



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Abderahmane. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

En vue d'obtention de diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+6 AVEC 4 ENTRE SOL A
USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME
MIXTE (VOILES-PORTIQUES)**

Présenté par :

MR. BOUCHICHE FARID
MR. OULEBSIR MASSINISSA

Encadré par :

MR. GUECHARI. L

Jury:

-Melle OUALI.N
-Mr LAICHAOUI .A

Juin 2014

Remerciements

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

*Avant tous, nous remercions DIEU 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 Mr GUECHARI : notre promoteur, pour avoir acceptée 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 & Massinissa

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 m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ainsi que mes deuxièmes parents DHADA, NANA qui ont sacrifié toute leurs vies afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers frères et sœurs (Abderzak, Lydia, Cylia, Hanan).

A toute ma famille sans exception.

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

En fin, je remercie mon binôme FARID.

MASSY.

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 :

À la mémoire de mes très chers grands parents.

À mes très chers parents (Madjid et Rachida) qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin. Et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance.

À mes tantes et à mes oncles.

À chaque cousins et cousines.

À mes copains de chambre.

À mes chers frères, sœurs et leurs familles.

À toute ma famille sans exception.

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

À toute la promotion Génie Civil (2014)

À tous les enseignants du département Génie Civil.

Enfin, je remercie mon binôme massi ainsi que toute sa famille.

DIRAF.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	P1
Chapitre I Présentation de l'ouvrage	P1
I.1. INTRODUCTION.....	P1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	P1
I.3. Données de site : (Annexe I).....	P1
I.4. Description architecturale	P2
I.5. Description structurale	P2
I.6. Règlementation et normes utilisés	P2
I.7. Méthodes de calcul	P3
I.7.1. Actions et sollicitations	P3
I.7.1.1. Les actions	P3
I.7.1.2. Valeurs caractéristiques des actions	P3
I.7.1.3. Valeurs de calcul des actions	P4
I.7.2. Les sollicitations	P5
I.8. Caractéristique des matériaux	P5
I.8.1. Le béton	P5
I.8.1.1. Définition	P5
I.8.1.2. Composition du béton	P5
I.8.1.3. Résistance caractéristique du béton	P5
I.8.2. L'acier	P9
I.9. Hypothèses de calcul : [2] ; [3].....	P11
I.9.1. Calcul aux états limites de services	P11
I.9.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance	P11
I.10. Conclusion	P12
Chapitre II Predimensionnement des éléments	P13
II.1. INTRODUCTION	P13
II.2. Predimensionnement des Eléments secondaires.....	P13
II.2.1. Les planchers à corps creux	P13
II.2.2. Les dalles pleines	P14
II.2.3. Les escaliers	P15
II.2.3.1. Définition	P15
II.2.3.2 Différents types d'escaliers	P16
II.2.4. L'acrotère	P18
II.3. Predimensionnement des éléments principaux	P18
II.3.1. Les voiles	P18
II.3.2. Les poutres	P19
II.3.2.1. Les poutres principales (P.P)	P19
II.3.2.2. Les poutres secondaires (P.S)	P19
II.3.3. Les poteaux	P20
II.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges	P20
II.3.3.2. Descente de charge	P23
II.3.4. Vérifications	P31

II.4. Conclusion	P34
Chapitre III Etude des éléments secondaires	P35
III.1. INTRODUCTION	P35
III.2. Etude des planchers	P35
III.2.1. Les poutrelles des planchers (16+4)	P36
III.2.1.1. Les différents types des poutrelles obtenues	P37
III.2.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles	P37
III.2.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles	P38
III.2.1.5. Calcul des sollicitations	P38
III.2.1.6. La sollicitation maximale (plancher 16+4) utilisée dans le ferrailage	P43
III.2.1.7. Ferrailage des poutrelles	P43
III.2.1.8. Le dimensionnement des poutrelles	P43
III.2.1.9. Calcul des armatures longitudinales	P44
III.2.2. Vérifications des contraintes à ELS	P51
III.2.3. Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+4)	P51
III.2.4. Etude de la dalle de compression	P52
III.3. Etude de la poutre de chaînage	P52
III.3.1. Définition	P52
III.3.2. Dimensionnement	P52
III.3.3. Calcul des sollicitations	P52
III.3.4. Calcul à l'E.L.U	P53
III.3.5. Calcul des armatures longitudinales	P53
III.3.6. Vérifications à l'E.L.U	P53
III.3.7. Vérification à l'E.L.S	P53
III.3.8. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	P53
III.4. Etudes des dalles pleines	P55
III.4.1. Dalle sur deux appuis type1 (habitation)	P55
III.4.1.1. Calcul des sollicitations à l'ELU	P55
III.4.1.2. Ferrailage	P55
III.4.1.3. Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis	P57
III.4.2. Dalle sur deux appuis (balcon)	P58
III.4.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU	P58
III.4.2.2. Vérifications à l'E.L.U	P59
III.4.2.3. Vérifications l'E.L.S	P59
III.4.2.4. Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis type2 (balcon)	P59
III.4.3. Dalle pleine sur trois appuis type 3(habitation)	P60
III.4.3.1. Calcul à l'ÉLU	P60
III.4.3.2. Calcul des armatures	P60
III.4.3.3. Vérification à l'ELS	P63
III.4.3.4. Vérification de la flèche	P63
III.4.3.5. Schéma de ferrailages Dalle pleine sur trois appuis type3 (habitation)	P64
III.4.4. Dalle pleine sur trois appuis (balcon)	P64
III.4.4.1. Calcul à l'ÉLU	P64
III.4.4.2. Calcul des armatures	P65
III.4.4.3. Vérification à l'ELS	P66
III.4.4.4. Vérification de la flèche	P67
III.4.4.5. Schéma de ferrailages dalle pleine sur trois appuis type4 (balcon)	P67
III.5. Etude des escaliers	P67
III.5.1. Evaluation des charges et surcharges	P67
III.5.2. Combinaisons de charge	P67
III.5.3. Calcul des sollicitations	P68
III.5.3.1. Ferrailage des escaliers	P70

III.5.3.2. Etat limite de compression de béton	P71
III.5.4. État limite de déformation	P72
III.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier	P72
III.5.6. Etude de la poutre palière	P74
III.5.8. Calcul de la section d'armature a la torsion	P76
III.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière	P78
III.6. Etude de l'acrotère	P79
III.6.1. Hypothèse de calcul	P79
III.6.1.1. Calcul des sollicitations	P80
III.6.1.2. Ferrailage	P81
III.6.1.3. Vérification à l'ELS	P82
III.6.1.4. Schéma de ferrailage	P83
Chapitre IV Etude dynamique	P84
IV.1. INTRODUCTION	P84
IV.2. Méthode de calcul	P84
IV.2.1. Méthode statique équivalente	P86
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	P89
IV.2.3. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	P90
IV.2.4. Modalisation et résultats	P90
IV.2.5. Disposition des voiles de contreventement	P90
IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	P94
IV.3.1. Vérification de l'effort normal réduit	P95
IV.3.2. Justification vis à vis des déformations	P95
IV.3.3. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	P96
IV.4. Conclusion	P97
Chapitre V Etude des éléments structuraux	P98
V.1. Introduction	P98
V.2. Etude des Poteaux	P98
V.2.1. Introduction	P98
V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)	P98
V.2.2.1. Armatures longitudinales	P98
V.2.2.2. Armatures transversales	P99
V.2.3. Sollicitations de calcul	P100
V.2.4. Calcul du ferrailage	P100
V.2.4.1. Calcul sous Nmax et Mcor	P102
V.2.4.2. Calcul sous Mmax et Ncor	P102
V.2.4.3. Calcul sous Nmin et Mcor	P102
V.2.5. Armatures transversales	P102
V.2.6. Vérifications	P103
V.2.6.1. Vérification au flambement	P103
V.2.6.2. Vérification des contraintes	P104
V.2.6.3. Vérification aux sollicitations tangentes	P105
V.2.6.4. Vérification des zones nodales	P106
V.3. Etude des poutres	P109
V.3.1. Ferrailage	P109
V.3.2. Calcul du ferrailage	P110
V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003	P113
V.3.3.1. Les armatures transversales	P113
V.3.3.2. Vérification à l'ELU	P113
V.3.3.3. Vérification à l'ELS	P114
V.3.4. Ferrailage des poutres	P115
V.4. Étude des voiles	P116

V.4.1. Introduction	P116
V.4.2. Recommandations du RPA99/2003	P116
V.4.3. Sollicitations de calcul	P117
V.4.4. Calcul du ferrailage	P117
V.4.4.1. Calcul sous N_{max} et M_{cor}	P117
V.4.4.2. Calcul sous M_{max} et N_{cor}	P119
V.4.4.3. Calcul sous N_{min} et M_{cor}	P119
V.4.5. Vérifications.....	P122
V.4.6. Schéma de ferrailage	P120
V.5. Conclusion	P127
Chapitre VI Etudes des fondations.....	P128
VI.1. INTRODUCTION	P128
VI.2. Choix de type de fondations	P128
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	P128
VI.4. Etude des fondations	P129
VI.5. Radier général	P129
VI.5.1. Dimensionnement	P129
VI.5.2. Les vérifications	P130
VI.5.3. Ferrailage du radier	P132
VI.5.4. Schéma de ferrailage	P136
VI.5.5. Calcul du débord	P136
VI.6. Calcul des nervures	P137
VI.6.1. Calcul des sollicitations	P137
VI.6.2. Ferrailage	P140
VI.6.3. Vérifications	P141
VI.6.4. Schémas de ferrailage des nervures	P143
VI.7. Voile adossé	P144
VI.7.1. Introduction	P144
VI.7.2. Caractéristiques des voiles	P144
VI.7.3. Caractéristiques du sol	P144
VI.7.4. Méthode de calcul	P144
VI.7.4.1. Sollicitations	P144
VI.7.4.2. Ferrailage	P145
Conclusion générale	P148
Bibliographie.....	P149
Annexes.....	P150

TABLE DES FIGURES

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	P6
Figure I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton	P7
Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton	P8
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier	P10
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	P11
Figure II.1 : coupe de plancher a corps creux	P14
Figure II.2 : panneau sur 02 appuis	P15
Figure II.3 : panneau de dalle sur 3appuis	P15
Figure II.4 : Détail d'un escalier droit	P16
Figure II.5 : Escalier a deux volées avec palier de repos (type1)	P16
Figure II.6 : schéma statique de l'escalier d'étage courant	P17
Figure II.7 : Escalier balancé (type2).....	P17
Figure II.8 : Escalier balancé (type3).....	P17
Figure II.9 : Schémas de l'acrotère pour la terrasse inaccessible.....	P18
Figure II.10 : Coupe de voile en élévation	P19
Figure II.11 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités	P24
Figure II.12 : Les surfaces afférentes du poteau le plus sollicité (p1).....	P24
Figure II.13 : Surface afférente pour le poteau (P2).....	P29
Figure II.14 : Section brute (B_r).....	P32
Figure III.1 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+4.....	P34
Figure III.2 : Schéma de la poutrelle de Type 3 de l'étage courant.....	P37
Figure III.3 : Schéma de la poutrelle de Type 1 de l'étage courant.....	P39
Figure III.4 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant.....	P39
Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de Type 3 de l'étage courant.....	P40
Figure III.6 : Schéma de la poutrelle de Type 4 de l'étage courant.....	P40
Figure III.7 : Schéma d'une poutrelle.....	P42

Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	P51
Figure III.9 : Ferrailage de la Poutre de chaînage.....	P53
Figure III.10 : Dalle pleine sur 2 appuis	P54
Figure III.11 : Schéma statique de la dalle (type1)	P54
Figure III.12 : Schéma de ferrailage dalle pleine deux appui (habitation).....	P56
Figure III.13 : Dalle pleine sur 2 appuis (type2)	P57
Figure III.14 : Schéma statique de la dalle (type2).....	P57
Figure III.12 : Schéma de ferrailage dalle pleine deux appui (balcon).....	P59
Figure III.13 : Dalle pleine sur 3 appuis.....	P59
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis (habitation)	P63
Figure III.15 : Dalle pleine sur 3 appuis	P63
Figure III.16 : Schéma de ferrailage dalle pleine trois appui (balcon)	P66
Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier	P67
Figure III.21 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	P68
Figure III.22 : Schéma de Ferrailage de l'escalier	P73
Figure III.23 : Schéma statique du la poutre palière	P73
Figure III.24 : Section creuse équivalente	P75
Figure III.25 : Ferrailage de la Poutre palière	P77
Figure III.26 : Dimensions de l'acrotère.....	P78
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	P82
Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure	P84
Figure IV.2 : Disposition des voiles	P90
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode (translation suivant X)	P91
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode (translation suivant Y)	P91
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	P92
Figure V.1 : Moments résistants aux zones nodales	P106
Figure V.2 : Longueur de la partie tendue dans un voile	P118
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de voile Vx1.....	P126
Figure VI.1 : Schéma de rupture de la dalle du radier.....	P133
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.....	P136
Figure VI.3 : Schéma statique du débord.....	P136

Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du débord.....	P137
Figure VI.5 : Section à ferrailer.....	P140
Figure VI.6 : Voile adossé.....	P145
Figure VI.7 : Diagramme des contraintes.....	P145
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de mur adossé.....	P148

TABLE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier	P9
Tableau II.1 : Evaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible	P20
Tableau II.2 : Evaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible	P20
Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible.....	P21
Tableau II.4 : Charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible	P21
Tableau II.5 : Charges d'un plancher Corp. creux (16+4)	P21
Tableau II.6 : Evaluation des charges d'un Balcon	P22
Tableau II.7 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	P22
Tableau II.8 : Evaluation des charges sur l'acrotère	P22
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur l'escalier	P22
Tableau II.10 : les sections et le poids des poteaux	P23
Tableau II.11 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau	P25
Tableau II.12 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau (P_1)	P25
Tableau II.13 : La loi de dégression pour le poteau P_1	P26
Tableau II.14 : Evaluation des charges « G » pour le poteau (P_1).....	P27
Tableau II.15 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau	P30
Tableau II.16 : Vérification de la résistance (compression simple)	P31
Tableau II.17 : Vérification au flambement	P32
Tableau II.18 : Prévérification de l'effort normal réduit	P33
Tableau III.1 : Schémas statiques des différents types de poutrelles	P36
Tableau III.2 : Charges sur les poutrelles	P37
Tableau III.3 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)	P39
Tableau III.4 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 2	P39
Tableau III.6 : Les sollicitations de la poutrelle type 4 (étage habitation)	P41
Tableau III.7 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage habitation)	P42
Tableau III.8 : Les sollicitations maximales des poutrelles	P42
Tableau III.9 : Résumé de ferrailage des poutrelles	P50
Tableau III.10 : Vérification des états limite de compression du béton.....	P50
Tableau III.11 : Schémas de ferrailage des différents types des poutrelles	P50

Tableau III.12 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	P52
Tableau III.13 : Résultats de ferrailage d'une dalle pleine type 1.....	P55
Tableau III.14 : Résultats de ferrailage d'une dalle pleine type 2	P57
Tableau III.15 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS	P58
Tableau III.16 : Ferrailage du la dalle pleine sure trois appuis (d'étage courant).....	P61
Tableau III.17 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS	P61
Tableau III.18 : Ferrailage du la dalle pleine sure trois appuis (balcon)	P64
Tableau III.19 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS	P65
Tableau III.20 : Calcul des armatures principales	P69
Tableau III.21 : Vérification des contraintes à l'E.L.S	P71
Tableau III.22 : Vérification de la flèche à l'E.L.S	P72
Tableau III.23 : Les sollicitations de la poutre palière	P74
Tableau III.24 : Calcul des armatures principales	P74
Tableau III.25 : Vérification des contraintes à l'E.L.S	P77
Tableau III.26 : Combinaison d'action de l'acrotère	P79
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	P86
Tableau VI.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	P90
Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales	P92
Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales	P93
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques	P93
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit	P94
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements	P95
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	P96
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	P99
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	P100
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux	P102
Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales	P103
Tableau V.5 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	P104
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	P105
Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	P105
Tableau V.8 : Les moments résistants dans les poteaux	P106
Tableau V.9 : Vérification de la zone nodale	P107
Tableau V.10 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	P108
Tableau V.11: Ferrailage des poutres principales et secondaires	P111
Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles	P114

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton	P114
Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres	P114
Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	P115
Tableau V.16 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$	P117
Tableau V.17 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	P120
Tableau V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	P121
Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	P121
Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux	P122
Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux	P123
Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x6} dans tous les niveaux	P123
Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	P124
Tableau V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux	P124
Tableau V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	P125
Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux	P126
Tableau VI.1 : Section des armatures du radier.....	P133
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	P135
Tableau VI.3 : Sections d'armatures du débord.....	P135
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (y-y)	P139
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (x-x)	P139
Tableau VI.6 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	P140
Tableau VI.7 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....	P140
Tableau VI.8 : Vérification de l'effort tranchant.....	P141
Tableau VI.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	P141
Tableau VI.10: Résumé des résultats après vérification des contraintes.....	P142
Tableau VI.11: Schémas de ferrailage des nervures	P143
Tableau VI.12 : Ferrailage du voile adossé	P146
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le voile adossé	P147

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

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment en R+6 avec 4 entre sol à usage d'habitation conçue sur un terrain en pente. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Le premier chapitre expose la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques de quelques matériaux utilisés (béton et acier) ; Le deuxième chapitre concerne le prédimensionnement des éléments de la structure ; Au chapitre trois, il s'agit de l'étude des éléments secondaires, ainsi que leurs calculs et leurs ferraillements ; Au quatrième chapitre on va procéder à l'étude dynamique de la structure. Cette dernière sera modélisée par le logiciel SAP2000 et une disposition optimale des voiles sera adoptée. Dans le chapitre Cinq les sollicitations les plus défavorables seront tirées depuis le modèle réalisé puis on va ferrailer les éléments structuraux avec les combinaisons les plus défavorables. En fin nous procéderont à l'étude des fondations pour choisir le type qui convient à notre structure.

