-2.512	-2.159	-3.09
L_T	0.445	0.39	0.413	0.446	0.47
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	94.027	77.94	76.19	72.15	69.33
τ (MPa)	0.554	0.574	0.56	0.53	0.51
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.42	1.38	1.37	1.48	2.47
A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.2	1.56	1.65	1.78	1.88
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	5.72	5.15	5.15	5.15	5.15
N_{zt}^{br}	6HA10+2HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	11	11	11	11	11
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	11	11	11	11	11
A_{ZC}^{min} (cm ²)	1.03	0.436	0.51	0.21	0.104
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	11	11	11	11	11
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3	3	3	3
S_t^h (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.65	0.538	0.525	0.49	0.478

A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.32.Sollicitations de calcul dans le voile V_{X3} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2
M(KN)	1030.45	21.9	56.97	77.09	14.22
N(KN)	148.58	279.93	152.69	102.99	108.31
σ_{max} (MPa)	6.479	0.86	0.809	0.83	0.377
σ_{min} (MPa)	-5.88	0.53	-0.04	-0.32	0.164
L_T	0.95	0.86	0.106	0.55	0.606
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	265.572	172.421	133.588	106.375	68.317
τ (MPa)	0.76	0.62	0.48	0.38	0.24
$\frac{\tau}{0.2f_{c28}}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10.18	0.396	0.65	1.16	1.18
A_{ZT}^{min} (cm ²)	4.75	3.44	4.24	2.2	2.42
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	10.62	6.16	7.16	5.15	5.15
N^{br}_{zt}	8HA12+2HA10	4HA10+6HA8	4HA10+8HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	12	12	12	12	12
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.24	0.92	0	1.78	1.56
A_{ZC}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01	0	2.01	2.01
N^{br}_{zc}	2HA8	2HA8	0	4HA8	4HA8
S_t (cm)	23.5	23.5	0	23.5	23.5
A_{ZG}^{min} (cm ²)	7.5	6	6	6	6
S^h_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.89	0.58	0.45	0.356	0.225
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.33.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5
M(KN)	549.29	549.29	71.21	31.37	98.43
N(KN)	168.78	168.78	90.61	24.12	132.24
σ_{max} (MPa)	6.309	7.88	1.25	0.498	1.75
σ_{min} (MPa)	-5.409	-6.76	-0.647	-0.337	-0.87
L_T	0.69	0.69	0.511	0.605	0.498
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	165.224	112.449	107.68	88.676	65.47
τ (MPa)	0.638	0.543	0.519	0.428	0.316
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.82	0.58	0.026	0.23	0.028
A_{ZT}^{min} (cm ²)	3.45	3.45	2.04	2.42	1.96
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	7.8	5.15	4.15	5.15	4.15
N_{zt}^{br}	6HA12+2HA8	4HA10+4HA8	4HA10+2HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	10	10	10	10	10
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	20	20	20	20	20
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.28	0.28	0.95	0.57	1.007
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01	3.02	1.01	3.02
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	6HA8	2HA8	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{ZG}^{min} (cm ²)	5.625	4.5	4.5	4.5	4.5
S_t^h (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.74	0.51	0.48	0.4	0.296
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.34.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1et2 ^{ème} étage	3et4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1
M(KN)	344.82	139.63	140.33	62	100.8
N(KN)	156.26	258.01	297.94	111.88	-9.96
σ_{max} (MPa)	8.9	5.478	5.699	2.419	-3.07
σ_{min} (MPa)	-7.65	-2.898	-2.7	-1.3	2.97
L_T	0.46	0.346	0.32	0.34	0.49
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	119.396	79.379	76.639	68.959	67.9
τ (MPa)	0.703	0.584	0.564	0.508	0.5
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.79	0.39	0.25	0.21	5.04
A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.3	1.38	1.29	1.398	1.96
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	7.8	5.15	5.15	5.15	5.15
N_{zt}^{br}	6HA12+2HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	11	11	11	11	11
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	11	11	11	11	11
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.1875	0.61	0.7	0.6	0.032
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	11	11	11	11	11
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3	3	3	3
S_t^h (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.82	0.547	0.528	0.476	0.468
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.35.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2
M(KN)	756.17	203.99	102.65	112.41	120.11
N(KN)	631.29	404.9	179.35	203.4	34.88
σ_{max} (MPa)	5.79	2.54	1.218	1.35	0.988
σ_{min} (MPa)	-3.27	-0.51	-0.32	-0.334	-0.81
L_T	0.72	0.334	0.417	0.396	0.9
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	330.8	278.014	229.82	166.86	74.37
τ (MPa)	0.95	0.998	0.825	0.599	0.267
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.380	0	0	2.64	1.1
A_{ZT}^{min} (cm ²)	3.6	1.35	1.67	1.58	3.61
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	5.72	3.14	4.15	4.15	6.16
N_{zt}^{br}	2HA8+6HA10	4HA10	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+6HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	11	11	11	11	11
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	21	21	21	21	21
A_{ZC}^{min} (cm ²)	1.39	2.64	2.32	2.41	0.387
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	3.02	7.04	5.03	5.03	1.01
N_{zc}^{br}	6HA8	14HA8	10HA8	10HA8	2HA8
S_t (cm)	21	21	21	21	21
A_{ZG}^{min} (cm ²)	7.5	6	6	6	6
S_t^h (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.11	0.935	0.77	0.56	0.25
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.36.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux du Bloc 1 :

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1
M(KN)	448.68	193.34	149.14	111.77	16.67

N(KN)	-401.35	172.39	155.67	25.29	201.54
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée
σ_{max} (MPa)	-12.37	6.62	5.25	3.47	1.5
σ_{min} (MPa)	9.16	-4.93	-3.69	-3.22	0.5
L_T	0.42	0.425	0.41	0.48	0.25
V (KN)	174.233	115.806	109.215	103.511	49.757
τ (MPa)	1.027	0.853	0.804	0.762	0.366
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	17.39	3.14	1.78	2.67	3.14
A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.12	1.7	1.65	1.92	1.00
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	18.47	5.15	5.15	5.15	4.15
N_{zt}^{br}	12HA14	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+2HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	7	7	7	7	7
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	7	14	14	14	14
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.37	0.29	0.34	0.075	0.99
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	3.02
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	6HA8
S_t (cm)	7	14	14	14	14
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3	3	3	3
S_t^h (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.2	0.799	0.75	0.71	0.343
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.37.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-1} dans tous les niveaux du Bloc2 :

Niveau	S-SOL et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2
M(KN)	622.48	119.25	101.07	126.9
N(KN)	315.51	103.13	96.66	45.71
σ_{max} (MPa)	4.36	1.15	0.999	1.06
σ_{min} (MPa)	-3.1	-0.63	-0.51	-0.83
L_T	0.83	0.71	0.68	0.87

section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	333.74	118.78	70.6	70.18
τ (MPa)	0.958	0.426	0.253	0.252
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.26	0.228	0.134	1.05
A_{ZT}^{min} (cm ²)	4.15	2.84	2.72	3.51
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	5.15	4.15	4.15	5.15
N_{zt}^{br}	4HA10+4HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+4HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	14	14	14	14
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	27	27	27	27
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.84	1.15	1.27	0.48
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	3.02	3.02	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	6HA8	6HA8	2HA8
S_t (cm)	27	27	27	27
A_{ZC}^{min} (cm ²)	7.5	6	6	6
S_t^h (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.12	0.399	0.237	0.236
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.38.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-2} dans les niveaux (1,2 et3) du Bloc 2 :

Niveau	S-SOL et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1
M(KN)	164.41	160.22
N(KN)	83.59	67.32
σ_{max} (MPa)	4.28	5.14
σ_{min} (MPa)	-3.61	-4.47
L_T	0.457	0.46
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	152.37	94.45
τ (MPa)	0.898	0.695
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	3.36	3.48

A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.28	1.85
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	4.15	4.15
N_{zt}^{br}	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	15	15
$S_t(l_t - \frac{l}{10})(cm)$	15	15
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.21	0.14
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8
S_t (cm)	15	15
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3
S_t^h (cm)	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.05	0.65
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8

Tableau V.39.Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2.3}$ dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-Sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5
M(KN)	736.96	200.2	147.19	115.53	97.81
N(KN)	-104.72	168.29	65.47	71.3	28.40
σ_{max} (MPa)	-8.14	3.23	2.18	1.77	1.398
σ_{min} (MPa)	7.58	-2.108	-1.74	-1.3	-1.209
L_T	0.72	0.59	0.66	0.63	0.69
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	238.21	113.6	96.88	75.71	61.38
τ (MPa)	0.919	0.548	0.467	0.365	0.296
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.48	1.39	1.73	1.1	1.33
A_{ZT}^{min} (cm ²)	3.61	2.369	2.66	2.537	2.78
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	15.83	5.15	6.16	5.15	6.16
N_{zt}^{br}	14HA12	4HA10+4HA8	4HA10+6HA8	4HA10+4HA8	4HA10+6HA10
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	10	10	10	10	10
$S_t(l_t - \frac{l}{10})(cm)$	10	20	20	20	20

$A_{ZC}^{min} (cm^2)$	0.13	0.63	0.33	0.46	0.21
$A_{zc}^{Adopt} (cm^2)$	1.01	2.01	1.01	2.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	4HA8	2HA8	4HA8	2HA8
$S_t (cm)$	10	20	20	20	20
$A_{ZG}^{min} (cm^2)$	5.625	4.5	4.5	4.5	4.5
$S_t^h (cm)$	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.07	0.51	0.43	0.34	0.277
$A_h^{min} (cm^2)$	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre} / parplan$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.40.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-4} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-Sol et RDC	1et2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5
M(KN)	768.69	279.07	190.63	80.03	38.77
N(KN)	-364.65	34.07	96.87	19.39	8.39
σ_{max} (MPa)	-9.17	3.83	2.86	1.13	0.5449
σ_{min} (MPa)	7.22	-3.6	-2.21	-1.001	-0.488
L_T	0.66	0.72	0.65	0.7	0.709
section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	254.16	135.06	131.14	103.58	45.14
τ (MPa)	0.981	0.652	0.633	0.499	0.217
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	18.11	4.48	2.11	1.14	0.56
$A_{ZT}^{min} (cm^2)$	3.3	2.9	2.61	2.81	2.83
$A_{ZT}^{Adopt} (cm^2)$	18.7	5.15	5.15	5.15	5.15
N_{zt}^{br}	7HA12+7HA14	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$S_t(\frac{l}{10}) (cm)$	10	10	10	10	10
$S_t(l_t - \frac{l}{10})(cm)$	10	20	20	20	20
$A_{ZC}^{min} (cm^2)$	0.44	0.091	0.38	0.18	0.16
$A_{zc}^{Adopt} (cm^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	10	20	20	20	20
$A_{ZG}^{min} (cm^2)$	5.625	4.5	4.5	4.5	4.5

S_t^h (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.14	0.61	0.59	0.467	0.203
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.41.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2-5} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-SOL et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1
M(KN)	200.61	71.6	62.78	44.28
N(KN)	58.56	72.98	44.39	24.13
σ_{max} (MPa)	5.04	2.51	2.1	1.44
σ_{min} (MPa)	-4.58	-1.78	-1.66	-1.2
L_T	0.475	0.41	0.44	0.45
section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	141.67	45.37	39.6	27.37
τ (MPa)	0.835	0.334	0.292	0.201
$\frac{\tau}{\tau_{lim}} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.7	0.96	1.1	0.85
A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.37	1.66	1.76	1.81
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	4.71	4.15	4.15	4.15
N_{zt}^{br}	6HA10	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	10	10	10	10
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	17.5	17.5	17.5	17.5
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.12	0.339	0.23	0.18
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3	3	3
S_t^h (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.97	0.313	0.274	0.188
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01

N^{bre} /parplan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
--------------------	------	------	------	------

Tableau V.42.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-1} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-SOL et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5
M(KN)	609.14	131.72	92.37	30.54
N(KN)	-137.113	157.88	129.27	47.76
σ_{max} (MPa)	-6.86	2.28	1.66	0.5664
σ_{min} (MPa)	6.13	-1.23	-0.80	-0.248
L_T	0.707	0.52	0.487	0.456
section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	196.99	86.95	80.02	64.88
τ (MPa)	0.76	0.419	0.386	0.313
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.52	0.309	0	0
A_{ZT}^{min} (cm ²)	3.53	2.1	1.95	1.82
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	14.01	4.15	4.15	4.15
N_{zt}^{br}	4HA12+10HA10	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	10	10	10	10
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	10	20	20	20
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.21	0.89	1.04	1.17
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	3.02	3.02	3.02
N_{zc}^{br}	2HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S_t (cm)	10	20	20	20
A_{ZG}^{min} (cm ²)	5.625	4.5	4.5	4.5
S_t^h (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.89	0.39	0.36	0.29
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /parplan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.43.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-2} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-SOL et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5
M(KN)	477.05	10.14	147.31	97.01
N(KN)	106.36	26.31	207.26	128.113
σ_{max} (MPa)	5.37	0.22	2.65	1.72
σ_{min} (MPa)	-4.8	-0.047	-1.27	-0.86
L _T	0.708	0.263	0.48	0.5
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	156.82	103.32	86.86	63.11
τ (MPa)	0.605	0.498	0.419	0.304
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.13	0	0.43	0.52
A_{ZT}^{min} (cm ²)	3.54	1.05	1.94	2.01
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	9.24	3.14	4.15	4.15
N_{zt}^{br}	6HA14	4HA10	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	14	14	14	14
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	28	28	28	28
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.209	1.94	1.05	0.98
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	3.02	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	6HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	28	28	28	28
A_{ZG}^{min} (cm ²)	5.625	4.5	4.5	4.5
S_t^h (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.708	0.47	0.39	0.285
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.44.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-3} dans les niveaux (1, 2,3) du Bloc 2 :

Niveau	S-Sol et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1
M(KN)	120.83	63.53
N(KN)	-86.67	2.45
σ_{max} (MPa)	-3.24	1.91
σ_{min} (MPa)	2.53	-1.89
L_T	0.44	0.496
section	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	91.8	63.23
τ (MPa)	0.54	0.465
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.34	1.62
A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.2	1.98
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	4.71	4.15
N_{zt}^{br}	6HA10	4HA10+2HA2
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	15	15
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	15	15
A_{ZG}^{min} (cm ²)	0.298	0.012
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8
S_t (cm)	15	15
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3
S_t^h (cm)	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.63	0.43
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8

Tableau V.45.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2-4} dans les niveaux (1, 2, 3) du Bloc 2 :

Niveau	S-Sol et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1
M(KN)	128.81	122.02

N(KN)	-72.45	11.25
σ_{\max} (MPa)	-3.38	3.71
σ_{\min} (MPa)	2.8	-3.6
L_T	0.45	0.49
section	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	89.19	68.05
τ (MPa)	0.525	0.501
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.37	3.13
A_{ZT}^{min} (cm ²)	2.26	1.96
A_{ZT}^{Adopt} (cm ²)	4.71	4.15
N_{zt}^{br}	6HA10	4HA10+2HA2
$S_t(\frac{l}{10})$ (cm)	15	15
$S_t(l_t - \frac{l}{10})$ (cm)	15	15
A_{ZC}^{min} (cm ²)	0.234	0.03
A_{zc}^{Adopt} (cm ²)	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8
S_t (cm)	15	15
A_{ZG}^{min} (cm ²)	3.75	3
S_t^h (cm)	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.61	0.469
A_h^{min} (cm ²)	0.5625	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8

Tableau V.46.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2.5} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-Sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2
M(KN)	1006.77	178.08	126.07	30.89	52.2
N(KN)	-61.63	215.69	153.13	34.76	40.33
σ_{\max} (MPa)	-6.16	1.87	1.32	0.318	0.49
σ_{\min} (MPa)	5.917	-0.79	-0.562	-0.144	-0.29
L_T	0.97	0.596	0.59	0.62	0.74

section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	304.96	146.23	101.44	77.34	48.87
τ (MPa)	0.875	0.525	0.364	0.277	0.175
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	14.04	0	0	0	0
A _{ZT} ^{min} (cm ²)	3.91	2.38	2.4	2.49	2.96
A _{ZT} ^{Adopt} (cm ²)	15.83	6.16	6.16	6.16	7.16
N _{zt} ^{br}	14HA12	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+8HA8
S _t ($\frac{l}{10}$) (cm)	10	10	10	10	10
S _t ($l_t - \frac{l}{10}$)(cm)	15	15	15	15	15
A _{ZC} ^{min} (cm ²)	0.081	1.61	1.61	1.5	1.03
A _{zc} ^{Adopt} (cm ²)	1.01	5.03	5.03	5.03	2.01
N _{zc} ^{br}	2HA8	10HA8	10HA8	10HA8	4HA8
S _t (cm)	15	15	15	15	15
A _{ZG} ^{min} (cm ²)	7.5	6	6	6	6
S _t ^h (cm)	15	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	1.02	0.49	0.34	0.25	0.164
A _h ^{min} (cm ²)	0.5625	0.45	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N ^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.47.Sollicitations de calcul dans le voile V_{X2-6} dans tous les niveaux du Bloc 2 :

Niveau	S-Sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3,4et5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25*1	0.2*1	0.2*1	0.2*1
M(KN)	132.41	135.16	122.14	150.81
N(KN)	216.43	107.74	76.78	86.31
σ_{max} (MPa)	4.04	4.59	4.048	4.95
σ_{min} (MPa)	-2.31	-3.516	-3.28	-4.09
L _T	0.364	0.433	0.447	0.452
section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
V (KN)	104.54	84.59	82.6	39.05
τ (MPa)	0.616	0.623	0.608	0.287

$\bar{\tau}$	5	5	5	5
$=0.2f_{c28}(\text{MPa})$				
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	0.81	1.53	2.32	2.98
$A_{ZT}^{min} (\text{cm}^2)$	3.45	3.09	3.07	3.37
$A_{ZT}^{Adopt} (\text{cm}^2)$	4.15	4.15	4.15	4.15
N_{zt}^{br}	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8
$S_t(\frac{l}{10}) (\text{cm})$	10	10	10	10
$S_t(l_t - \frac{l}{10})(\text{cm})$	17.5	17.5	17.5	17.5
$A_{ZC}^{min} (\text{cm}^2)$	0.68	0.268	0.212	0.192
$A_{zc}^{Adopt} (\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
N_{zc}^{br}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (\text{cm})$	17.5	17.5	17.5	17.5
$A_{ZG}^{min} (\text{cm}^2)$	3.5	3	3	3
$S_t^h (\text{cm})$	15	15	15	15
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0.72	0.58	0.57	0.269
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.5625	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre} / \text{par plan}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) dans le Bloc 1 comme exemple :