Nous terminons enfin, par une conclusion générale.

Chapitre I

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble de onze niveau (en R+6+4 entre sols) destiné à un usage habitation avec commerce et service. Le bâtiment est classé d'après les règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), une sismicité moyenne (zone IIa). La structure présente des irrégularités en plan et en élévation avec un seul décrochement.

1^{er} niveau à Z= 0,00 m.

2^{ème} niveau à Z=15,30 m.

I.3. Données de site : (Annexe I)

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 266 logements promotionnels avec commerce et service (LES OLIVIERS), projetés sur un site se trouvant au nord de la rue de la santé, dans la ville D'AKBOU.

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 limon schisteux graveleux en surface et des marnes schisteuses carbonatées compactes en profondeur. C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec un relief irrégulier généré par des éboulis 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) prévue 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 des sols de moyenne compacité.

- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.8 \text{ bars}$. (copie de rapport du sol en Annexe)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : $D=1,2 \text{ m}$ (copie de rapport du sol en Annexe)

I.4. Description architecturale :

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en (annexe VI) présente les caractéristiques suivantes :

- Une longueur de : **26.10m**.
- Une largeur de : **14.15m**.
- Une hauteur totale de : **33.66m**.
- Une hauteur du RDC de : **3.06m** (habitation).
- La hauteur des autres étages : **3.06 m**.

I.5. Description structurale :

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui n'est pas accessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droite à deux volées).

Les façades les murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, dans notre projet pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

I.6. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé). [4]
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [1]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [3]

- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [6]

I.7. Méthodes de calcul :

I.7.1. Actions et sollicitations :

I.7.1.1. les actions :

Définitions :

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

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

I.7.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.7.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'action à l'ELU :**➤ Situation durable ou transitoire :**

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

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ Situations accidentelles :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS :

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU : $1,35G+1,5Q$
 ELS : $G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q\bar{+}E$
 $0.8G\bar{+}E$

I.7.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.8. Caractéristique des matériaux :**I.8.1. Le béton :****I.8.1.1. Définition :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange, composé de 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.8.1.2. Composition du béton :

Un mètre cube de béton courant, est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l de Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

Cours MDC L3

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (} 5 < D_g < 15\text{mm) .} \\ \text{Gravier (} 15 < D_g < 25\text{mm) .} \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

[Dg] : Diamètre des grains

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.8.1.3. 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} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

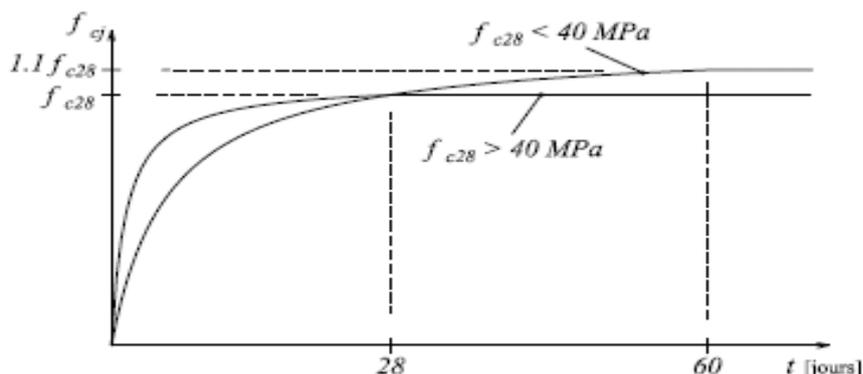


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

- c) **Contrainte limite :**
 - **Etat limite ultime :**
 - **Contrainte ultime de compression :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

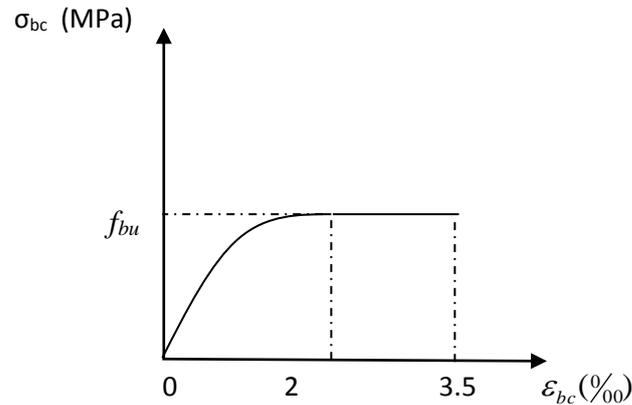


Figure I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

➤ **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, et défini par son module d'élasticité

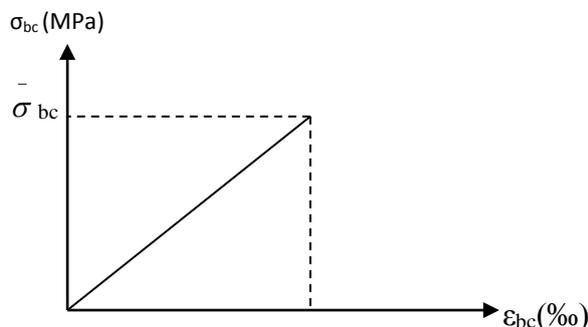


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d) Déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

• **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\text{d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

• **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

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

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.8.2. L'acier :

a) Définition :

Le matériau acier est un alliage de Fer et du Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de $F_e E 400$ type 1.

c) Contrainte limite :

• **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant

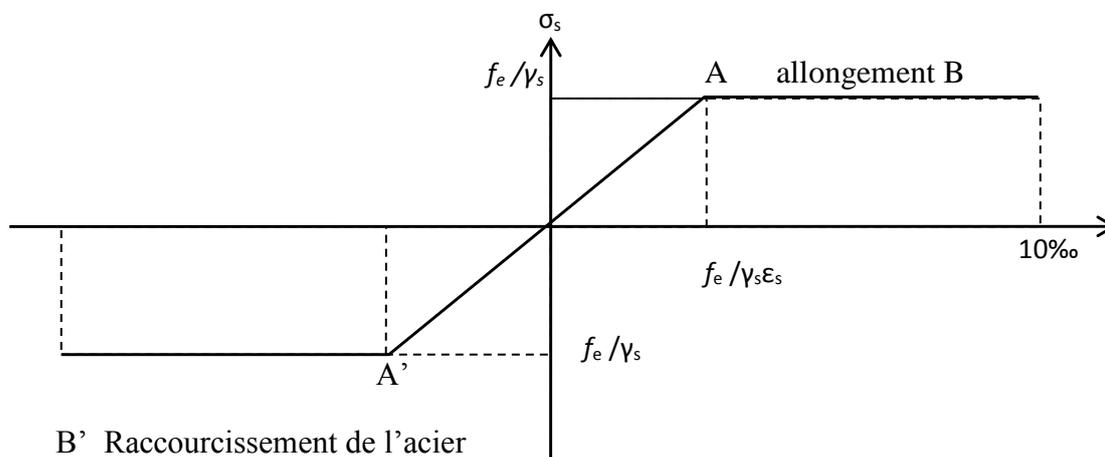


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable ou transitoire.} \end{cases}$

• **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.9 Hypothèses de calcul : [2] ; [3]

I.9.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.9.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- 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 raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

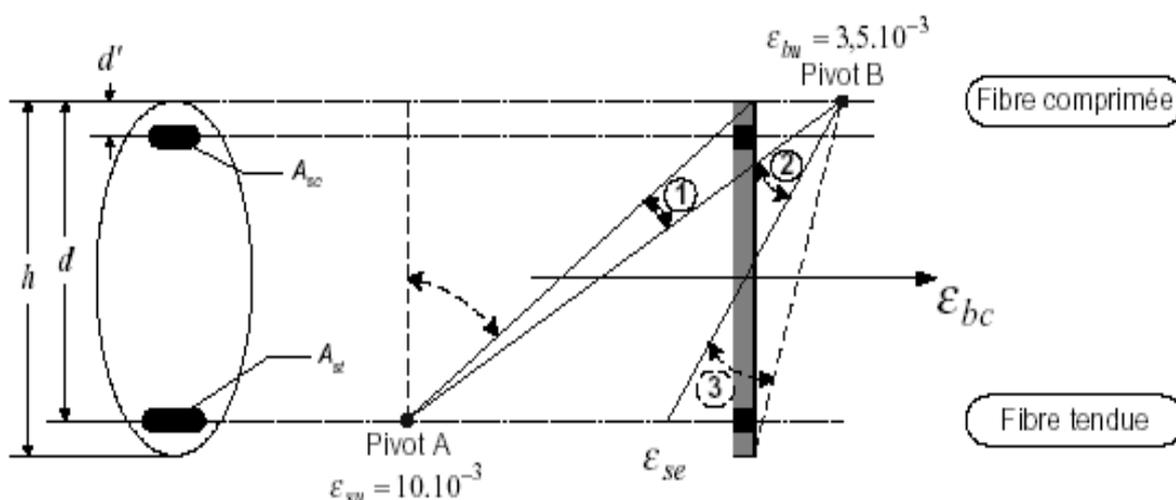


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section; règle des trois pivots.

I.10. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre II

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 INTRODUCTION

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient prédimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement. La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Prédimensionnement des Eléments secondaires

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

II.2.1 Les planchers à corps creux

Le prédimensionnement des planchers se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93})$$

Avec :

h_t : = $h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m \Rightarrow
$$\left\{ \begin{array}{l} L = 4.10 - 0.3 = 3.80 \text{ m} \\ h_t = 380 / 22.5 = 16.88 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20 cm d'épaisseur

Hauteur du corps creux : $h = 16$ cm.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm

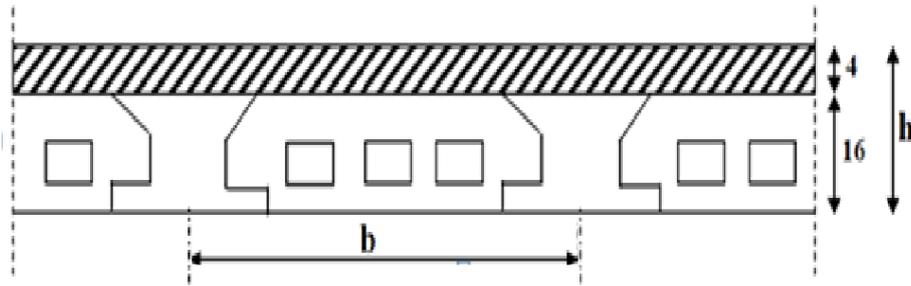


Figure II.1 : coupe de plancher à corps creux

II.2.2 Les dalles pleines :

II.2.2.1 Définition :

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

1. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

2. COUPE FEU :

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

- **Panneau sur 02 appuis (Figure II.2) :**

$$\frac{1.2}{35} \leq e \leq \frac{1.2}{30} \Leftrightarrow 2.66 \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

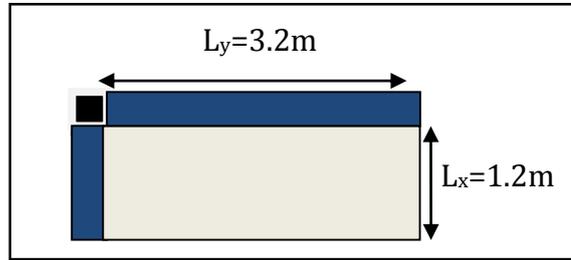


Figure II.2 : panneau sur 02 appuis

- **Panneau sur 03 appuis (Figure 2.3) :**

$$\frac{1.2}{50} \leq e \leq \frac{1.2}{40} \Leftrightarrow 2.4 \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

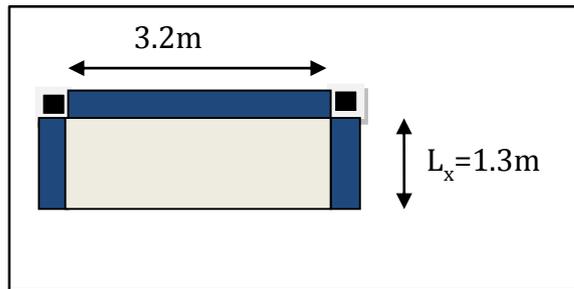


Figure II.3 : panneau de dalle sur 3 appuis

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=12 \text{ cm}$.

II.2.3 Les escaliers :

II.2.3.1. 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, on a trois types d'escalier, l'un du 4^{ème} sous-sol au 5^{ème} étage, et les deux autres du 5^{ème} étage au 6^{ème}.

La (figure II.4) montre une coupe sur un escalier droit avec ces différents constituants.

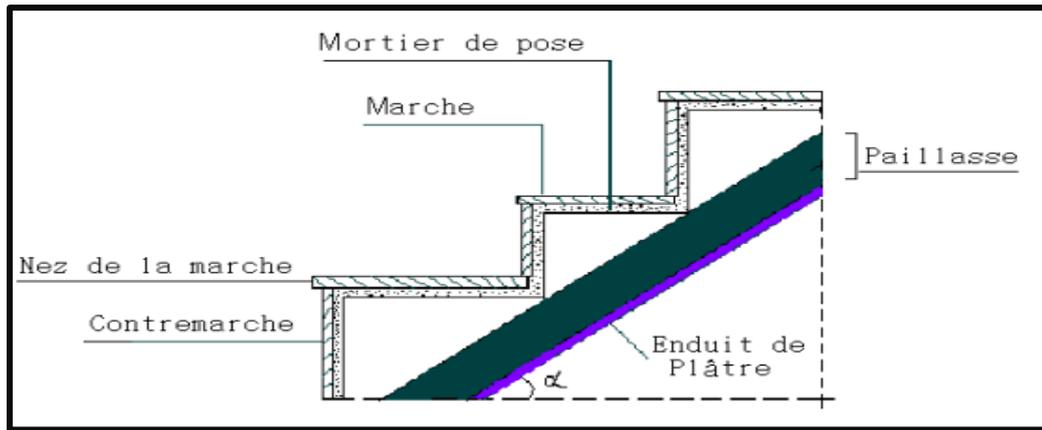


Figure II.4 : Détail d'un escalier droit

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur h des contremarches. Elle se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g qui se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

$$h = H/n$$

$$g = L / (n - 1)$$

n : est le nombre de marches sur la volée

II.2.3.2 Différents types d'escaliers :

- Du 4^{ème} sous-sol au 5^{ème} étage 1^{ère} et 2^{ème} volé :



Figure II.5 : Escalier à deux volées avec palier de repos (type 1)

Calcul de h et g : On a : $\begin{cases} L = 2.4 \text{ m} \\ h = 1.53 \text{ m} \end{cases}$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$.

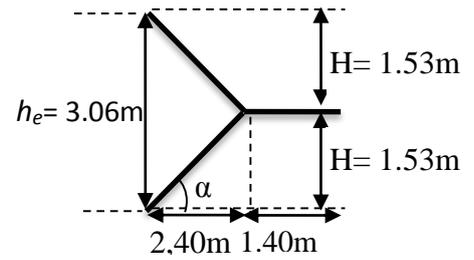


Figure II.6 : schéma statique de l'escalier d'étage courant

On trouve : $n = 9$ c.-à-d. : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donné par la condition $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = L_v + L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} + 0.30 + 1.40 = 4.56$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{456}{30} \leq e \leq \frac{456}{20} \Rightarrow 15.20 \text{ cm} \leq e \leq 22.80 \text{ cm}$$

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

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

- 5^{ème} et 6^{ème} étage (Duplex) :



Figure II.7 : Escalier balancé (type2)



Figure II.8 : Escalier balancé (type3)

II.2.4 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture (exemple de la figure II.9).

- Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60\text{cm}$.

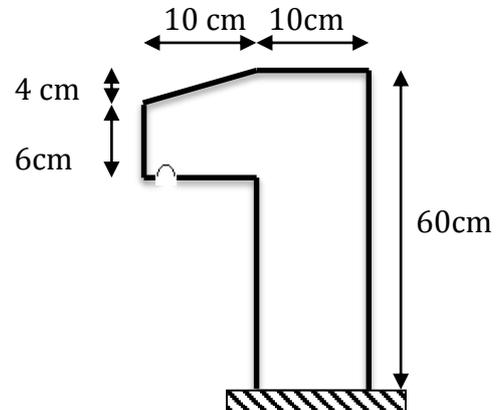


Figure II.9 : Schémas de l'acrotère pour la terrasse inaccessible

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Surface des acrotères sont :

$$S_{inacce} = 10 \times 60 + \frac{4 \times 10}{2} + 6 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.068 \text{ m}^2$$

II.3 Prédimensionnement des éléments principaux :

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

II.3.1 Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$ pour les voiles simples, ou h_e : hauteur libre d'étage ;
- $e \geq 15\text{cm}$
- Pour tous les étages. $h_e = 2,68 \text{ m}$;

D'où :

$$e \geq \frac{268}{20} = 13.4\text{cm. (pour tous les étages de la construction)}$$

Soit : **e= 15cm** pour tous les étages.

De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4e. \text{ D'où } L_{min} \geq 60 \text{ cm}$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment doivent être de largeur $\geq 60\text{cm}$.

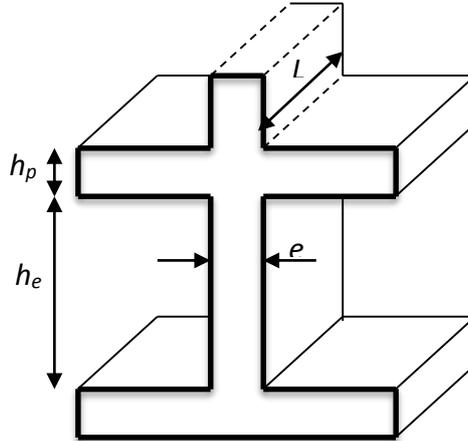


Figure II.10 : Coupe de voile en élévation

II.3.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

II.3.2.1 Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 3.70\text{m}$$

$$\frac{370}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67\text{cm} \leq h_{pp} \leq 37\text{cm}$$

Soit : **h= 35 cm et b = 30 cm.**

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les

$$\text{conditions suivantes : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h=35\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b=35/30=1.17 < 4 \end{array} \right.$$

II.3.2.2 Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Dans ce sens $L_{max} = 3.70m$ donc on adopte les mêmes dimensions que les poutres principales soit : **h = 35 cm b = 30cm**

II.3.3 Les poteaux :

Afin d’assurer la résistance et la stabilité de l’ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s’avère nécessaire

II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Terrasses inaccessible :**

Tableau II.1 : Evaluation des charges des planchers d’une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur ‘e’ (m)	Poids ‘G’ (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d’étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.43 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

➤ **Terrasses accessible :**

Tableau II.2 : Evaluation des charges des planchers d’une terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur ‘e’ (m)	Poids ‘G’ (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Multicouche d’étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à Corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.81 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible (dernier niveau) :**

Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.05	1.00
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 6.72 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Panneau dalle pleine (étage courant) :**

Tableau II.4 : Charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.69 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Plancher Etage courant :**

Tableau II.5 : Charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.33 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Dalle pleine (balcon) :**

Tableau II.6 : Evaluation des charges d'un Balcon

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.53 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 kn/m²	

➤ **Murs extérieur et murs de séparation entre appartements :**

Tableau II.7 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.80 kn/m²	

➤ **L'acrotère :**

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur l'acrotère

H _{auteur} (cm)	E _{paisseur} (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
60	10	0.35	2.65	1.0	3

➤ **Les escaliers :**

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur l'escalier

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	4.50	5.67
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.28

Enduit de ciment	0.4	0.4
Total G KN/m²	6.1	9.42
Total Q KN/m²	2.5	2.5

II.3.3.2 Descente de charge :

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément ;
- la charge de plancher qu'il supporte ;
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

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 :

Terrasse : Q_0

6^{ème} étage : $Q_0 + Q$

5^{ème} étage : $Q_0 + Q + 0.9 Q$

4^{ème} étage : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q$

3^{ème} étage : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q$

2^{ème} étage : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q$

1^{er} étage : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q$

RDC : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q + 0.5 Q$

1^{er} e-sol : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q + 0.5 Q + 0.5 Q$

2^{ème} e-sol : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q + 0.5 Q + 0.5 Q + 0.5 Q$

3^{ème} e-sol : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q$

4^{ème} e-sol : $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q$

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Tableau II.10 : les sections et le poids des poteaux

Etage	4 ^{ème} et 3 ^{ème} e-sol	2 ^{ème} et 1 ^{er} e-sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
S (cm ²)	60x55	55x50	50x45	45x40	40x35	35x30
G ₀ (KN)	23.76	19.8	16.2	12.96	10.08	7.56

Hauteur libre du poteau : $h_e = 2.88\text{m}$ pour tous les niveaux

Poids propres des poutres : $G_{poutres} = (0.3 \times 0.35 \times 25 \times L) = 2.625L$

L = étant la longueur de la poutre.

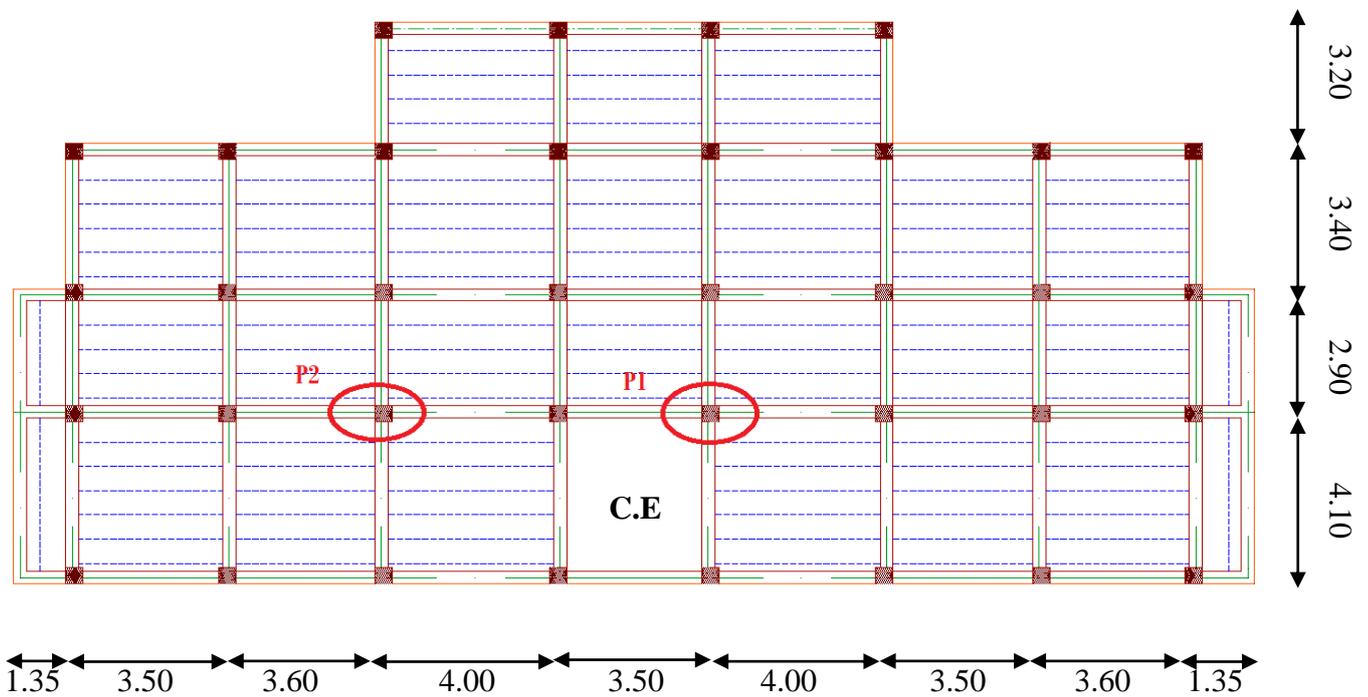


Figure II.11 : vue en plan des poteaux les plus sollicités

Surfaces afférentes pour les poteaux les plus sollicités :

1) Poteau (P1) au niveau de la cage d'escalier :

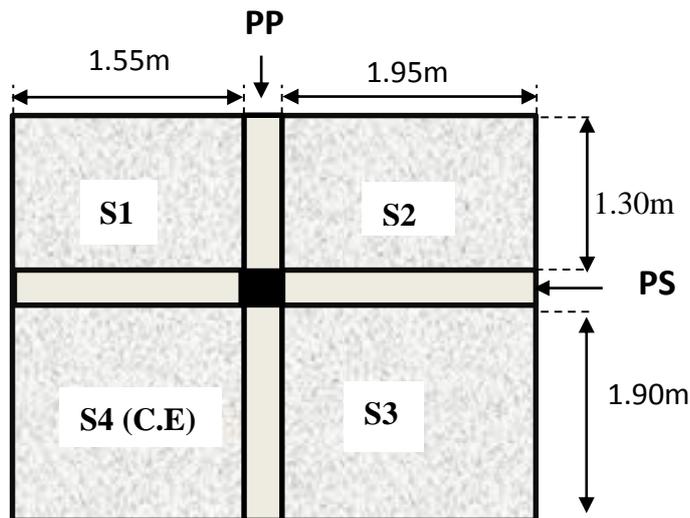


Figure II.12 : les surfaces afférentes du poteau le plus sollicité (p1)

- Poutres principales (30×35).
- Poutres secondaires (30×35).
- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
- ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

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

Tableau II.11. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	$S_{\text{afférente}}$ (m ²)	S_{escalier} (m ²)	S_{poutres} (m ²)	S_{totale} (m ²)
Terrasse	7.925	/	2.03	9.96
6 ^{ème} étage	10.39	/	2.03	12.42
5 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	7.60	2.99	2.03	9.63
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	7.60	2.99	2.03	9.63
RDC et 1 ^{er} étage	7.60	2.99	2.03	9.63
1 ^{er} et 2 ^{ème} e-sol	7.60	2.99	2.03	9.63
3 ^{ème} et 4 ^{ème} e-sol	7.60	2.99	2.03	9.63

➤ **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d’escalier P₁ :**

- Surcharge sur terrasse : $Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$
- Surcharge sur escalier : $Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$
- Surcharge sur les autres étages : $Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$

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

Tableau II.12.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveau	q (t/m ²)	q _{esc} (t/m ²)	Q _{esc} (t)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.10	/	/	0.996
6^{ème} étage	0.15	/	/	1.863
5^{ème} et 4^{ème} étage	0.15	0.25	0.70	1.840
2^{ème} et 3^{ème} étage	0.15	0.25	0.70	1.840
RDC et 1^{er} étage	0.15	0.25	0.70	1.840
1^{er} et 2^{ème} e-sol	0.15	0.25	0.70	1.840
3^{ème} et 4^{ème} e-sol	0.15	0.25	0.70	1.840

➤ **Différentes Surcharges d’exploitation selon La loi de dégression :**

- N₀ : 9.96KN. (Terrasse inaccessible)
- N₁ : 9.96+18.63 = 28.59KN. (Étage 6)
- N₂ : 9.96+0.95 (18.63+18.40) = 45.14 KN. (Étage 5)
- N₃ : 9.96+0.9 (18.63+2×18.40) =59.88 KN. (Étage 4)
- N₄ : 9.96+0.85 (18.63+3×18.40) =72.72 KN. (Étage 3)
- N₅ : 9.96+0.8 (18.63+4×18.40) =83.74 KN. (Étage 2)
- N₆ : 9.96+0.75 (18.63+5×18.40) =93.01KN. (Étage 1)
- N₇ : 9.96+0.71 (18.63+6×18.40) =101.57KN. (RDC)
- N₈ : 9.96+0.68 (18.63+7×18.40) =110.21KN. (e-sol -1)
- N₉ : 9.96+0.667 (18.63+8×18.40) =120.57 KN. (e-sol -2)
- N₁₀ : 9.96+0.65 (18.63+9×18.40) =129.70 KN. (e-sol -3)
- N₁₁ : 9.96+0.636 (18.63+10×18.40) =138.83 KN. (e-sol -4)

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

Tableau II.13.La loi de dégression pour le poteau P₁ :

Q _i	Q (t)
Q ₀	0.996
Q ₁	2.859
Q ₂	4.514
Q ₃	5.988
Q ₄	7.272
Q ₅	8.374
Q ₆	9.301
Q ₇	10.157
Q ₈	11.021
Q ₉	12.057
Q ₁₀	12.970
Q ₁₁	13.883

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

Tableau II.14.Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

G _i	désignation	Section (m ²)	G total (t)
G₀	Terrasse inaccessible	7.925	5.096
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.35×0.30	0.756
	total	/	7.623
G₁	Venant de G ₀	/	7.623
	Poids du plancher étage courant	12.42	6.620
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.35×0.30	0.756
	total	/	16.770
G₂	Venant de G ₁	/	16.770
	Poids du plancher étage courant	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.35×0.40	1.008

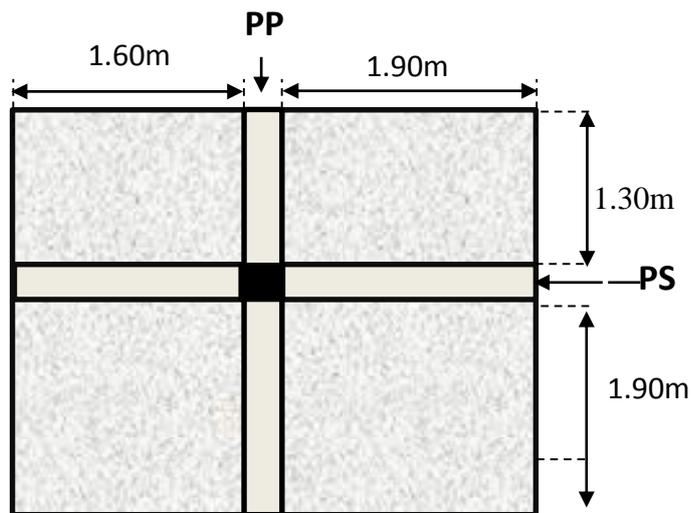
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	27.498
G₃	Venant de G ₂	/	27.498
	Poids du plancher étage courant	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.40×0.35	1.008
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	38.226
G₄	Venant de G ₃	/	38.226
	Poids du plancher étage courant	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.45×0.40	1.296
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	49.242

G_i	désignation	Section (m²)	G total (t)
G₅	Venant de G ₄	/	49.242
	Poids du plancher étage courant	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.45×0.40	1.296
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	60.258
G₆	Venant de G ₅	/	60.258
	Poids du plancher étage courant	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.50×0.45	1.620
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	71.598
G₇	Venant de G ₆	/	71.598
	Poids du plancher du RDC	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.50×0.45	1.620

	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	82.938
G₈	Venant de G ₇	/	82.938
	Poids du plancher s-sol -1	9.63	5.133
	Poids poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.55×0.50	1.980
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	94.638
G₉	Venant de G ₈	/	94.638
	Poids du plancher s-sol -2	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.55×0.50	1.980
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	106.338

G_i	désignation	Section (m²)	G total (t)
G₁₀	Venant de G ₉	/	106.338
	Poids du plancher sous-sol-3	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.60×0.55	2.376
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	118.434
G₁₁	Venant de G ₁₀	/	118.434
	Poids du plancher sous-sol-4	9.63	5.133
	Poids des poutres	0.35×0.30	1.771
	Poids de poteau	0.60×0.55	2.376
	Poids d'escalier	2.99	2.816
	total	/	130.53

A la base : $\begin{cases} G = 130.53t \\ Q = 13.838t \end{cases}$ pour le poteau P₁

B) Poteau central « P₂ » :Figure II.13 : Surface afférente pour le poteau « P₂ ».

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

$$\text{A la base : } \begin{cases} G = 121.69t \\ Q = 13.459t \end{cases} \quad \text{pour le poteau } P_2$$

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{totale}} = 130.53t, \quad Q_{\text{totale}} = 13.838t$$

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

Tableau II.15 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (t)	Q(t)	N _u (t)
N ₀	7.623	0.996	11.785
N ₁	16.770	2.859	26.928
N ₂	27.498	4.514	43.893
N ₃	38.226	5.988	60.587
N ₄	49.242	7.272	77.388
N ₅	60.258	8.374	93.909
N ₆	71.598	9.301	110.609
N ₇	82.938	10.157	127.202
N ₈	94.638	11.021	144.293
N ₉	106.338	12.057	161.642
N ₁₀	118.434	12.970	179.341
N ₁₁ (base)	130.53	13.883	197.04

II.3.4. Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 130.53 + 1.5 \times 13.883 = 197.04t$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U de 10%, tel que :

$$N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$$

L'effort normal maximum $N_u = 197.04t$.