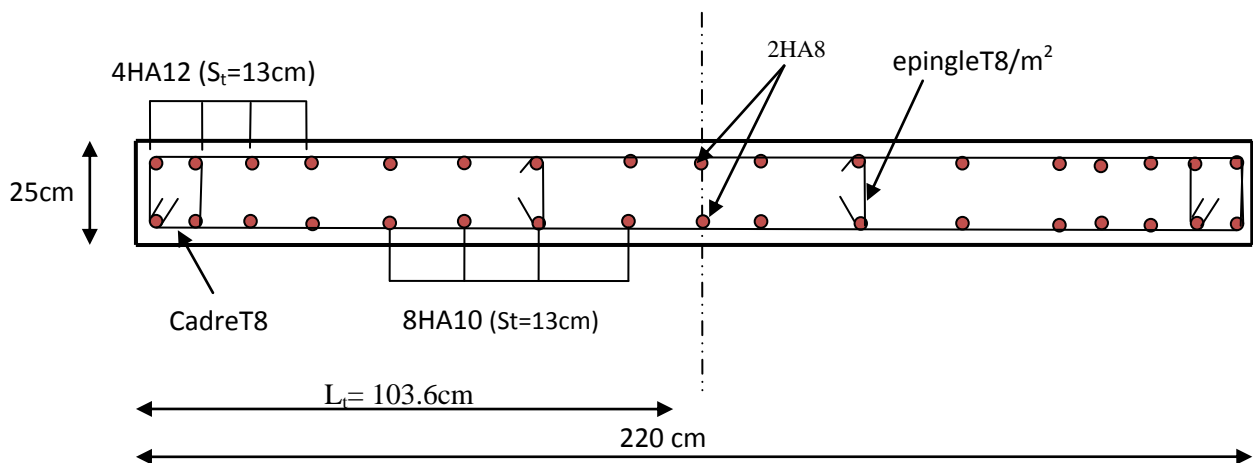


Fig.V.1. Schéma de ferrailage du voile RDC

V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis de la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99 /2003 est importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol (voir annexe1), la contrainte admissible est 1.8 bar à une profondeur de 1.2 m. (notons que le rapport de sol sur l'annexe n'est pas celui de notre projet, car on n'a pas pu l'obtenir). Nous avons été amené à adapter l'étude de sol dans l'annexe à notre projet.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations du Bloc1 :**Le choix de fondation.**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{34.5696}{0.18} = 192.05m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 220m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 87\% S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

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. ($L_{max} = 5.50m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55cm.$$

– Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen (par manque de données géotechniques, on prend $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 82.52cm.$$

Donc : $h \geq 82.52 \text{ cm}$.

– Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{34569.62 \times 5.50}{2 \times 220} \times 1 = 432.18 \text{ KN}$$

$$de(1) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.370 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 85 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.
- $b = 60 \text{ cm}$ (dimension du poteau).

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 220 \text{ m}^2$.

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort normal, cette vérification s’effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal du poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre d’impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle du radier.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm × cm, le périmètre d’impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.85 = 1.45 \\ B = b + h = 0.60 + 0.85 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.8 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow N_d = 1.977 \text{ MN} \leq 0.045 \times 0.85 \times 5.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.69 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

N: L'effort normal max obtenu des différentes combinaisons.

M_y, M_x : Moments correspondants à N.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 8045.63 m^4 \text{ et } X_G = 5.25 m.$$

$$I_y = 2021.02 m^4 \text{ et } Y_G = 10.47 m.$$

$$M_x = 8084.44 KN.m, M_y = 1499.75 KN.m.$$

$$N' = N + 1.35 G_0 = 34569.62 + (1.35 \times 25 \times 0.4 \times 220) = 37539.21 KN$$

$$\sigma_1 = \frac{37.539}{220} + \frac{8.0844 \times 10.47}{8045.63} = 0.18 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{37.539}{220} - \frac{8.0844 \times 10.47}{8045.63} = 0.16 MPa$$

σ_1 et σ_2 sont supérieures à zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.18 + 0.16}{4} = 0.175 MPa < 0.18 MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{37.539}{220} + \frac{1.499 \times 5.25}{2021.02} = 0.17 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{37.539}{220} - \frac{1.499 \times 5.25}{2021.02} = 0.167 MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.17 + 0.167}{4} = 0.169 MPa < 0.18 MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 220 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 3.06 \text{m (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).}$$

$$N = 37539.21 \text{KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 220 = 7741.8 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens x-x'

$$e = \frac{26620.79}{15188.71} = 1.75 < 2.625 \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Sens y-y'

$$e = \frac{27530.88}{15811.041} = 1.74 < 5.33 \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{34569.62}{220} = 157.13 \text{KN / m}^2$$

$$L_x = 2.90m, L_y = 4.90 m.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.5918 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.08334 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.08334 \times 157.13 \times 2.9^2 = 110.13KN.m.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.2924 \times 110.13 = 32.2KN.m.$$

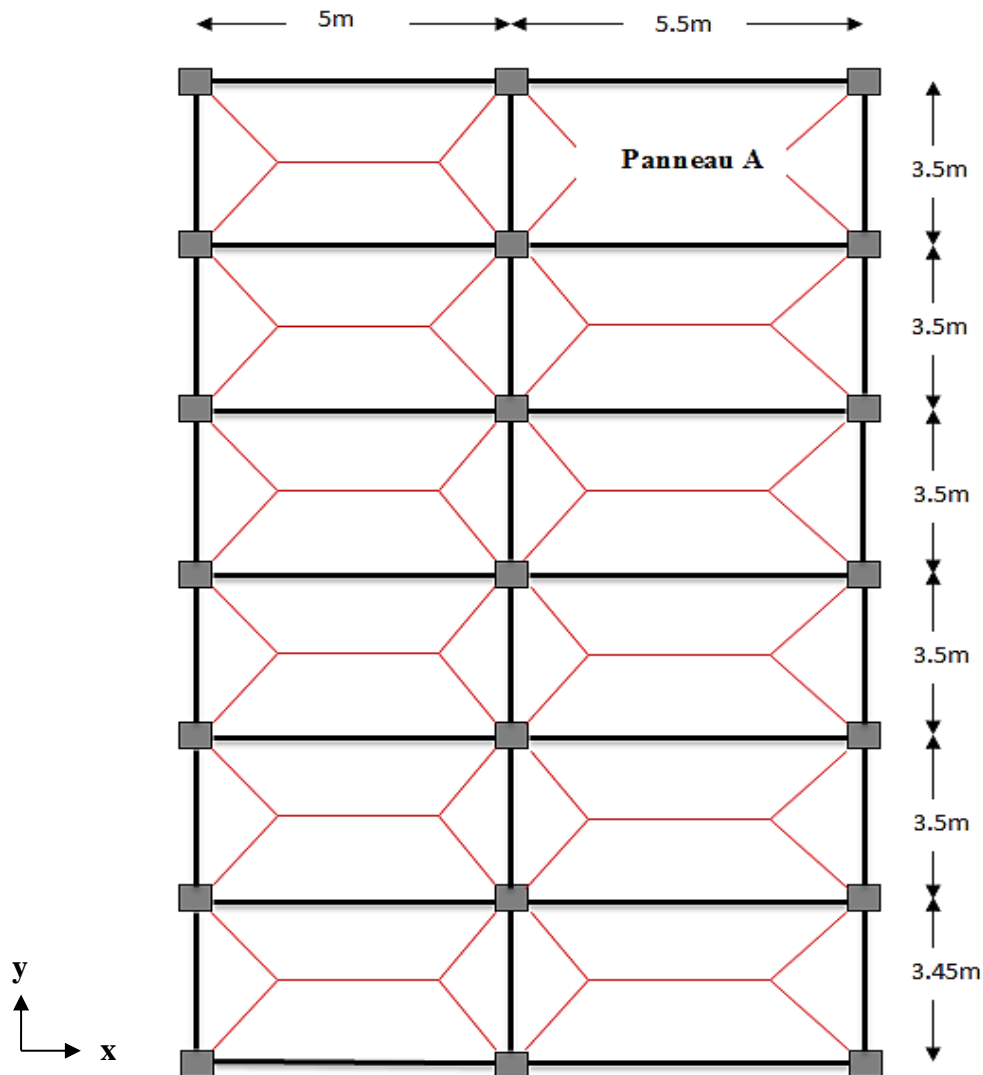


Fig. VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier.