Donc : $N_u = 1.1 \times 197.04 = 216.744t$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2167.44 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.153m^2$$

$$B \geq 0.153m^2$$

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

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

Niveau	N_U (MN)	B (m^2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
4 ^{ème} e-sol	2167.44×10^{-3}	3300×10^{-4}	6.57	Vérifiée
3 ^{ème} e-sol	1972.75×10^{-3}	3300×10^{-4}	5.98	Vérifiée
2 ^{ème} e-sol	1778.06×10^{-3}	2750×10^{-4}	6.47	Vérifiée
1 ^{er} e-sol	1587.23×10^{-3}	2750×10^{-4}	5.77	Vérifiée
RDC	1399.22×10^{-3}	2250×10^{-4}	6.21	Vérifiée
1 ^{er} étage	1216.70×10^{-3}	2250×10^{-4}	5.41	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1033×10^{-3}	1800×10^{-4}	5.73	Vérifiée
3 ^{ème} étage	851.27×10^{-3}	1800×10^{-4}	4.73	Vérifiée
4 ^{ème} étage	666.46×10^{-3}	1400×10^{-4}	4.76	Vérifiée
5 ^{ème} étage	482.82×10^{-3}	1400×10^{-4}	3.45	Vérifiée
6 ^{ème} étage	296.21×10^{-3}	1050×10^{-4}	2.82	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \min(35;30)\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \min(35;30)\text{cm} \geq \frac{288}{20} = 14.4 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1/b_1 \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 35/30 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

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 :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93 (Article B.8.2.1)

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

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

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

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 $As = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

BAEL 91(7-4-2)

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

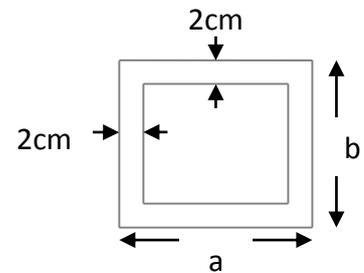


Fig II.10 : Section brute (Br).

Tableau II.17 : Vérification au flambement :

Section de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
60×55	3300	288	201.6	10.75	0.834	3074	2167.44	1181.47
55×50	2750	288	201.6	12.69	0.828	2544	1778.06	976.24
50×45	2250	288	201.6	13.97	0.823	2064	1399.22	772.91
45×40	1800	288	201.6	15.52	0.818	1634	1033	574.10
40×35	1400	288	201.6	17.45	0.810	1254	666.46	374.05
35×30	1050	288	201.6	19.96	0.798	924	296.21	168.75

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 :

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

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

Tableau II.18 : Pré vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _u (KN)	v	Observation
4 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	60×55	3300	2167.44	0.26	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	55×50	2750	1778.06	0.25	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	50×45	2250	1399.22	0.24	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×40	1800	1033	0.23	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×35	1400	666.46	0.19	vérifiée
6 ^{ème} étage	35×30	1050	296.21	0.11	vérifiée

II.4. 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 :

- Poutres principales : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 4^{ème} et 3^{ème} sous-sol : $60 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} sous-sol : $55 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux du RDC et 1^{er} étage : $50 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} étage : $45 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage : $40 \times 35 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 6^{ème} étage : $35 \times 30 \text{ cm}^2$

Chapitre III

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 INTRODUCTION :

Un bâtiment est constitué d'un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories d'éléments (éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers :

III.2.1. Les poutrelles des planchers (16+4) :

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (III.1)

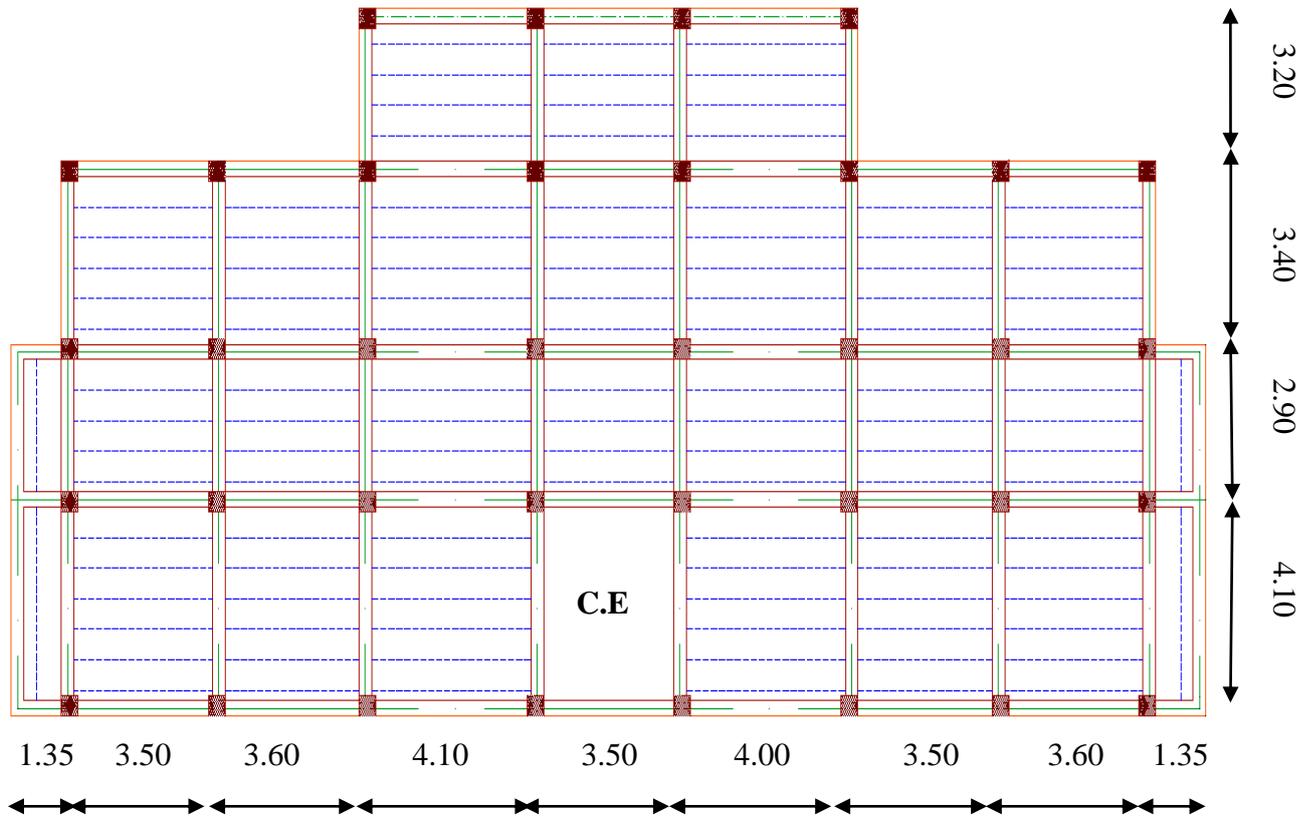


Figure III.1 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+4

III.2.1.1. Les différents types des poutrelles obtenues sont :

Tableau III.1 : Schémas statiques des différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

III.2.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des Sollicitations Peut se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2)

- 1) $G \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN}/\text{m}^2)$ plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les plancher à corps creux.
- 2) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ toutes les travées de nos poutrelles vérifient cette condition ,sauf le type 4.
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans ce cas-là ; la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.2.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

À l'ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = 1_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0 = 0.65m$.

Tableau III.2 : Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.43	1	10.18	6.62	7.43	4.83
Etages courant	5.33	1.5	9.45	6.14	6.83	4.44

III.2.1.5. Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 3 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

➤ **Poutrelles du plancher étage courant (Type 3) :**

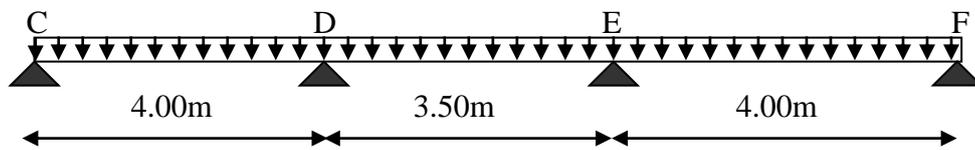


Figure III.2 : Schéma de la poutrelle de Type 3 de l'étage courant

• **moment isostatique :**

Travée C-D : $M_0^{CD} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.14 \times 4.00^2}{8} = 12.30 KN.m$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{6.14 \times 3.50^2}{8} = 9.40 KN.m$

Travée E-F : $M_0^{EF} = \frac{6.14 \times 4.00^2}{8} = 12.30 KN.m$

• **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive : $M_C = M_F = 0$

Appuis intermédiaires : $M_D = M_E = -0.5 \max (M_0^{CD} ; M_0^{DE} ; M_0^{EF}) = -0.5 \times 12.30 = -6.15 KN.m$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.33} = 0.22 ; \alpha = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.07 \geq 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.27 \end{cases}$$

Travée C-D :

$$M_t + \frac{0 + 6.15}{2} \geq (1.07 \times 12.30) \Rightarrow M_t \geq 10.08 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 12.30 \Rightarrow M_t \geq 7.81 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(10.08; 7.81) \Rightarrow M_t = 10.08 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t + \frac{6.15 + 6.15}{2} \geq 1.07 \times 9.40 \Rightarrow M_t \geq 3.90 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.07}{2} \times 9.40 \Rightarrow M_t \geq 5.02 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(3.90; 5.02) \Rightarrow M_t = 5.02 \text{KN.m}$$

Travée E-F :

$$M_t + \frac{6.15 + 0}{2} \geq 1.07 \times 12.30 \Rightarrow M_t \geq 10.08 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 12.30 \Rightarrow M_t \geq 7.81 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(10.08; 7.81) \Rightarrow M_t = 10.08 \text{KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{P_u \times l_i}{2}$ sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majeure de :

15% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travée C-D :

$$V_C = \frac{P_u \times L_{CD}}{2} = \frac{6.14 \times 4.00}{2} = 12.28 \text{KN.}$$

$$V_D = -1.10 \frac{P_u \times L_{CD}}{2} = \frac{6.14 \times 4.00}{2} = -13.50 \text{KN.}$$

Travée D-E

$$V_E = -\frac{P_u \times L_{DE}}{2} = -\frac{6.14 \times 3.50}{2} = -10.75 \text{KN.}$$

$$V_D = \frac{P_u \times L_{BC}}{2} = 1.10 \frac{6.14 \times 3.5}{2} = 11.82 \text{KN.}$$

Travée E-F:

$$V_F = \frac{P_u \times L_{EF}}{2} = \frac{6.14 \times 4.00}{2} = 12.28 \text{KN.}$$

$$V_E = 1.10 \frac{P_u \times L_{EF}}{2} = 1.10 \frac{6.14 \times 4.40}{2} = 13.50 \text{KN.}$$

➤ Plancher étage courant (Type 1) :

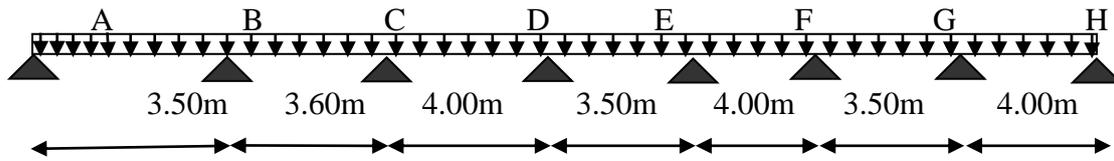


Figure III.3 : Schéma de la poutrelle de Type 1 de l'étage courant

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.3 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)

Travée	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.5	6.14	4.44	9.40	6.80	0	0	-4.97	-3.60	7.96	5.47	10.74	-11.82
B-C	3.6	6.14	4.44	9.94	7.20	-4.97	-3.60	-4.92	-3.55	5.66	4.01	11.05	-12.15
C-D	4.0	6.14	4.44	12.3	8.88	-4.92	-3.55	-4.92	-3.55	8.24	6.62	12.28	-13.50
D-E	3.5	6.14	4.44	9.40	6.80	-4.92	-3.55	-4.92	-3.55	5.31	3.72	10.74	-11.82
E-F	4.0	6.14	4.44	12.3	8.88	-4.92	-3.55	-4.92	-3.55	8.24	6.62	12.28	-13.50
F-G	3.5	6.14	4.44	9.40	6.80	-4.92	-3.55	-4.97	-3.60	5.31	3.72	10.74	-11.82
G-H	3.6	6.14	4.44	9.94	7.20	-4.97	-3.60	0	0	8.15	5.90	11.05	12.05

➤ Plancher étage courant (Type 2) :

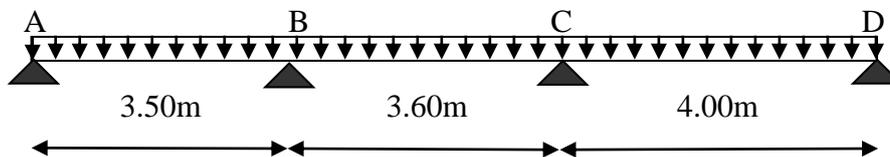


Figure III.4 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.4 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 2

Travée	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V (KN)	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
A-B	3.5	6.14	4.44	9.40	6.80	0	0	-4.97	-3.6	7.57	5.47	10.74	-11.82
B-C	3.6	6.14	4.44	9.94	7.20	-4.97	-3.6	-6.15	-4.44	6.31	4.57	11.05	-12.05
C-D	4.0	6.14	4.44	12.3	8.88	-6.15	-4.44	0	0	10.69	7.70	12.28	13.50

➤ Plancher étage courant (Type 3) :

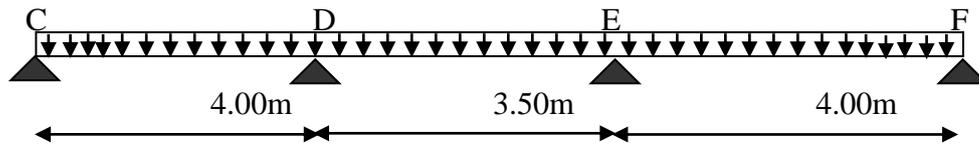


Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de Type 3 de l'étage courant

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.5 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (étage habitation)

		P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V (KN)	
Travée	L(m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
C-D	4.00	6.14	4.44	12.30	8.76	0	0	-6.15	-4.44	10.08	7.28	12.28	-13.50
D-E	3.50	6.14	4.44	9.22	6.80	-6.15	-4.44	-6.15	-4.44	5.02	3.64	11.62	-10.75
E-F	4.00	6.14	4.44	12.30	8.76	-6.15	-4.44	0	0	10.08	7.28	12.28	13.50

➤ Plancher étage courant (Type 4) :

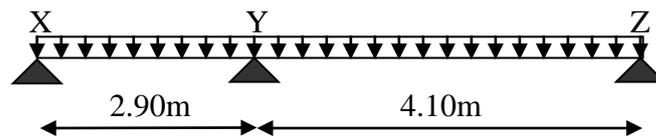


Figure III.6 : Schéma de la poutrelle de Type 4 de l'étage courant

Dans ce type la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée dans ce cas on applique la méthode de Caquot.