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$

✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t(cm)$
Sens X-X	travée	93.61	7.25	3.85	7.92	7HA12	14.30
	appui	55.06	4.22	3.85	4.71	6HA10	16.70
Sens Y-Y	travée	27.37	2.08	3.2	3.52	7HA8	16.70
	appui	55.06	4.22	3.2	4.71	6HA10	14.30

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 3.85cm^2. \\ A_y = 3.2cm^2. \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: S_t = 14.3cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm. \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 16.7cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm. \end{cases}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\mu_x = 0.08814$$

$$\mu_y = 0.4584$$

$$N = 26257KN$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{26257}{220} = 119.36KN/m^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.08814 \times 119.36 \times (2.9)^2 = 88.47KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 40.55KN.m$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 75.2KN.m.$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 34.47KN.m.$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -44.238 \text{KN.m}$$

- ✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton et des contraintes dans l'acier :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	75.2	8.38	123844.53	5.08	269.78
	yy	34.47	5.83	61248.36	3.28	271.65
Appui		-44.238	6.65	79239.06	3.71	262.53

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	7HA14	10.78	9.58	159911.77	4.5	200.47	14.30
	yy	7HA10	5.5	7.14	90701.16	2.71	175.92	14.30
Appui		7HA12	7.92	8.38	122133.7	3.035	160.92	14.30

- **Schéma de ferrailage :**

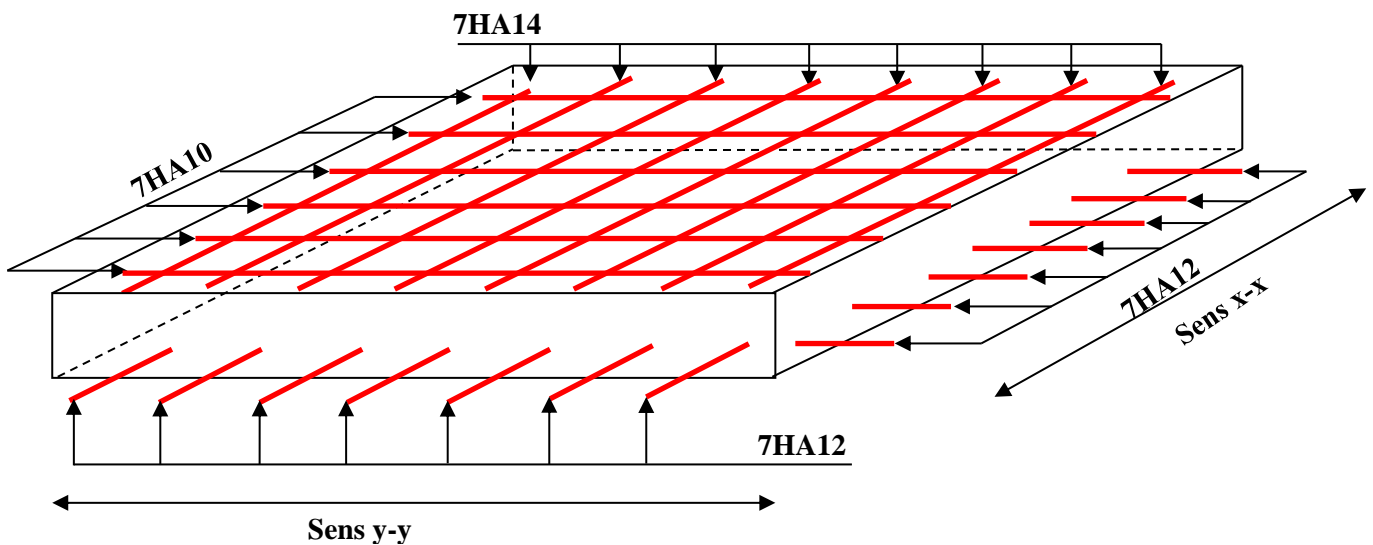


Fig. VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

c-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

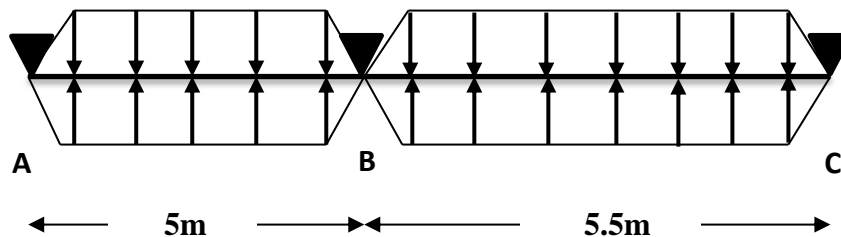
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P_m = 2/3 Q_u \times L_x$ $P_v = 1/2 Q_u \times L_x$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

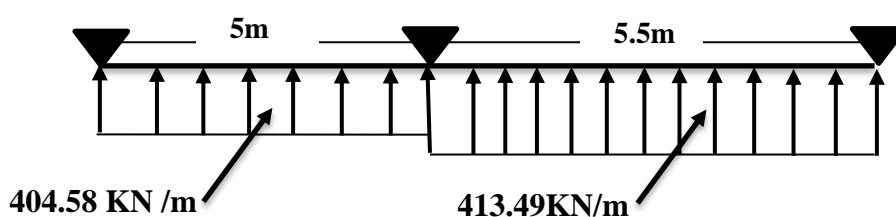
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$Q_u = 157.13 \text{ KN/m}^2, Q_s = 119.36 \text{ KN/m}$

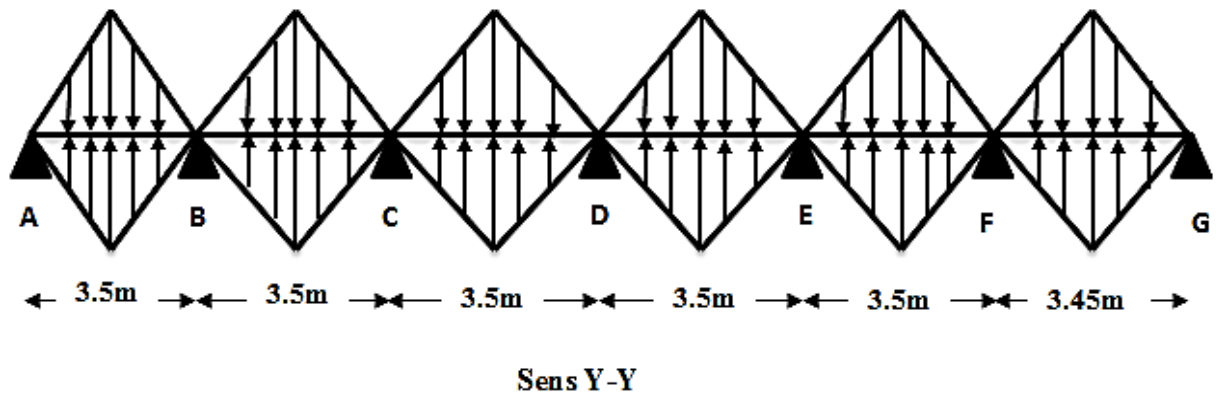
Sens X-X :



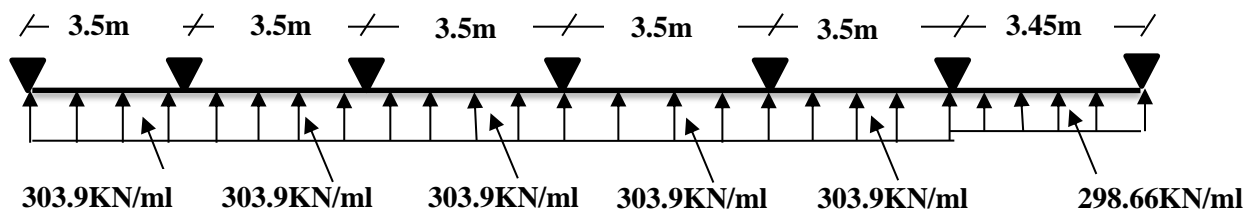
- Schéma statique équivalent : **Sens X-X**



Sens Y-Y :



• Schéma statique équivalent :



• Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot (exposé en chapitre 3).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinal (Y-Y) :

Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal :

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	299.576	-367.898
M_S (KN.m)	227.47	-279.35
V (KN)	636.939	

Sens transversal (X-X) :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal :

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	966.29	-1337.44

M_s(KN.m)	734.003	-1015.93
V (KN)	1380.269	

• **Ferraillage :**

Sens Y-Y :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.85\text{ m}$$

$$h_0=0.40\text{m}$$

$$b_0=0.60\text{m (largeur de poteau)}$$

$$d=0.8\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(28.5; 245)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 28.5\text{cm}$$

On prend : $b_1 = 28.5\text{cm}$.

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 28.5 + 60 = 115\text{cm}$.

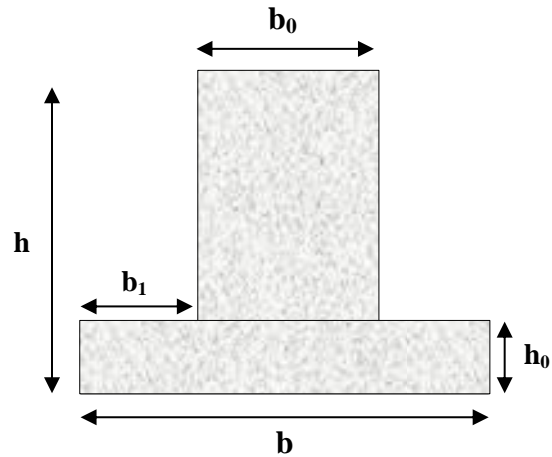


Fig. VI.3 : Section à ferrailer.

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

Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y) :

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	299.576	10.76	12.55	13.35	5HA14+5HA12
	Appui	-367.898	13.69		15.39	10HA14

Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.45\text{m}.$$

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

Tableau VI.6. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X) :

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	966.29	36.08	15.45	39.27	8HA25
	Appui	1337.44	56.06		56.71	4HA32+5HA25

- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	636.939	0.61	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1380.269	1.07	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
Y-Y	travée	227.47	20.05	1174240.83	3.97	15	172.89	201.63
	appui	-279.35	21.26	988707.105	6.01	15	248.94	201.63
X-X	travée	734.003	24.38	2630658.018	6.80	15	232.78	201.63
	appui	-1015.93	26.90	3403010.76	8.03	15	237.78	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer à l'ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Localisation	Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	
y-y'	appui	10HA16	20.11	23.77	1222367.9	5.432	192.75
x-x'	travée	10HA25	49.09	25.38	3075497.6	6.05	195.50
	appui	9HA32+1HA20	75.52	39.23	3118340.20	12.77	199.1
							6

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.2; 60; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$\text{Soit : 2 cadres } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.72; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.02 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 50.33 \text{ cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = 36.60 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 85cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section **A_p=3cm²/ml** de Hauteur, donc :

$$A_p = 3 \times 0.85 = 2.55 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{face}$$

- **Schémas de ferrailage des nervures :**

Tableau VI.10. Ferrailage de la poutre de rigidité

<p>5HA14 2 cadres HA8 1étrier HA8 St=20cm 3HA12 5HA16 5HA16</p>	<p>5HA14 5HA12 3HA12 2 cadres HA8 +1étrier HA8 St= 20cm 5HA16</p>
<p>Appui Travée</p>	
<p>Sens Y-Y</p>	
<p>5HA25 2 cadres HA8 1étrier HA8 St=20cm 3HA12 1HA20 9HA32</p>	<p>5HA25 5HA25 3HA12 2 cadres HA8 +1étrier HA8 St= 20cm 5HA32</p>
<p>Appui</p>	<p>Travée</p>
<p>Sens X-X</p>	

VI .5. Etude des fondations du Bloc2 :

Le choix de fondation.

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{33.562}{0.18} = 186.45m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 338.43.m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 55\% S_{bat}$.

VI .5.1. Les semelles filantes :

VI .5.1.1 Dimensionnement :

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante : Une selon x-x'. Les autres semelles seront calculées de la même manière.

1- Selon X-X' :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau « i ».

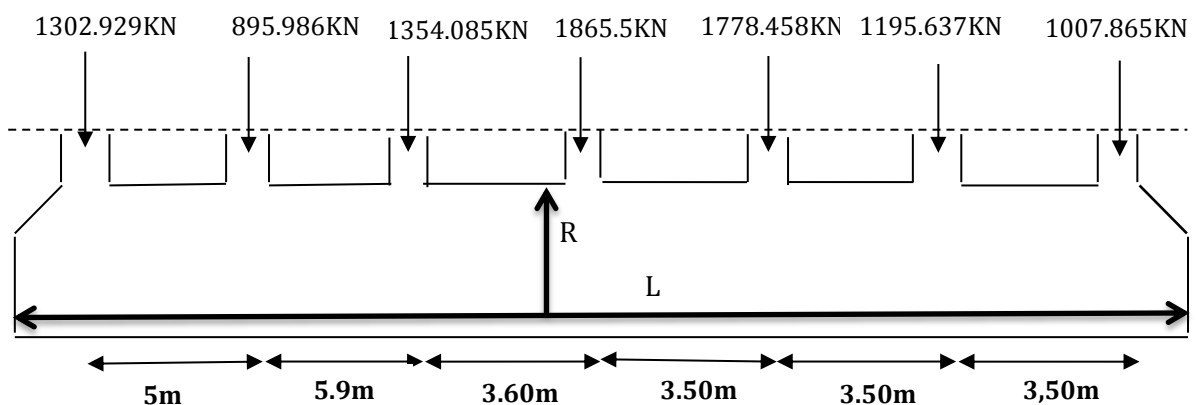


Fig. VI.4 : Semelle filante selon X-X

$$\sum N_i = 9400.46KN.$$

Avec : $R = \sum N_i = 9400.46KN$
 $L \approx \sum l_i + a + 20cm = 25 + 0,6 + 0,2 = 25.80m$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9.4}{0,18 \times 25,8} = 2.02m \quad \text{On opte pour } B=2,5m.$$

VI .5.1.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm \Rightarrow h \geq \frac{2.5-0.65}{4} + 5cm \Rightarrow h \geq 51.25cm$$

On opte pour **h=55cm.**

VI .5.1.3. Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93(article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.55) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 4.8m$$

$$0.045 \times 4.8 \times 0.55 \times \frac{25}{1.5} = 1980KN \Rightarrow Q_u = 1865.5KN \leq 1980KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée .}$$

VI .5.1.3. Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

On a : $I_y = 3808.13m^4$; $I_x = 33,85m^4$, et $X_G = 13m$; $Y_G = 1.25m$.

Sens X-X : $N = 9400.46 + 1.35 (25 \times 2.5 \times 25.8 \times 0.55) = 10597.28 KN$; $M_x = 2924.58KN.m$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,212MPa > \bar{\sigma}_s = 0,18MPa \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Soit : $B=3m$; $h=65cm \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,17MPa < \bar{\sigma}_s = 0,18MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

➤ Mais, vu l'entre axes existant entre les portiques (3.5m), on constate une distance libre de 50cm seulement entre deux semelles, c'est pour cette raison qu'on opte pour l'utilisation

d'un radier générale sans débord. De même, puisque ce 2^{ème} Bloc est moins défavorable que le Bloc 1, nous ferrailurons son radier de la même façon que le radier calculé pour le Bloc1.

VI.6.Voile périphérique :

VI.6.1.Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.06$ m
- La longueur $L=5.65$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

VI.5.3.Caractéristiques du sol :

Comme nous n'avons pu avoir que la conclusion du rapport géotechnique, nous étions dans l'obligation de choisir les données nécessaires au calcul d'une manière approximative en fonction de la nature du sol.

- Le poids spécifique $\gamma_h = 21KN / m^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 21^\circ$
- La cohésion $c=0.34$ bar

VI.6.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = \left(h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - \left(2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$G = \left(3.06 \times 21 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2} \right) \right) - \left(2 \times 0,34 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2} \right) \right) = 29.88 KN / ml$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 KN/m^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad ; \quad Q = 4.72 \text{ KN/ml}$$

VI.5.5. 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.

A L'ELU :

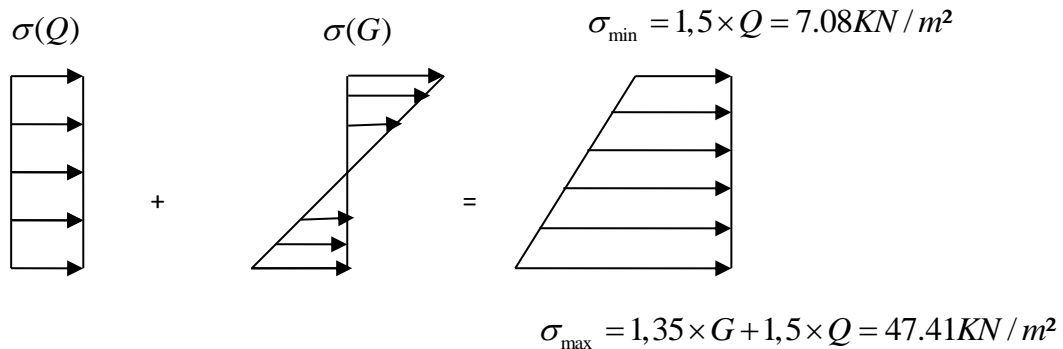


Fig. VI.5. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37.33 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 37.33 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.6 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5. \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.52 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

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

$$\rho = 0.52 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0937 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = 23.64 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 5.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = 0.85 \times M_{0y} = 5.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1x} = 0.85 \times M_{0x} = 20.09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 11.82 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous : Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	20.09	0.074	0.097	0.127	4.12	1.48	6HA10 = 4.71
	y-y	5.02	0.018	0.023	0.128	1.01	1.2	4HA8 = 2.01
Appui		11.82	0.044	0.056	0.127	2.39	1.45	4HA10 = 3.14

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sensxx} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

VI.6.6. Vérifications :

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

$$e \geq 12\text{cm}$$

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

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

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.52) \times 100 \times 15 = 1,48 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa, (fissuration nuisible).}$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{33.39 \times 2.6}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 2.6^4} = 40.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0974$$

$$\mu_y = 0.3853$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 29.88 + 1 \times 4.72 = 34.6 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 4.72 = 4.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 34.6 + 4.72}{4} = 27.13 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 27.13 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2$$

$$M_x = 0.0974 \times 27.13 \times (2.6)^2 = 17.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.3853 \times 17.86 = 6.88 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 15.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.84 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{tx} = 7.59 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 7.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 283.26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.}$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{15.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 5.22 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.33$