$P_u = 6.14 \text{ KN}; P_s = 4.44 \text{ KN}$

$M_x = M_z = 0 \text{ KN.m}$

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

$P_g = P_d = 6.14 \text{ KN/m}$

Longueurs fictives :

$L_g' = L_g = 2.90 \text{ m.}$

$L_d' = L_d = 4.10 = 4.10 \text{ m.}$

$$M_y = - \frac{6.14 \times (2.90^3 + 4.10^3)}{8.5 \times (2.90 + 4.10)} = -9.63 \text{ KN.m}$$

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

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

Travée X-Y :

$$x = \frac{2.90}{2} - \frac{0 - (-9.63)}{6.14 \times 2.90} = 0.91m$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 0.91}{2} \times (2.90 - 0.91) = 5.55KN.m$$

$$M(x) = 5.55 + \left(-9.63 \times \frac{0.91}{2.90} \right) = 2.53KN.m$$

Travée Y-Z :

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{-9.63 - 0}{6.14 \times 4.10} = 2.43m$$

$$M_0(x) = \frac{6.14 \times 2.43}{2} \times (4.10 - 2.43) = 12.46KN.m$$

$$M(x) = 12.46 - 9.63 \times \left(1 - \frac{2.43}{4.10} \right) = 1.15KN.m$$

L'effort tranchant :

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

Travée X-Y:

$$V_x = \frac{6.14 \times 2.90}{2} + \frac{-2.53 - 0}{2.90} = 8.03KN$$

$$V_y = -\frac{6.14 \times 2.90}{2} + \frac{-2.53 - 1.15}{2.90} = -10.17KN$$

Travée Y-Z:

$$V_y = \frac{6.14 \times 4.10}{2} + \frac{-2.53 - 1.15}{4.10} = 13.48KN$$

$$V_z = -\frac{6.14 \times 4.10}{2} + \frac{0 - 1.15}{4.10} = -11.88KN$$

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.6 : Les sollicitations de la poutrelle type 4 (étage habitation)

		P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V (KN)	
Travée	L(m)	P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g	V _d
X-Y	2.90	6.14	4.44	0	0	-9.63	-6.93	2.53	1.84	8.03	-10.17
Y-Z	4.10	6.14	4.44	-9.63	-6.93	0	0	1.15	0.84	13.48	-11.88

- **Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :**

Tableau III.7 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage habitation)

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max}	M_t^{max}	V^{max}	M_a^{max}	M_t^{max}
Type 1	4.97	8.24	13.50	3.60	6.62
Type 2	6.15	10.69	13.50	4.44	7.70
Type 3	6.15	10.08	13.50	4.44	7.28
Type 4	9.63	2.55	13.48	6.96	1.83

III.2.1.6. La sollicitation maximale (plancher 16+4) utilisée dans le ferrailage :

Tableau III.8 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU				ELS	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V_u^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
Étage courant	10.69	6.15	13.50	1.85	7.70	4.44

III.2.1.7. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

III.2.1.8. Le dimensionnement des poutrelles :

$h_t = 20 \text{ cm}$; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (8 \text{ à } 12)$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$; $b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents

Poutrelles, ($L_y = 2.9 - 0.3 = 2.6\text{m}$).

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{260}{10} \right]; \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{260}{10} \right] = 26 \text{ cm}$$

On adopte: $b_1 = 25 \text{ cm}$.

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 60 \text{ cm}$** .

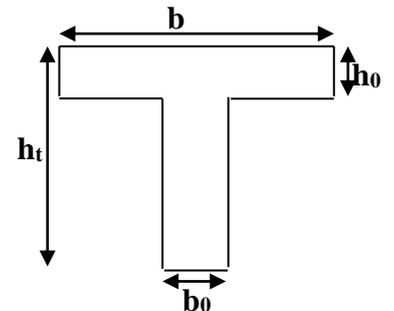


Figure III.7 : schéma d'une poutrelle

III.2.1.9. Calcul des armatures longitudinales :**➤ Plancher étage d'habitation****• Calcul à l'ELU :**

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h$.

Si : $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 54.53 \text{KN.m}$$

On a $M_t^{\max} = 10.08 \text{KN.m}$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

1- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.08 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.036 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$.

$\mu_{bu} = 0.036 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.178 \text{m}$.

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{10.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.178} \Rightarrow A_a = 1.627 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.627 \text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow (A_{min} = 1.30 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_{tr} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{cm}^2$.

2- En appuis :

a) **Appuis intermédiaires :** $M_a^{\max} = -6.15 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.15 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.133 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \xi_{st}=10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu}=0.122 < \mu_l=0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée ;}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.179$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.179) = 0.167 \text{m.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{6.15 \times 10^{-3}}{348 \times 0.167} \Rightarrow A_a = 1.059 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.059 \text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.174 \times 10^{-5} \text{m}^2$$

$$\Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 1.63 \text{ cm}^2$

b) Appui de rive :

L'appui de rive est ferrailé avec un moment de rive :

$$M^{\text{rive}} = -0.15M_0 = -1.85 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.85 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0402 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \xi_{st}=10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée ;}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{m.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{1.85 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_a = 0.302 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 0.302 \text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.2174 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$\Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_{\text{rive}} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2.$

• Vérification à l'ELU :

a) Cisaillement :

$$V^{\max} = 13.50 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{13.50 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.75 \text{Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33MPa \\ \tau_u < \bar{\tau}_u. \text{ Vérifier.} \end{cases}$$

b) Calcul des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 5.71mm ; \text{ On adopte un étrier } \emptyset 6 \text{ avec } A_t = 2\emptyset 6 = 0.56cm$$

c) Les espacements :

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

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \dots \text{CBA.ArtA.5.1.2.3} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, cadres droites.)

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.10(0.76 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0.69m$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} \Rightarrow S_t \leq 0.56m$$

On prend **St=15cm**

d) Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant Vu :

1. Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(13.50 \times 10^{-3} - \frac{6.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -7.033 \times 10^{-5} m^2 = -0.703 cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

2. Au niveau de l'appui de rive :

On a : $M_u = 0KN.m$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{13.50 \times 10^{-3} \times 1.05}{400} = 0.354 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow (A_l = 3.84 cm^2) \\ \geq 0.393 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

e) Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{13.50 \times 10^{-3} \left(\frac{0.60 - 0.10}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.868 MPa.$$

$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.868 MPa \dots \dots \dots$ Vérifié.

- Vérification à l'ELS :
 - a) État limite de compression du béton :

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

En travée : $M_t^{max} = 7.70 \text{ KN.m}$

➤ Position de l'axe neutre y :

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

BAEL91.L.III.3

$$H = 0.60 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

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

$$10 \times y^2 + [2 \times (60 - 10) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(60 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.05] = 0$$

$$10y^2 + 491.5y - 2447 = 0 \dots\dots\dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.56 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{10 \times 4.56^3}{3} + (60 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (60 - 10) \times 4 \times \left(4.56 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.56)^2 \Rightarrow I = 10157.44 \text{ cm}^4$$

➤ Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.70 \times 10^{-3}}{1015.74 \times 10^{-8}} \times 0.0456 = 3.45 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifié. **(BAEL E.III.2)**

En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -4.44 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 1.57 \times y) - (15 \times 1.57 \times 18) = 0$$

$$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 7.15 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.15)^3 + (15 \times 1.57) \times (18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.44 \times 10^{-3}}{3990.8 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 7.95 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.95MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots$ vérifié

b) Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche :**

Pour illustrer l'évaluation de la flèche, on prendra comme exemple la poutrelle type trois du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur le (tableau 3-11).

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Article L.VI, 2)}$$

$$\text{on a: } \begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ \frac{0.2}{4.10} \leq \frac{10.08}{15 \times 10.08} \Rightarrow 0.048 \leq 0.066 \end{cases}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

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

f_{ij} : 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 selon le chargement considérée :

- $q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82KN / m \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- $q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.46KN / m \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.43KN / m \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.82 \times 4.00^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.64 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.46 \times 4.00^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.92 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.43 \times 4.00^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 8.86 \text{KN.m}$$

1. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.56 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 10157.44 \text{cm}^4$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (60 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (60 - 10)4 + 15(3.05 + 0)}$$

$y_G = 7.23 \text{ cm}$

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

$$I_0 = \frac{60}{3} (7.23)^3 + 10 \frac{(20 - 7.23)^3}{3} - (60 - 10) \frac{(7.23 - 4)^3}{3} + 15 [3.05 (18 - 7.23)^2 + 0]$$

$I_0 = 19245.17 \text{ cm}^2$

2. Calcul des contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.64 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0456)}{10157.44 \times 10^{-8}} = 72.24 \text{MPa} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.92 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0456)}{10157.44 \times 10^{-8}} = 137.34 \text{MPa} \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.86 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0456)}{10157.44 \times 10^{-8}} = 175.84 \text{MPa}$$

3. Inerties fictives (If) :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.5 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.00 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 72.24 + 2.1} = 0.48$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 175.84 + 2.1} = 0.74$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (2.5 \times 0.48)} = 9622.58 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (2.5 \times 0.68)} = 7840.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (2.5 \times 0.74)} = 7427.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 19245.17}{1 + (1 \times 0.68)} = 12601.00 \text{ cm}^4$$

4. Calcul des flèches :

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{3.64 \times 10^{-3} \times 4.00^2}{10 \times 32164.2 \times 9622.58 \times 10^{-8}} = 0.0019 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{ig} = \frac{6.92 \times 10^{-3} \times 4.00^2}{10 \times 32164.2 \times 7840.62 \times 10^{-8}} = 0.0044 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{ip} = \frac{8.86 \times 10^{-3} \times 4.00^2}{10 \times 32164.2 \times 7427.96 \times 10^{-8}} = 0.0060 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{6.92 \times 10^{-3} \times 4.00^2}{10 \times 10721.4 \times 12601.00 \times 10^{-8}} = 0.0081 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0081 - 0.0019 + 0.0060 - 0.0044 \\ \Rightarrow \Delta f_t = 0.0078 \text{ m}$$

$\Delta f = 0.78 \text{ cm} < f_{adm} = 0.80 \text{ cm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

Le résumée des ferrailrages de tous les poutrelles :

Tableau III.9 : résumé de ferrailage des poutrelles

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage courant	travée	10.08	0.036	0.045	17.8	1.627	1.3	2HA12+1HA10 =3.05
	Appuis interm	6.15	0.133	0.179	16.7	1.059	0.217	1HA10+1HA8 =1.29
	Appuis de rive	1.85	0.040	0.051	17.6	0.302	0.217	1HA10=0.79

III.2.1.1. Vérifications des contraintes à ELS :

➤ Etat limite de compression de béton :

Tableau III.10 : Vérification des états limite de compression du béton.

		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Etage courant	travée	7.70	4.56	10157.44	3.45	15	Vérifié
	Appuis	4.44	7.15	3990.8	7.95	15	Vérifié

III.2.1.2. Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+4) :

Tableau III.11 : Schémas de ferrailage des différents types des poutrelles.

	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Plancher étage courant			

III.2.1.3. Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (St = 20cm) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// = A_{\perp}/2 = 0.65/2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$
 ; choisit :

$$4\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$
 ; (St = 25) $\leq 30\text{cm}$C'est vérifié.

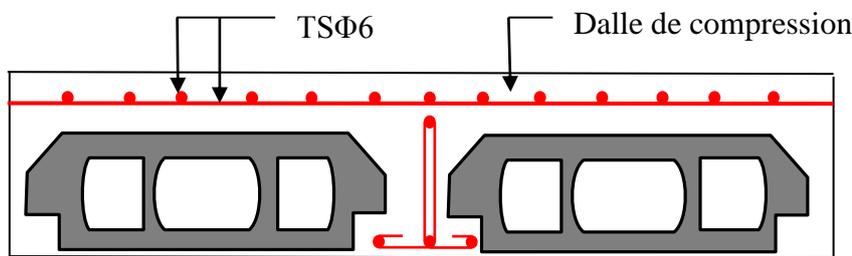


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude de la poutre de chaînage :

III.3.1. Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

III.3.2. Dimensionnement :

$$L_{\max} = 4.10\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm} \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$h \geq 15\text{cm}$; $b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$ (30 cm est l'épaisseur de mur). On adopte :

$h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$.

III.3.3. Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.35 \times 0.30 \Rightarrow P_p = 2.62 \text{KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.755 \text{ KN/m.}$

$P_u = 1.35 \times (2.62 + 7.755) \Rightarrow P_u = 14.01 \text{ KN/ml ; } P_s = 7.755 + 2.62 = 10.37 \text{KN/ml}$

III.3.4. Calcul à l'E.L.U

$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 29.44 \text{KN m ; } M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 22.08 \text{KN.m;}$

$M_a = -0.5 M_u = -14.72 \text{KN.m}$

III.3.5. Calcul des armatures longitudinales :

$d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.30 \Rightarrow d = 0.27 \text{m}$

Tableau III.12 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	22.08	0.021	0.026	0.267	2.38	0.978	3HA12=3.39
En appui	-14.72	0.014	0.018	0.268	1.56	0.978	3HA10=2.36

III.3.6. Vérifications à l'E.L.U

• **Effort tranchant**

$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 28.90 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.344 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$

• **Calcul des armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm}$

Soit un cadre HA10 plus un étrier HA10 $P A_t = 4 \text{HA10} = 3.14 \text{cm}^2$

• **L'espacement:**

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.12 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30(0.344 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad (\text{CBA Art A.5.1.2.3})$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 35} \Rightarrow S_t \leq 90 \text{cm}$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm.}$

On adopte $S_t = 15 \text{cm.}$

III.3.7. Vérification à l'E.L.S

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$$

$$M_S = 21.79 \text{KN.m.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 16.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_S = -10.89 \text{KN.m}$$

Calcul de y : $A_t = 3.39 \text{cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A_t \times y - 15A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021 \text{cm}$

$$A_a = 2.36 \text{cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A_a \times y - 15A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 6.889 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72 \text{cm}^4$$

Calcul de I:

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 17587.01 \text{cm}^4$$

En travée: $(\sigma_{bc} = 5.58 \text{MPa}) < 15 \text{MPa}$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 4.26 \text{MPa}) < 15 \text{MPa}$ Vérifiée

- Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0853 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0853 > 0.0749;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \Rightarrow \text{D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

III.3.8. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

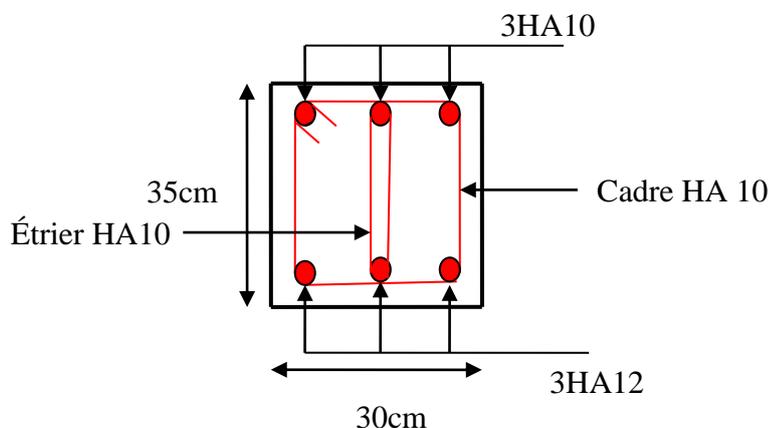


Figure III.9 : Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.4. Etudes des dalles pleines :

III.4.1. Dalle sur deux appuis type1 (habitation) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{3.2} = 0.375 \Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul Sens.}$$

III.4.1.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a: $G=4.69 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$;

$$q_u=8.58 \text{ KN/m}^2;$$

$$q_s=6.19 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

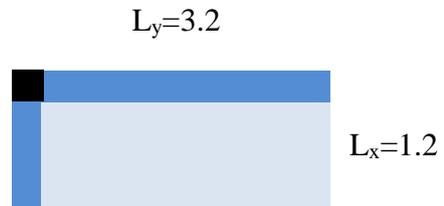


Figure III.10 : dalle pleine sur 2 appuis

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_U \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_U$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_s \times l$$

$$M_U = \frac{10.29 \times 1,20^2}{2} + 1,35 \times 1,20 = 9.03 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 10.29 \times 1,20 + 1.35 = 13.70 \text{ KN.}$$

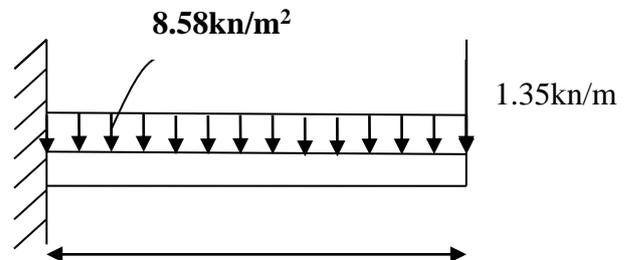


Figure III.11 : schéma statique de la dalle (type1)

III.4.1.2. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $c = 3$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 11 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.05} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.078)}}{0.8} = 0.102$$

$$Z = (1 - 0.4 \times \alpha) \times d = 0.086$$

$$A = \frac{M_u}{f_{st} \times z} = \frac{9.03 \times 10^{-3}}{348 \times 0.086} = 3.00 \times 10^{-4} \text{ cm/ml}$$

Tableau.3.13. Resultats de ferrailage d'une dalle pleine type 1

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A cal (cm ²)	A' (cm ²)	A adop (cm ²)
9.03	0.052	0.067	10.7	2.42	0	4T10=3.14

➤ **Les armatures secondaires**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01cm^2 / ml$$

a) **Vérifications à l'E.L.U :**

1) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33cm^2.$$

$A_{min}=1,33 cm^2 < A_{calculé}= 2.42 cm^2$ C'est vérifié.

2) **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33 cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$$

On opte pour : $S_t=25cm$

3) **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{13.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.125MPa \leq \tau^{lim} = 1.17MPa$$
condition vérifiée.