$$A_{st} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

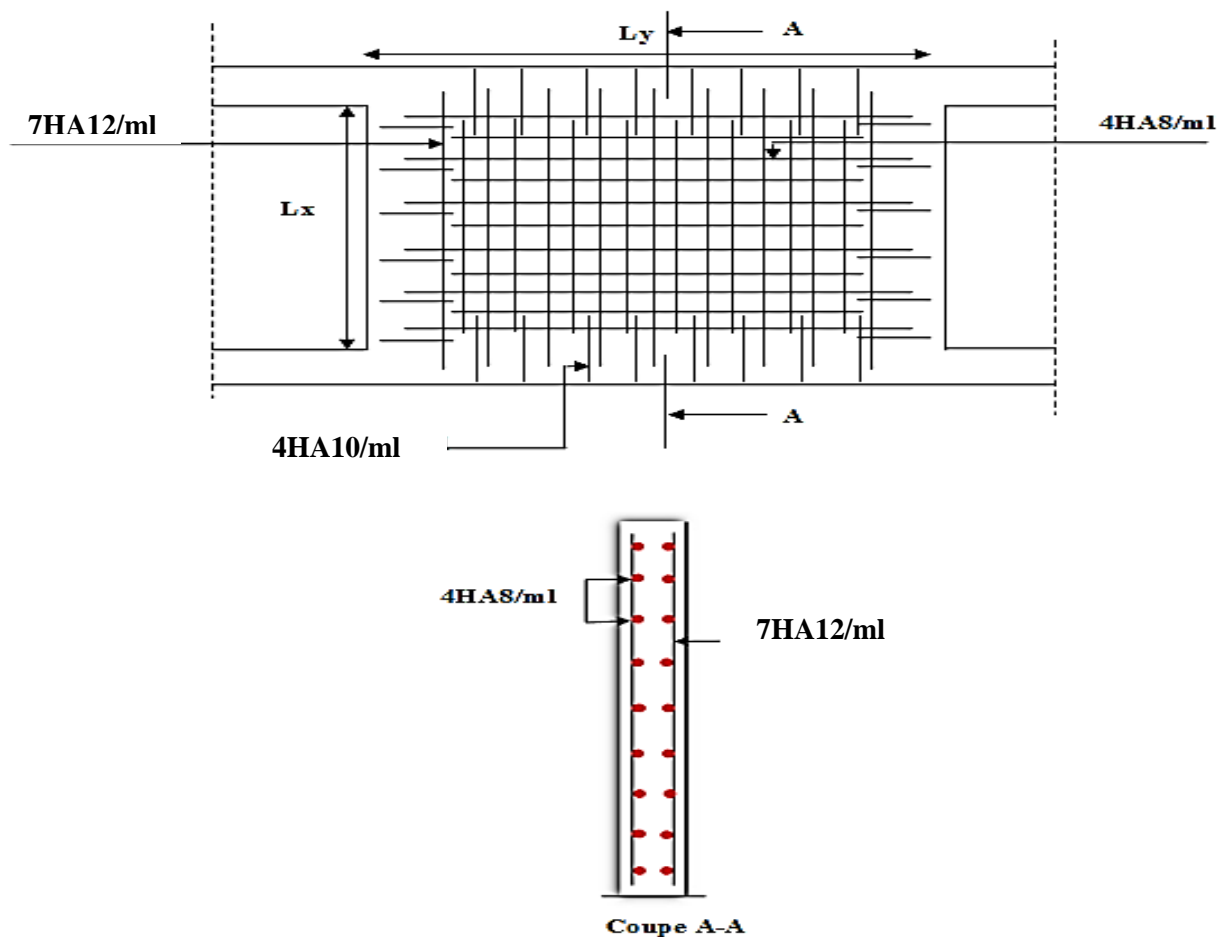


Fig. VI.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

La structure étudiée dans ce projet est un bâtiment (R+8+S-Sol) ayant une configuration en L. Ce type de bâtiment est connu pour avoir un mauvais comportement vis-à-vis des actions sismiques et pour éviter une torsion importante, nous avons opté pour la décomposition en deux Blocs séparés par un joint sismique.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés durant la modélisation, et nous avons opté pour la disposition qui nous a donné les meilleurs résultats dans le but d'aboutir à un système de contreventement satisfaisant (compromis entre le bon comportement dynamique et la satisfaction des exigences du RPA).

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ✓ La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structure.
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- ✓ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

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} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEXE I



SCP / L.E.C - LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION

SIÈGE SOCIAL : 21, BOULEVARD DES FRÈRES OURDOUCHE - CITE REGIA BEJALA - TEL : 05 55 03 93 66 / 67 / 68

Date : 18.09.2012

Envoi n° : 059/LEC/2012

RESULTATS PRELIMINAIRES

*A Monsieur : Le gérant de « Epi les Oâsiens »
Akkou*

Opération : *ÉTUDE DE SOL*
Projet : **ENSEMBLE IMMOBILIER A AKKOU**

Monsieur,

Faisant suite à votre commande, nous avons l'honneur de vous communiquer les renseignements préliminaires nécessaires à l'entame des calculs du projet cité en objet.

Le projet consiste en, la réalisation d'immeubles de onze niveaux à usage d'habitation et commercial sur un site se trouvant au Nord de la rue de la Santé, dans la ville d'Akkou.

L'assiette choisie est sur un terrain en pente très abrupte sous forme de versant limité par un talweg dit Ighzer Amarghane. Le sol est constitué de limons schisteux graveleux en surface et des marnes schisteuses carbonatées compactes en profondeur. C'est un terrain à vocation agricole (oléicole), avec un relief irrégulier généré par des ébouils de pente fréquents.

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur le terrain suivant l'implantation des différents blocs (quatre blocs supérieurs) prévus dans le plan de masse remis par le maître de l'œuvre. Les résultats indiquent une certaine homogénéité particulièrement verticale du terrain sauf dans la partie Ouest, où on a constaté l'existence de remblais et de sols de moyenne compacité.

Il est préconisé de commencer par protéger le versant, d'éventuels dégradation et altération des sols. Pour cela :

- ✓ Drainer toutes les eaux superficielles en dehors de la zone à urbaniser (les eaux ne doivent pas traverser le terrain).*
- ✓ Ne pas entreprendre de grands terrassements en périodes de pluies (en sol très humide) pour éviter de déclencher un mouvement brusque du versant.*
- ✓ Eviter la réalisation de talus de grande hauteur en procédant sous forme de gradins.*

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera l'emploi de fondations superficielles.

En éliminant la couche supérieure et atteindre la couche de très bonne compacité (voir schéma joint), on préconise l'adoption d'une contrainte admissible de 1.8 bars et ancrer les fondations à au moins 1^m.20 de la côte de la plate forme dégagée.

Pour le calcul des ouvrages de soutènement, on préconise :

- Partie Ouest et jusqu'à -6^m de profondeur : C=0.27 bars $\varphi=18^\circ$*
- Partie Est et à jusqu'à -3^m de profondeur : C=0.34 bars $\varphi=21^\circ$*
- Au delà, on aura : C=0.48 bars $\varphi=27^\circ$*

ANNEXE II

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 III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

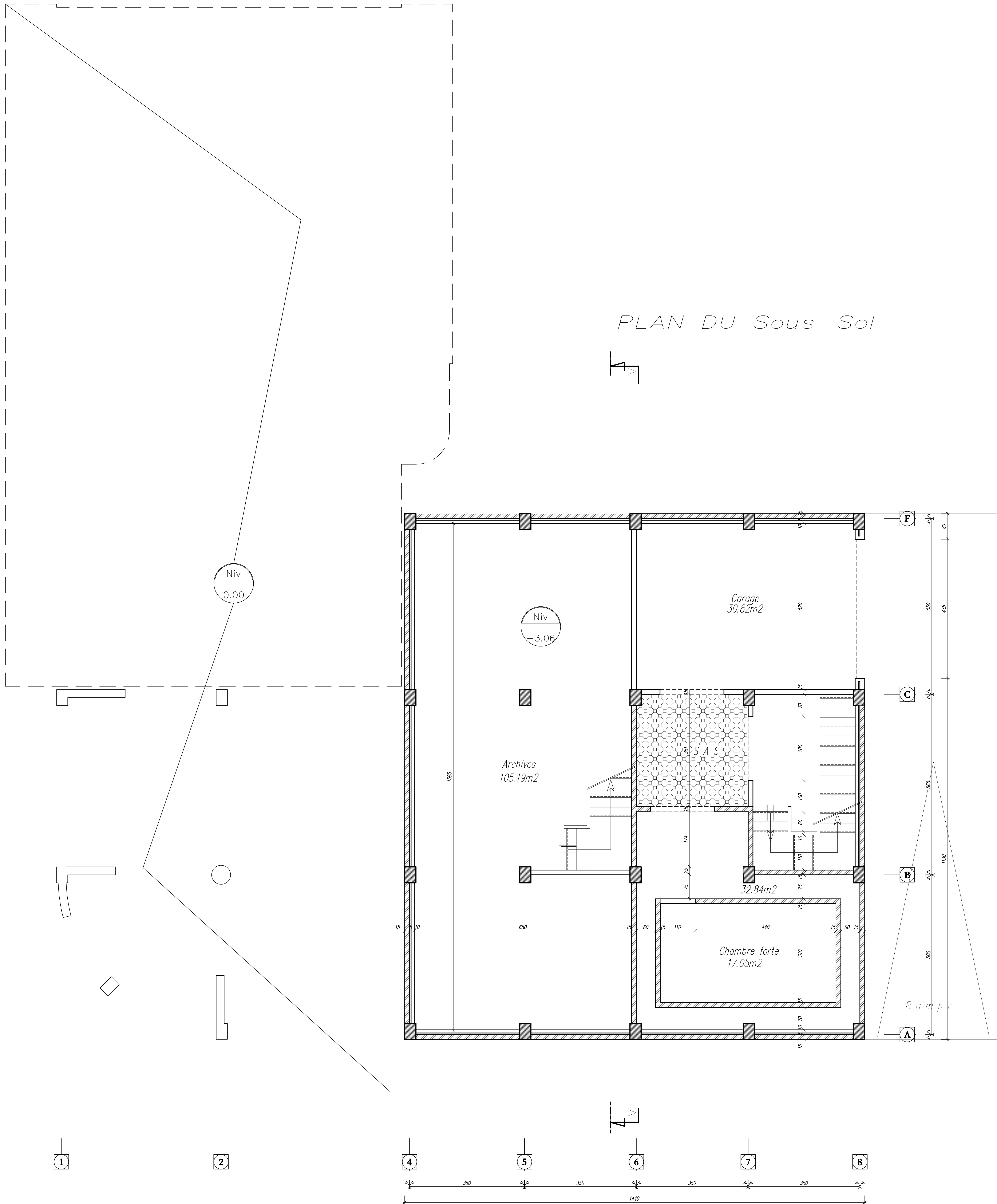
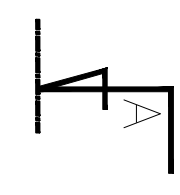
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