Pas d'armatures transversales

4) **Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V^{max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $2.01cm^2 > 0.39cm^2$ Vérifiée.

b) **Vérifications l'E.L.S :**

1) **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ;$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_s \times l = \frac{7.43 \times 1.20^2}{2} + 1 \times 1.20 = 6.55KN.m$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 11 = 0 \Rightarrow y = 2.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.78^3 + 15 \times 3.14 \times (11 - 2.78)^2 \Rightarrow I = 3898.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M^{ser} \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.67 \leq 15 \text{ MPa}$ Vérifier.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{0.655(11 - 2.78) \times 10^{-5}}{3898.64 \times 10^{-8}} = 20.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

2) Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.20} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{(11 \times 100) \times 10^{-4}} = 0,0028 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 . \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.1.3. Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis :

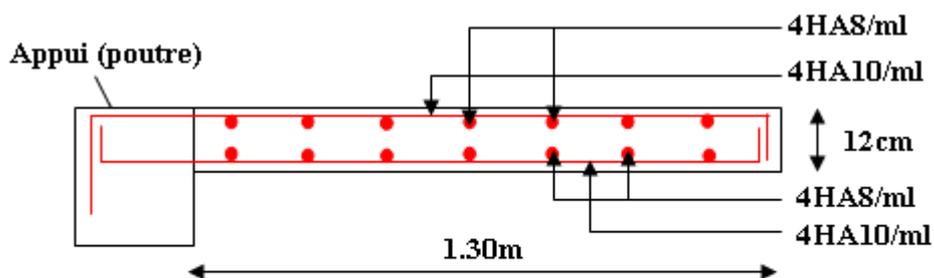


Figure III.12 : schéma de ferrailage dalle pleine deux appuis (habitation)

III.4.2. Dalle sur deux appuis (balcon) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{3.6} = 0.36 \Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans un seul Sens.

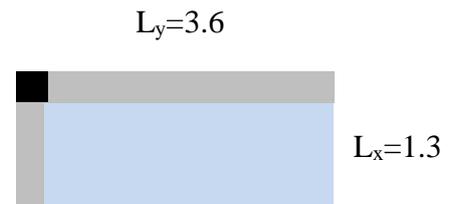


Figure III.13 : dalle pleine sur 2 appuis (type2)

III.4.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a: $G=4.69 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$;

$$q_u = 11.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8.19 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatique :

a) Calcul des sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_U \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_U$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_s \times l$$

$$M_U = \frac{15.05 \times 1.30^2}{2} + 1.35 \times 1.30 = 14.47 \text{ KN.m}$$

(type2) $V_u = 15.05 \times 1.30 + 1.35 = 20.91 \text{ KN}$.

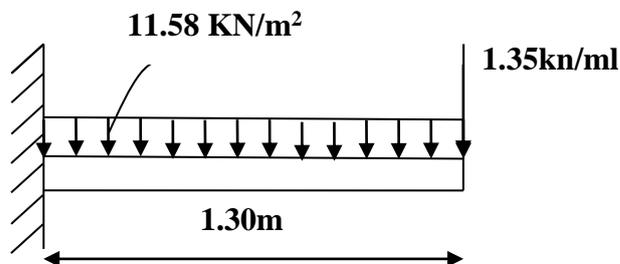


Figure III.14 : schéma statique de la dalle

b) Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $c = 3$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 0.09 \text{ cm}$

Tableau III.14 : Résultats de ferrailage d'une dalle pleine type 2

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A calculé (cm²)	A' (cm²)	A adopté (cm²)
14.47	0.126	0.186	8.39	4.38	0	4HA12=4.52

Les armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.4.2.2. Vérifications à l'E.L.U :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} = 4.35 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

b) Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t=25\text{cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau^{\text{lim}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{20.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.188 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales

d) Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $3.96 \text{ cm}^2 > 0.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

III.4.2.3. Vérifications l'E.L.S :

a) Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_s \times l = \frac{10.65 \times 1.30^2}{2} + 1 \times 1.30 = 10.30 \text{ KN.m}$$

Tableau III.14 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS

M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
10.30	4.52	3.24	4432.67	7.52	15

b) Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.30} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{(11 \times 100) \times 10^{-4}} = 0.0041 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 . \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.2.4. Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis type2 (balcon) :

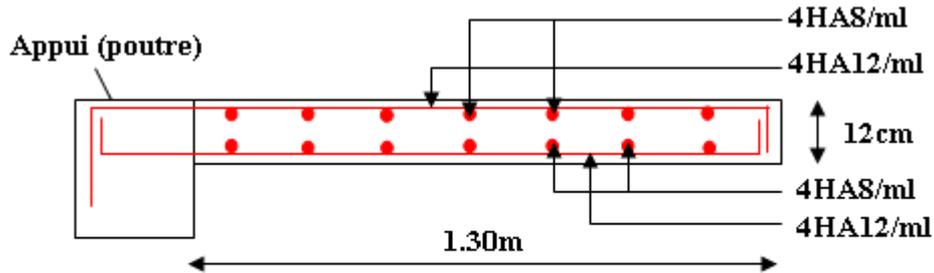


Figure III.15 : schéma de ferrailage dalle pleine deux appui (balcon)

III.4.3. Dalle pleine sur trois appuis type 3(habitation) :

On a :

$L_x=1.30m$

$L_y=3.70m$

$L_y/2=3.70/2=1.85 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$

Donc :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

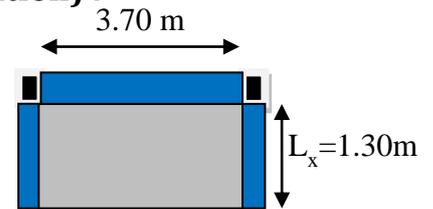


Figure III.16 : dalle pleine sur 3 appuis

On a : $G = 4,69 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$q_u=1.35G+1.5Q = (1.35 \times 4.69) + (1.5 \times 1.5) = 8.58 \text{ KN/m}^2$

III.4.3.1. Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{8.58 \times 1.30^3}{6} \\ M_o^x = \frac{8.58 \times 1.30^2 \times 3.70}{2} - \frac{2 \times 8.58 \times 1.30^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 3.14 \text{ KN.m} \\ M_o^x = 14.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 3.14 = 2.67 \text{ KN.m} \\ M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 14.26 = 12.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 14.26 = -4.28 \text{ KN.m}$$

III.4.3.2. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 b= 100cm ; h=12cm ; c=3 ; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; d=0.09cm

➤ En travée

• Sens xx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.105 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.139; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.0849 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{348 \times 0.085} \Rightarrow A = 4.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} = 4.09 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

• Sens yy :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0232 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.029 ; Z = 0.089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{348 \times 0.089} \Rightarrow A = 0.862 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0.862 \text{ cm}^2$ donc on ferraille avec A_{\min}

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.037 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.047 ; z = 0.089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{4.28 \times 10^{-3}}{348 \times 0.088} \Rightarrow A = 1.39 \times 10^{-4} m^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 cm^2.$$

$A_{min} = 1,33 cm^2 > A_{calculé} = 1.39 cm^2$ donc on ferraille avec A_{min}

Les résultats de ferrailage du la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le (tableau III.15) :

Tableau III.15 : Ferrailage du la dalle pleine sure trois appuis (d'étage courant)

sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
travée	x-x	12.26	0.071	0.092	10.6	3.32	1.33	6HA10=4.71cm ²
	y-y	2.67	0.015	0.195	10.91	0.703	1.33	5HA8=2.51cm ²
appui	x-x	4.28	0,025	0,0131	10.8	1.13	1.33	4HA10=3.14cm ²
	y-y							

a) Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on a $St_y = 30cm$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on a $St_x = 30cm$.

b) Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51 cm^2 \geq 1.17 cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = 1.17 MPa.$$

$$V_x = V^{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{8.58 \times 1.3}{2} \times \frac{3.7^4}{1.3^4 + 3.7^4} \Rightarrow V_x = 5.49 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{5.49 \times 10^{-3}}{3.7 \times 0.1} \Rightarrow \tau_u = 0.015 MPa \leq \tau^{lim} = 1.17 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Pas d'armature transversale

d) Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $3.32 cm^2 \geq 0.16 cm^2$ vérifiée.

III.4.3.3. Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,69 + 1,5 = 6,19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0ser}^x = 10.29 \text{ KN.m} ; M_{txser} = 8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{axser} = M_{ayser} = -3.10 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

$$A_x = 4.71 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 11 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 15 \times 4.71 \times y - 15 \times 4.71 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.29 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 3.29^3 + 15 \times 4.71 \times (11 - 3.29)^2$$

$$\Rightarrow I = 5386.77 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.34 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{0.875(11 - 3.29) \times 10^{-5}}{5386.77 \times 10^{-8}} = 18.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 18.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau III.16 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ_{bc}
En travée	8.75	3.29	5386.77	5.34	15	Vérifiée
En appui	-3.10	2.78	3898.64	2.21	15	Vérifiée

III.4.3.4. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.14 \geq \left(\frac{8.75}{20 \times 10.29}, 0.037\right) \\ \frac{4.71}{100 \times 10.60} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \geq 0.042 \\ 4.44 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3.5. Schéma de ferrillages Dalle pleine sur trois appuis type3 (habitation) :

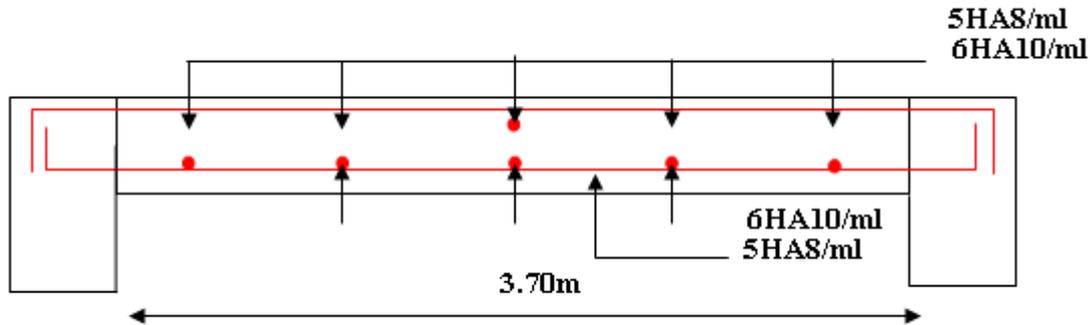


Figure III.17 : Schéma de ferrillage de la dalle sur trois appuis (habitation)

III.4.4. Dalle pleine sur trois appuis (balcon) :

On a :

$$L_x = 1.20\text{m}$$

$$L_y = 3.20\text{m}$$

$$L_y/2 = 3.20/2 = 1.60 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

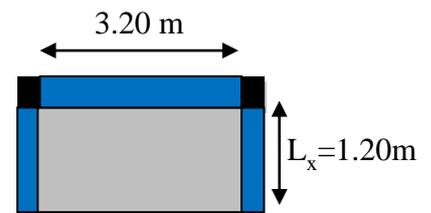


Figure III.18 : dalle pleine sur 3 appuis

On a : $G = 4.69 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.69) + (1.5 \times 3.5) = 11.58 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4.1. Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{11.58 \times 1.20^3}{6} \\ M_o^x = \frac{11.58 \times 1.20^2 \times 3.20}{2} - \frac{2 \times 11.58 \times 1.20^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 3.33 \text{ KN.m} \\ M_o^x = 13.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^y = 0.85M_o^y = 0.85 \times 3.33 = 2.83 \text{ KN.m} \\ M_t^x = 0.85M_o^x = 0.85 \times 13.34 = 11.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 11.33 = -3.40 \text{ KN.m}$$

III.4.4.2. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 b= 100cm ; h=12cm ; c=3 ; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; d=0.09cm

Les résultats de ferrailage du la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le (tableau III.17) :

Tableau III.17 : Ferrailage du la dalle pleine sure trois appuis (balcon)

sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
travée	x-x	11.33	0.098	0.130	8.53	3.81	1.33	6HA10=4.71cm ²
	y-y	2.83	0.025	0.031	8.89	0.915	1.33	5HA8=2.51cm ²
appui	x-x	3.40	0.029	0.037	8.86	1.10	1.33	4HA10=3.14cm ²
	y-y							

a) Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on a $St_y = 30\text{cm}$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on a $St_x = 30\text{cm}$.

b) Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51\text{cm}^2 \geq 1.17\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17\text{MPa}.$$

$$V_x = V^{\text{max}} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{11.58 \times 1.2}{2} \times \frac{3.2^4}{1.2^4 + 3.2^4} \Rightarrow V_x = 5.37\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{5.37 \times 10^{-3}}{3.2 \times 0.1} \Rightarrow \tau_u = 0.017\text{MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

Pas d'armature transversale

d) Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $3.32 \text{ cm}^2 \geq 0.15\text{cm}^2$ vérifiée.

III.4.4.3. Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.69 + 3.5 = 8.19 \text{ KN/m}$$

$$M_{0ser}^x = 9.43 \text{ KN.m} ; M_{txser} = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{axser} = M_{ayser} = -2.82 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

Ax=4.71cm², b = 100 cm, d = 11cm.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50 \times y^2 + 15 \times 4.71 \times y - 15 \times 4.71 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.29 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 3.29^3 + 15 \times 4.71 \times (11 - 3.29)^2$$

$$\Rightarrow I = 5386.77 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.75 \leq 15 \text{ MPa}$ Vérifier.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{0.943(11 - 3.29) \times 10^{-5}}{5386.77 \times 10^{-8}} = 20.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 20.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I (Cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
En travée	8.02	3.29	5386.77	5.75	15	Vérifiée
En appui	-2.82	2.78	3898.64	1.72	15	Vérifiée

III.4.4.4. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.14 \geq \left(\frac{8.02}{20 \times 9.43}, 0.037\right) \\ \frac{4.71}{100 \times 10.60} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.043 \geq 0.042 \\ 4.44 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.4.5. Schéma de ferrailages dalle pleine sur trois appuis type4 (balcon) :

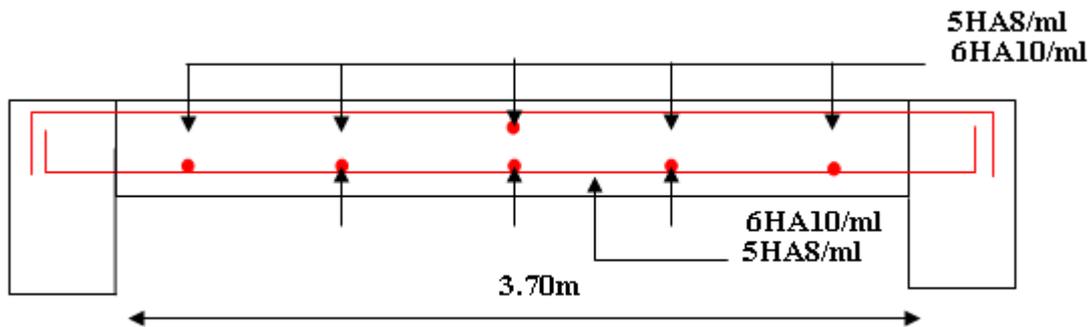


Figure III.19 : schéma de ferrailage dalle pleine trois appui (balcon)

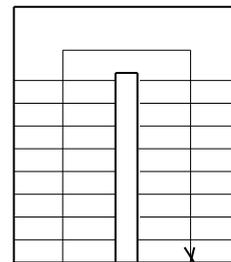
III.5. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges :

$$\begin{aligned} \text{Le palier : } & \begin{cases} G=6.1 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \\ \text{La volée : } & \begin{cases} G=9.42 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$



schémas de l'escalier type 1

III.5.2. Combinaisons de charge :

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

- A l'ELS

$$q_s = G + Q$$

La volée : $q_u = 1.35 \times 9.42 + 1.5 \times 2.5 = 16.47 \text{ KN/m}^2$

$$q_s = 9.42 + 2.5 = 11.92 \text{ KN/m}^2$$

Le palier : $q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 2.5 = 11.98 \text{ KN/m}^2$

$$q_s = 6.1 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

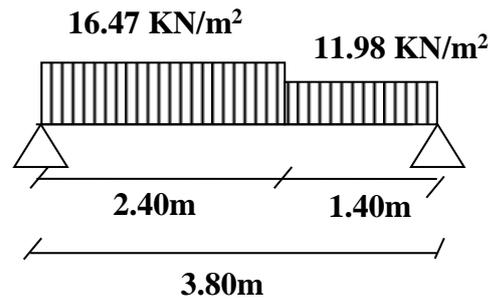


Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 16.47 \times 2.4 + 11.98 \times 1.40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 56.3 \text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow \left(16.47 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2}\right) + 11.98 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4\right) = R_B \times 3.80$$

$$\Rightarrow R_B = 26.16 \text{KN.} \Rightarrow R_A = 56.3 - R_B \Rightarrow R_A = 30.14 \text{KN.}$$

III.5.3. Calcul des sollicitations

• Effort tranchant

• $0 \leq x \leq 2.4 \text{m}$

$$T_y(x) = -30.14 + 16.47x \Rightarrow \begin{cases} T_y(0) = -30.14 \text{KN.} \\ T_y(2.4) = 9.38 \text{KN.} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1.4 \text{m}$

$$T_y(x) = 26.16 - 11.98x \Rightarrow \begin{cases} T_y(0) = 26.16 \text{KN.} \\ T_y(1.4) = 9.38 \text{KN.} \end{cases}$$

• Moment fléchissant

• $0 \leq x \leq 2.4 \text{m}$

$$M(x) = 30.14x - 16.47 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 24.90 \text{KN.} \end{cases}$$

Le moment max à 'x₀' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1.9 \text{m} \Rightarrow M(1.9) = 27.53 \text{KN.} \cdot \text{m} \Rightarrow M_{max} = 27.53 \text{KN.} \cdot \text{m}$$

• $0 \leq x \leq 1.4 \text{m}$

$$M(x) = 26.16x - 11.98 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.4) = 24.90 \text{KN.} \end{cases}$$

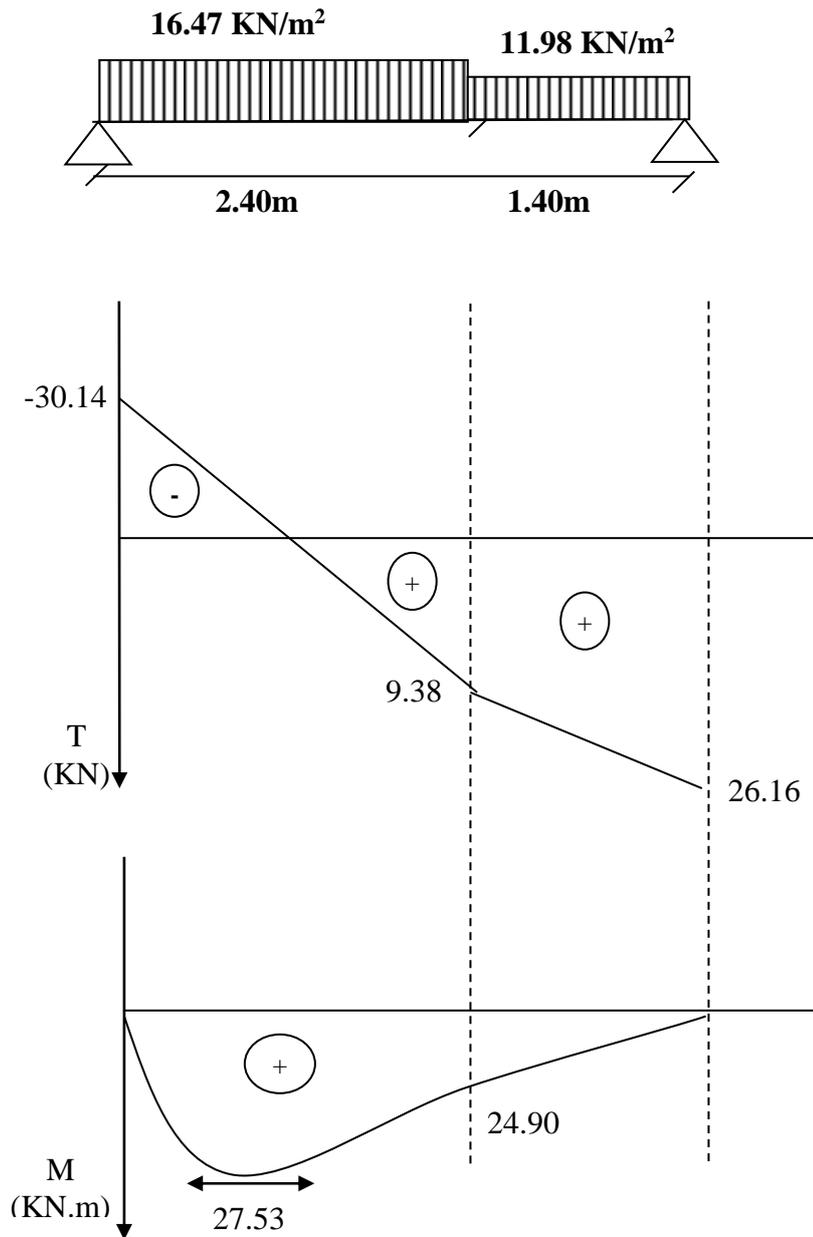


Figure III.21 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{max} = 27.53 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 30.14 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 20.65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^a = -0.5M_{max} = -13.76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

III.5.3.1. Ferrailage des escaliers

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

b = 100cm; h = 16cm; d = 14cm; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$; $f_{st} = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.19 : Calcul des armatures principales

	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	22.05	0.079	0.103	0.134	4.72	5HA12 = 5.65	20
Appui	14.70	0.053	0.068	0.136	3.10	5HA10 = 3.93	20

a) Armatures de répartition (secondaire) :

Selon l'article E.8.2.41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/ml$ on choisie : 4Φ8 = 2.01cm²/ml, avec ST=25 cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ on choisie : 4Φ 8 = 2.01cm²/ml, avec ST=25 cm

b) Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

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

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69\text{cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 1.69\text{cm}^2$ *verifie*

En appuis : $A_t = 3.93\text{cm}^2 > A_{min} = 1.69\text{cm}^2$ *verifie*

➤ **Vérification des espacements :**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

Armatures principales :

$$S_t \leq (3e; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq (48; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \textit{verifie}$$

Armatures secondaires :

$$S_t \leq (4e; 45)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq (64; 45)\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots \textit{verifie}$$

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

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_U = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_u = \frac{31.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.23MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_l = A_t + A_a = 5.65 + 3.93 = 9.58cm^2$$

$$A_l \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow 9.58cm^2 > -0.20cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification de la section à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant avec la même méthode précédente.

1) Calcul des sollicitations

A l'ELS $q_v=11.92$ KN.

$q_p=8.60$ KN.

$R_A=20.83$ KN

$R_B=17.41$ KN

$M_{max}=19.13$ KN.m

$V_{max}=20.83$ KN

Donc on à : $\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 10.76KN.m \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^A = -0.5M_{max} = -9.56KN.m \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

2) Contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.835MPa$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$b = 1m$; $S_t = 20cm$; $n = 5$ barres. $\phi = 10mm$

$\Rightarrow \sum U_i = 15.70$ cm

$\tau_{ser} = 1.189$ Mpa $< \bar{\tau}_{ser} = 2.835$ MPa c'est vérifier

III.5.3.2. Etat limite de compression de béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Contraints σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Contrainte $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.20 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	10.76	3.69	7527.28	5.27	15	vérifiée
Appui	9.56	3.21	5657.25	5.42	15	vérifiée

III.5.4. État limite de déformation

- **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{380} = 0.0421 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500},$$

Ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = \frac{380}{500} = 7.6mm$

Tableau III.21 : Vérification de la flèche à l'E.L.S

M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	18.14
	M_{gser} (KN.m)	12.39
	M_{pser} (KN.m)	16.37
I_0 (Cm ⁴)		36574
ρ		0.00323
λ_i		6.054
λ_v		2.601
σ_{sj} (Mpa)		314.57
σ_{sg} (Mpa)		214.87
σ_{sp} (Mpa)		283.85
μ_j		0.4036
μ_g		0.2461
μ_p		0.3626
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)		0.00011097
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)		0.00015467
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)		0.00011979
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)		0.00024525
f_{ji} (mm)		7.54
f_{gi} (mm)		3.69
f_{pi} (mm)		6.30
f_{gv} (mm)		6.99
Δf (mm)		2.06
f_{adm} (mm)		7.60

III.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier

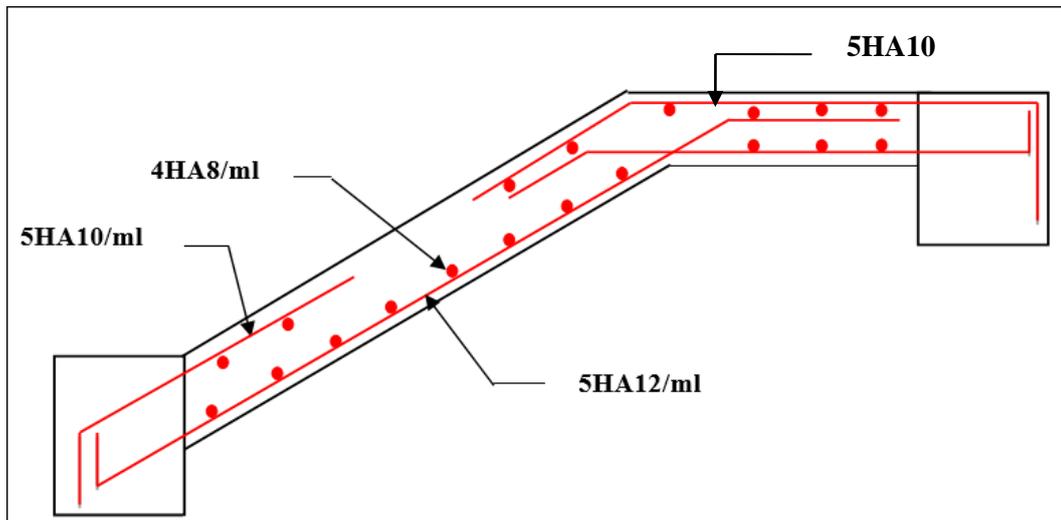


Figure III.22 : Schéma de Ferrailage de l'escalier

III.5.6. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

✓ Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66cm < h < 31cm$$

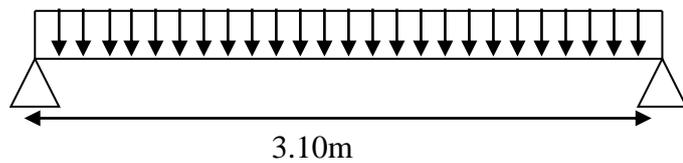


Figure III.23 : Schéma statique de la poutre palière

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

(RPA.VII.7.5)

On prend : h=30cm ; b=30cm.

✓ Les charges sur la poutre

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN/m$$

✓ Les sollicitations de la poutre palière

Tableau III.22 : Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 25.31 \text{ KN}$	$R_B = 18.22 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 28.35 \text{ KN/m}$	$P_s = 20.45 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 34.055 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 24.59 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 M_0 = 28.95 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 M_0 = 20.9 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.5 M_0 = -17.03 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.5 M_0 = -12.3 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 43.95 \text{ KN}$	$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 38.11 \text{ KN}$

III.5.7. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

b = 30cm; h = 30cm; d = 27cm; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$; $f_{st} = 400 \text{ Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.23 : Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{flex}^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	34.055	0.109	0.145	0.254	3.85	4.5
Appui	17.03	0.055	0.071	0.262	1.86	4.5

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

➤ Vérification à l'ELU

• l'effort tranchant

$$V_u = 43.95 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{43.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.54 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (43.95 \times 10^{-3} - \frac{28.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,27}) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A > -2.09 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérié}$$

• Calcul de l'espacement St

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3.$$

On adopte : $\begin{cases} S_t=15\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ S_t=10\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en appui} \end{cases}$

• Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm} ; \text{ On prend } S_t=15\text{cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.15 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq -0.126 \text{cm}^2$$

On adopte $A_t = 0.46 \text{cm}^2$

III.5.8. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III.23**).

$$M^{torsion} = M_{Tu} = 13.34 \text{KN.m}$$

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

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{m}^2$$

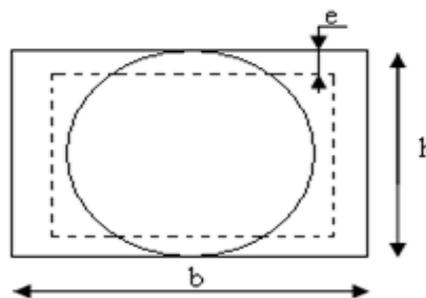


Figure III.23 : Section creuse équivalente

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] = 1\text{m}$$

$$A_{Torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.07 \text{cm}^2$$

$$A_{Torsion} = 3.07 \text{cm}^2$$

• **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.34 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.13 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 MPa) = 3.25 MPa \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.13 MPa < \tau_{adm} = 3.25 MPa \quad \text{vérifier}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0.54)^2 + (2.13)^2} = 2.20 MPa < 3.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} \quad \text{BAEL9 (article I.III)}$$

• **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

- **En travée :** $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_T^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_T^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures finale**

- **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.85 + \frac{3.07}{2} \Rightarrow A^t = 5.38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.86 + \frac{3.07}{2} \Rightarrow A^a = 3.39 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{ cm}^2. \text{ On opte } A_T = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et épingle } \Phi 8)$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression

du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	14.45	10.09	36136.44	4.03	15	vérifiée
Appui	9.36	9.10	29740.12	2.86	15	vérifiée

• **État limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0967 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.19 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0.0027 < 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière

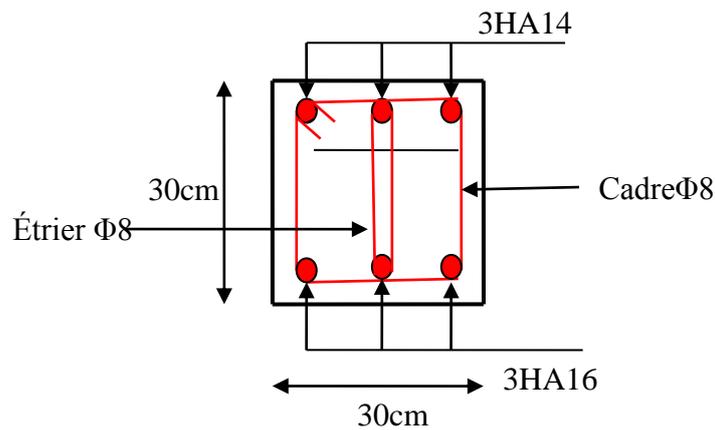


Figure III.24 : Ferrailage de la Poutre palière

III.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre (G) à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

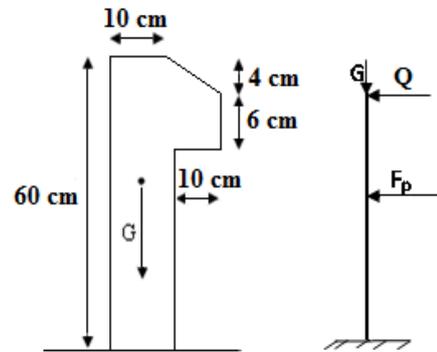


Figure III.25 : Dimensions de l'acrotère

III.6.1. Hypothèse de calcul

➤ Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } S = 10 \times 60 + \frac{4 \times 10}{2} + 6 \times 10 \Rightarrow S = 680 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.068 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 1.7 \text{ KN / ml}$$

Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) :

$$G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.18 \text{ KN}$$

Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.24 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.12 \text{ KN}$$

La charge due à la main courante : Q=1KN

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.12 \Rightarrow F_p = 1.02 \text{ KN.}$$

III.6.1.1. Calcul des sollicitations

- **Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:**

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.12cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 32.85cm$$

$$N_G = 2.12KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.02 \times 0.3285 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3351KN.m$$

Tableau III.25 : Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.12	2.86	2.12
M(KN.m)	0.9351	0.90	0.60

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.86} \Rightarrow e_1 = 0.31m; \quad \frac{h}{6} = \frac{h}{6} = 0.1m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (RPA Article A.4.3.5)$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_2 = 0.0086m$$

Donc :

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.338m$$

- **Calcul à l'E.L.U**

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.86.KN ; M_u = N_u \times e = 2.86 \times 0.338 \Rightarrow M_u = 0.967 KN.m$$

III.6.1.2. Ferrailage :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 MPa ; \sigma_{st} = 348 MPa$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.967 + 2.86 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.024 KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.015) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.018 ; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.42 cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.42 \times 10^{-4} - \frac{2.86 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.34 cm^2$$

III.6.1.3. Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.84 cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 cm^2 / ml$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5 MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.02 + 1 \Rightarrow V_u = 2.02 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.03 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = v_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1.3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times ft28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1.21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.6.1.4. Vérification à l'ELS

$$d = 0.07 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.12 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

• **Vérification des contraintes :**

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

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

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

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.12) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.3 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$$

$$c = -0.23 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.07 + 0.23}{1} \Rightarrow P = -0.153 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.23)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)^2}{1} \Rightarrow q = 0.023 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.233 \Rightarrow y_{ser} = 0.003 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -1.97 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.12 \times 10^{-3}}{-1.97 \times 10^{-4}} \times 0.003 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0.032 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.12 \times 10^{-3}}{-1.97 \times 10^{-4}} \times (0.07 - 0.003) \Rightarrow \sigma_s = -10.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

III.6.1.5. Schéma de ferrailage :

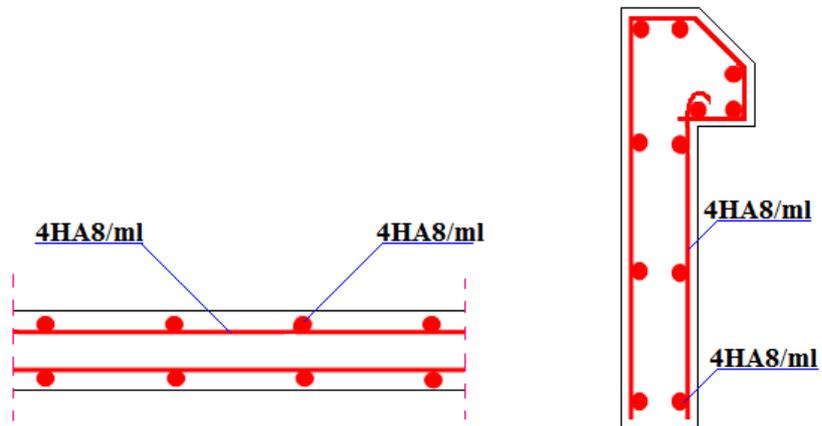


Figure III.26 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente ;
2. La méthode d'analyse modale spectrale ;
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas la structure est rigide du 4^{ème} entre-sol jusqu'au dernier niveau, par le fait que le bâtiment est sous forme d'une console encastree dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie, voir (Figure IV.1).