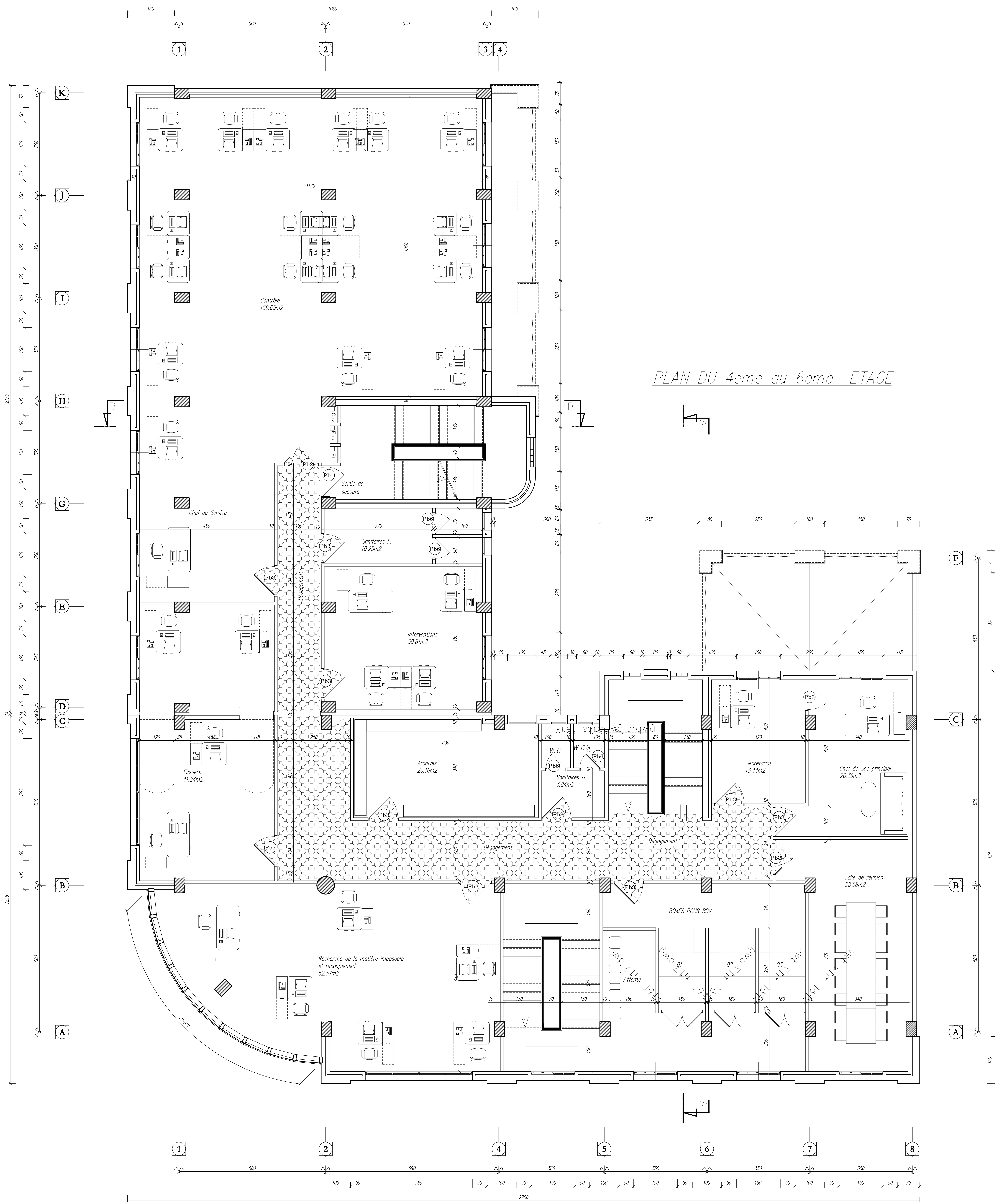
Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

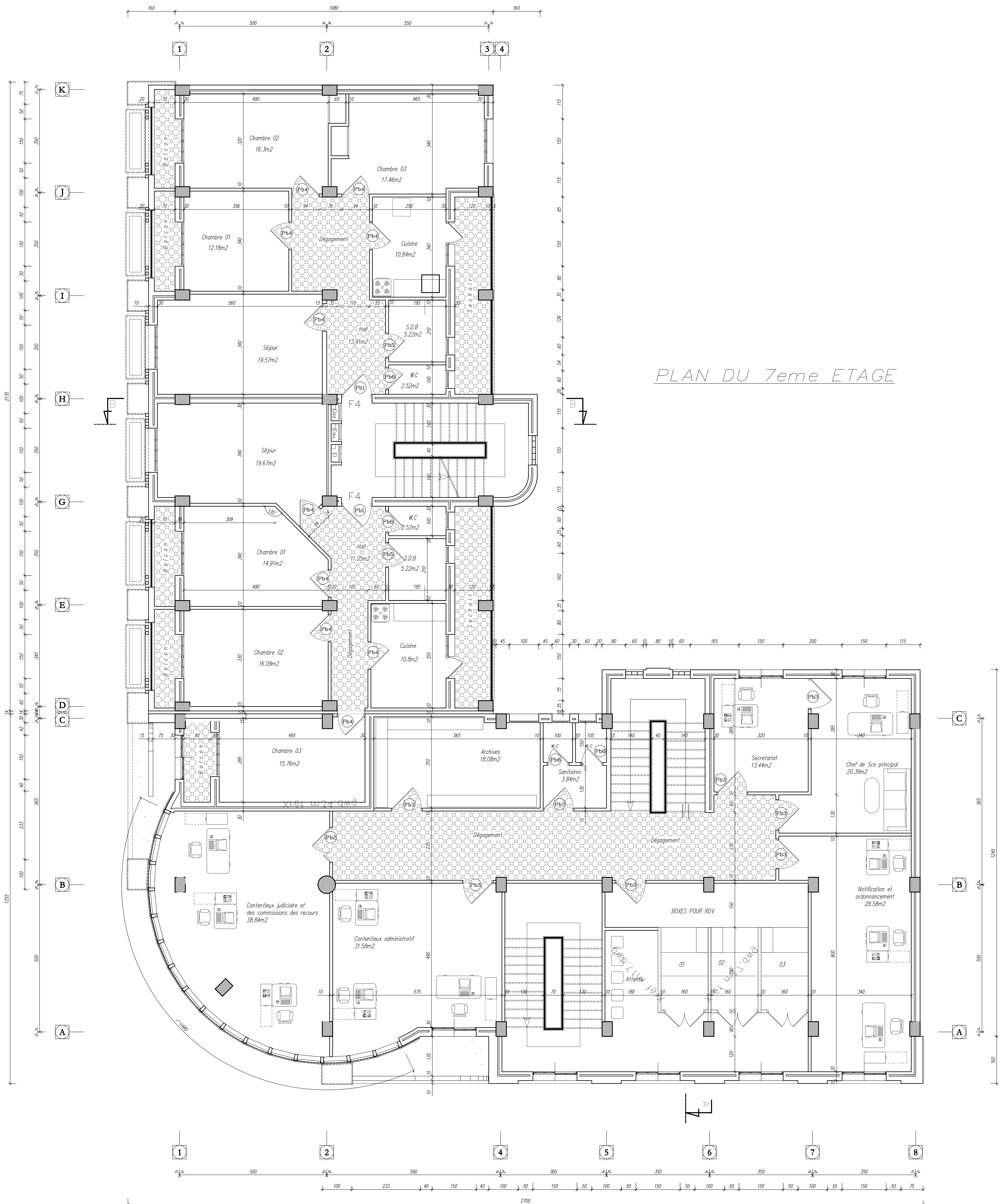
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

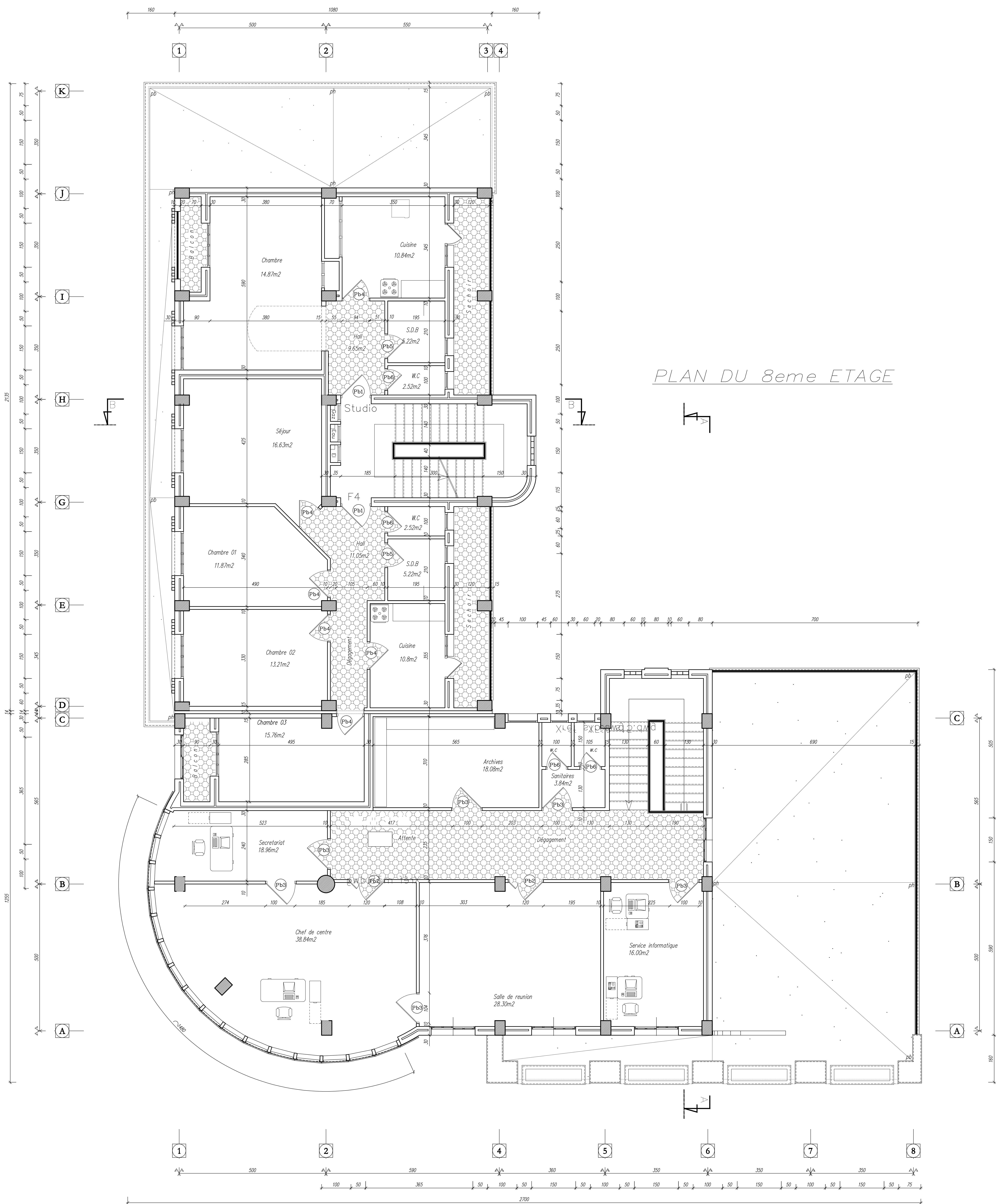
Plan de la Structure

PLAN DU Sous-Sol

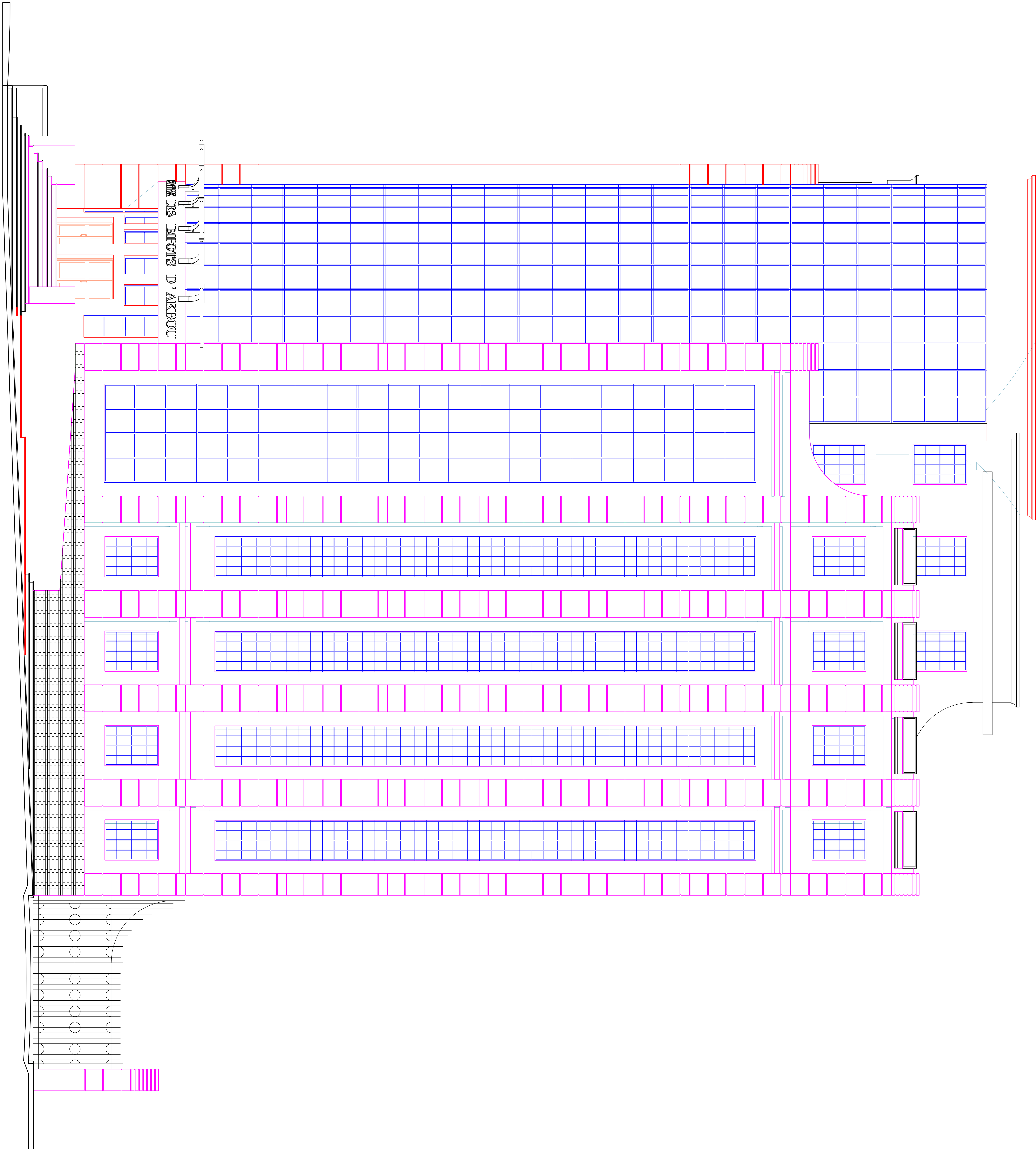






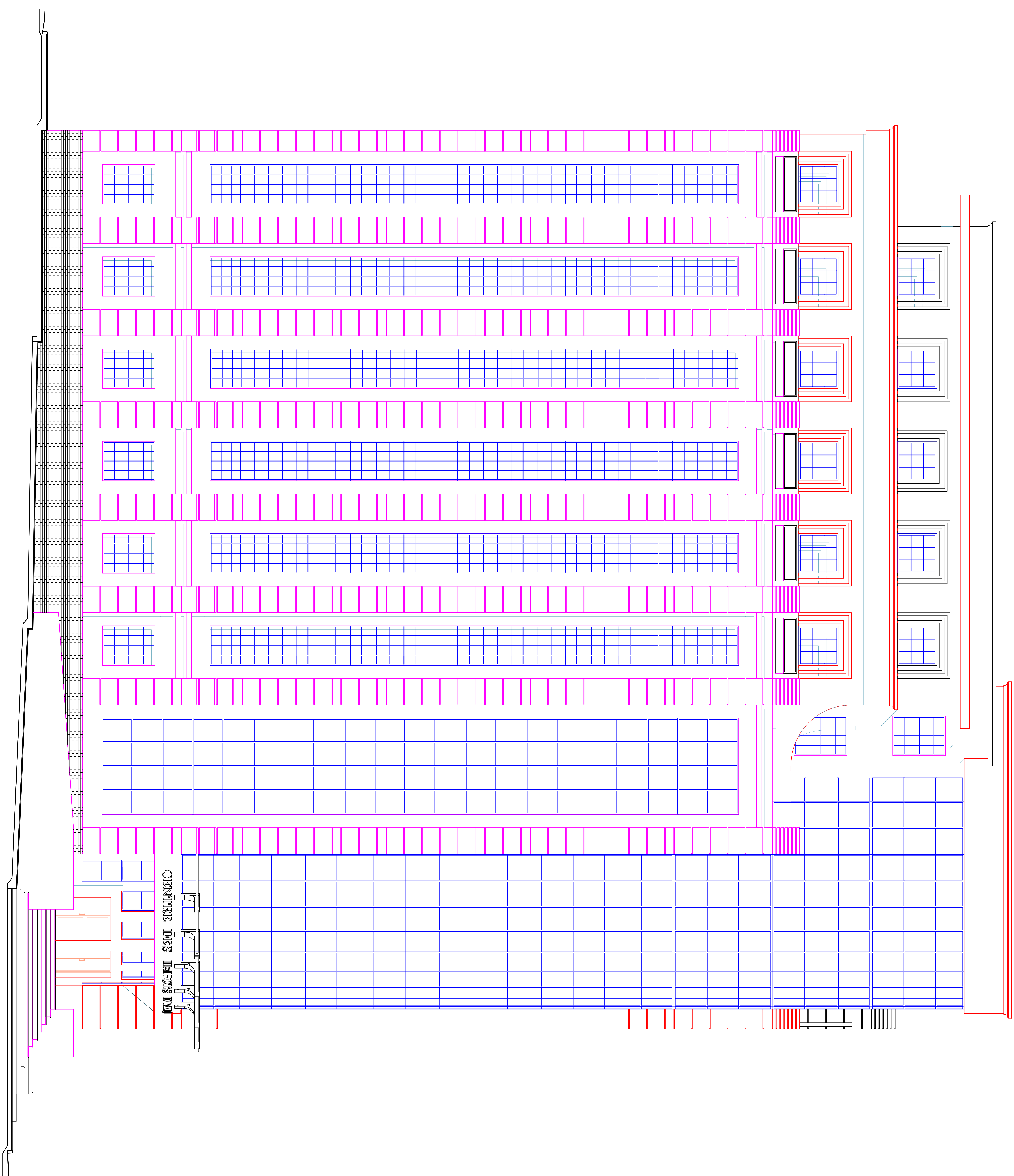


FACADE PRINCIPALE



MR. LES IMOTS D'AKBOU

FAÇADE LATÉRALE



Fin