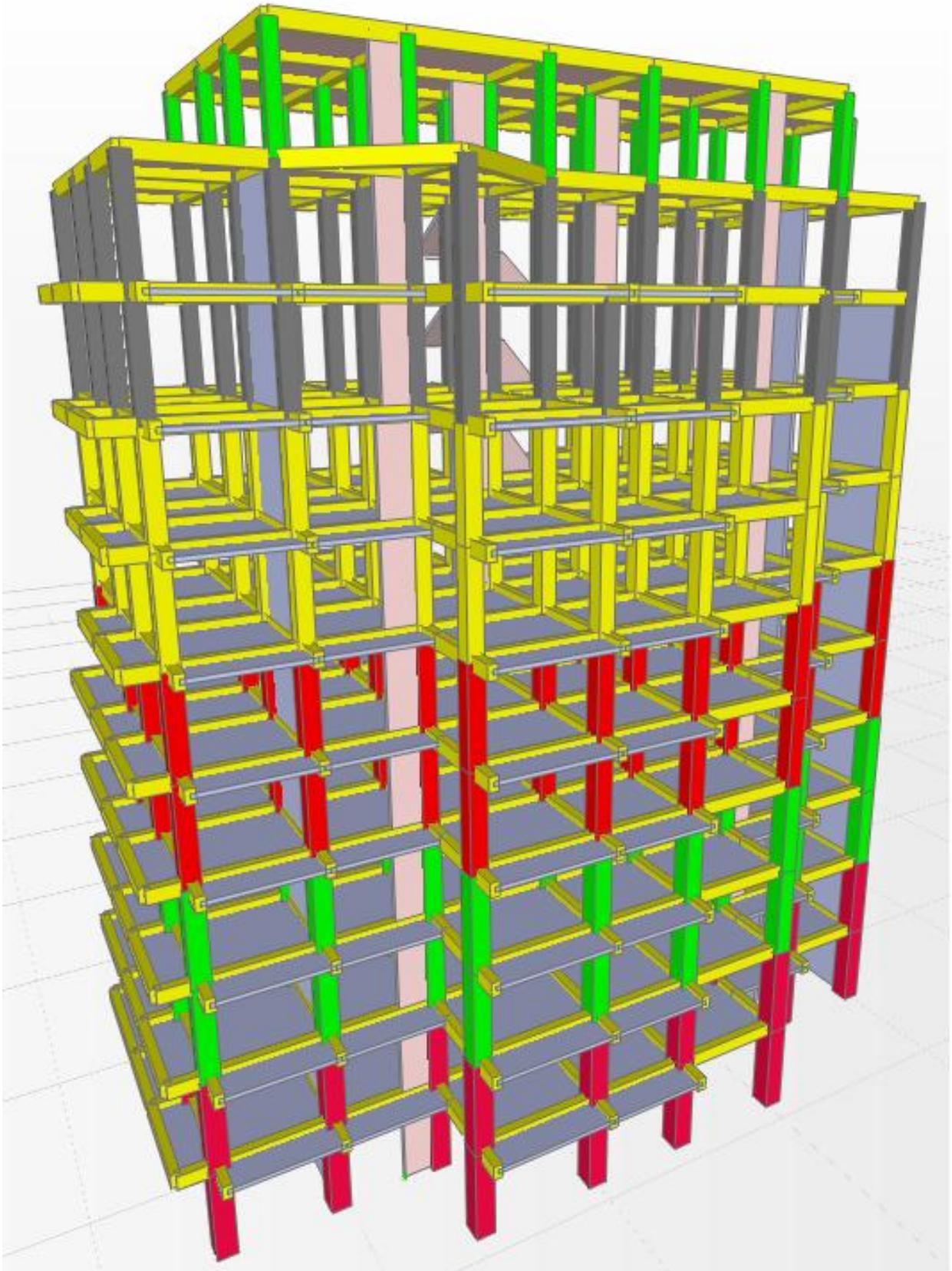


Figure IV.1 : vue en 3D de la structure

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

RPA99/2003 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée 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.

RPA99/2003 (Tableau 4.1)

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. Il 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.

RPA99/2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction « $R = 5$ »

➤ **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq$$

RPA99/2003 (Formule 4.4)

➤ **Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq.

“ Critère q ”	Sens X-X	Pénalité	Sens Y-Y	Pénalité
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	non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles d'exécution	non	0.1	Non	0.1

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.35 \\ Q_y = 1.35 \end{cases}$$

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

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

➤ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

➤ w_{Qi} : Charges d'exploitation.

➤ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour le premier niveau à usage commerciale donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a: $W_G=41782.204\text{KN}$; $W_Q=6036.924\text{KN}$

$$\Rightarrow W=41782.204+0.2 \times 6036.924=42989.588\text{KN}$$

➤ 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).

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

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3) (Annexe I)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{RPA/2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99/2003 (Tableau 4.2)

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$ RPA99/2003 (Formule 4.3)

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.6)}$$

➤ h_n : Hauteur total de la structure mesurée en mètre

Donc on a : $h_n = 33.66 \text{ m}$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.050 \quad \text{RPA99/2003 (tableau 4.6)}$$

$$T = 0.050 \times (33.66)^{3/4} = 0.70s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.7)}$$

➤ L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.10\text{m} ; \quad L_y = 14.15\text{m} \Rightarrow T_x = 0.59\text{s}; T_y = 0.80\text{s}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = \min(0.59; 0.70) \Rightarrow T_x = 0.59\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = \min(0.80; 0.70) \Rightarrow T_y = 0.70\text{s}$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, c'est à dire :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.59 = 0.767 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.70 = 0.91 \text{ s}$$

RPA99/2003 Art (4.2.4)

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.50}{0.76} \right)^{2/3} = 1.53$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.50}{0.91} \right)^{2/3} = 1.36$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,53 \times 1,35}{5} \times 42989.588 = 2663.849 \text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,36 \times 1,35}{5} \times 42989.588 = 2367.866 \text{KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 Art (4. 3.3) [2]}$$

IV.2.3. Exigences du RPA99/2003 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 4.3.4, 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.2.4. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000 version 14**.

IV.2.5. Disposition des voiles de contreventement :

Le choix de la disposition des voiles est trop compliqué vis-à-vis l'aspect architectural de la structure . Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .La disposition retenue est la suivante (Figure IV.2) :

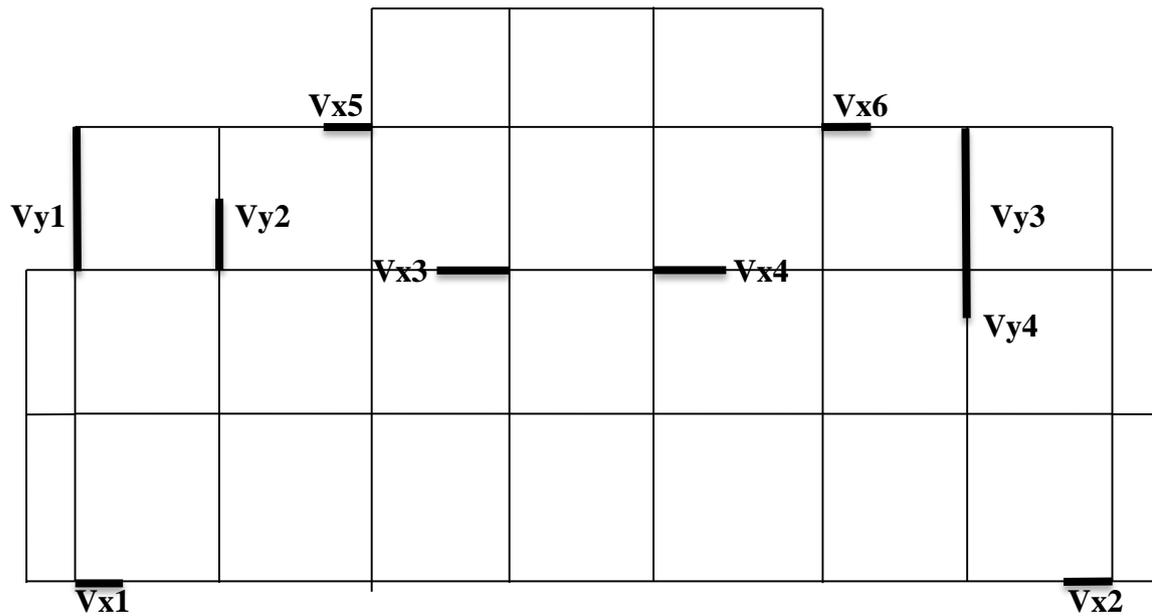


Figure IV.2 : Disposition des voiles

➤ Résultats et discussions :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau VI.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes Sec	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.812441	0.73629	0.00136	73.629	0.136
Mode 2	0.703458	0.00187	0.68933	73.817	69.069
Mode 3	0.586999	0.00399	0.00273	74.215	69.341
Mode 4	0.269798	0.1137	0.00014	85.585	69.355
Mode 5	0.21626	0.00014	0.14773	85.599	84.128
Mode 6	0.177824	0.00093	0.00183	85.692	84.311
Mode 7	0.150472	0.04569	0.00004572	90.621	84.316
Mode 8	0.123143	0.00008635	0.04829	90.27	89.145
Mode 9	0.107044	0.0038	0.000001187	90.65	89.145
Mode 10	0.097289	0.02567	0.00024	93.216	89.169
Mode 11	0.094209	0.00001202	0.00031	93.218	89.569
Mode 12	0.09279	0.00004072	0.00108	93.222	89.808
Mode 13	0.092139	0.00002057	0.00106	93.224	89.915
Mode 14	0.091219	1.685E-07	0.00009522	93.224	90.024

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées Les modes de vibration sont montrés sur les (Figure IV.3, IV.4 et IV.5).

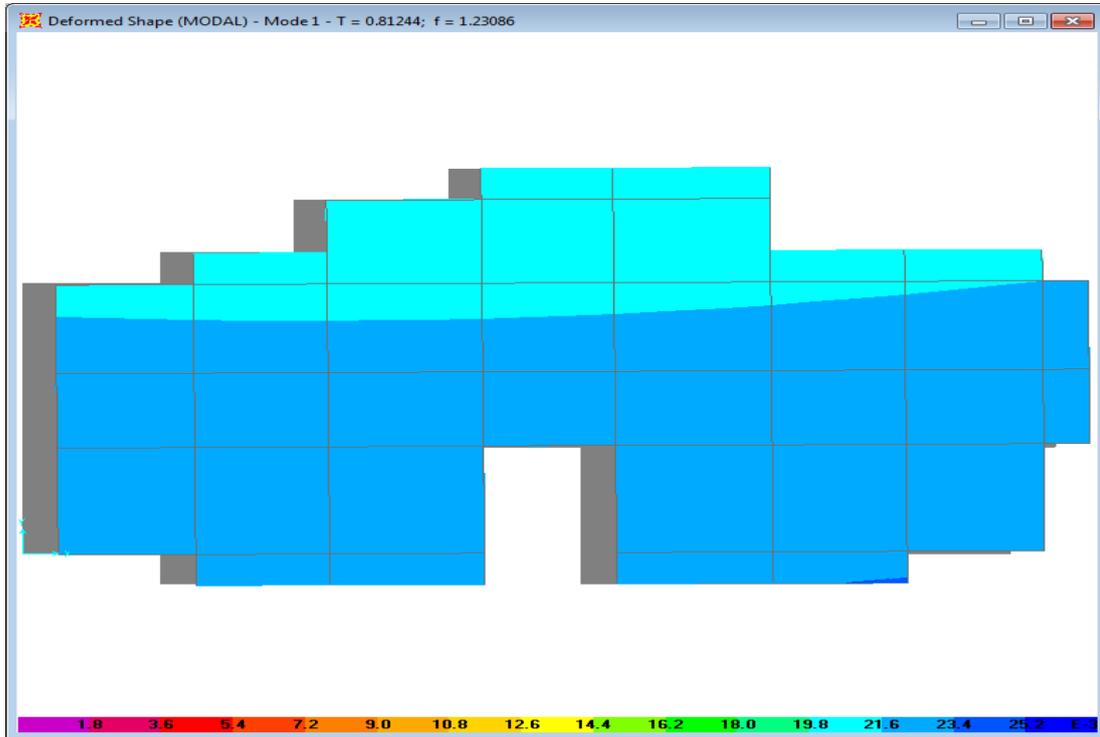


Figure IV.3 : 1^{er} mode (translation suivant X)

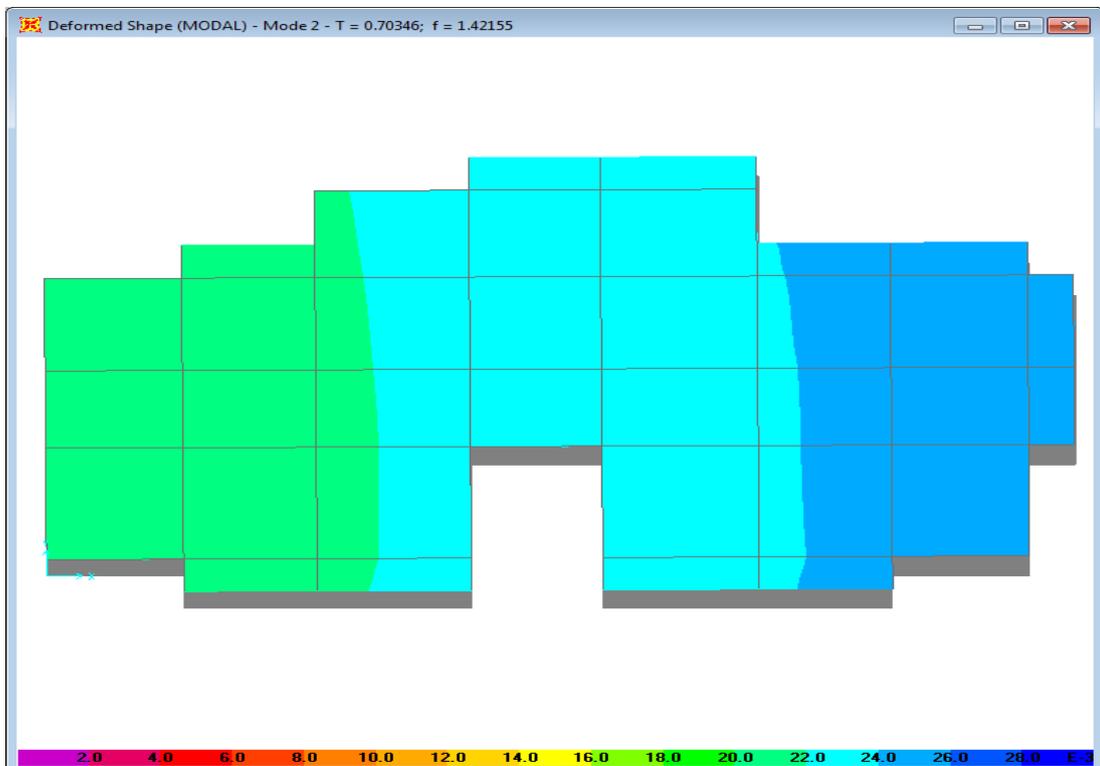
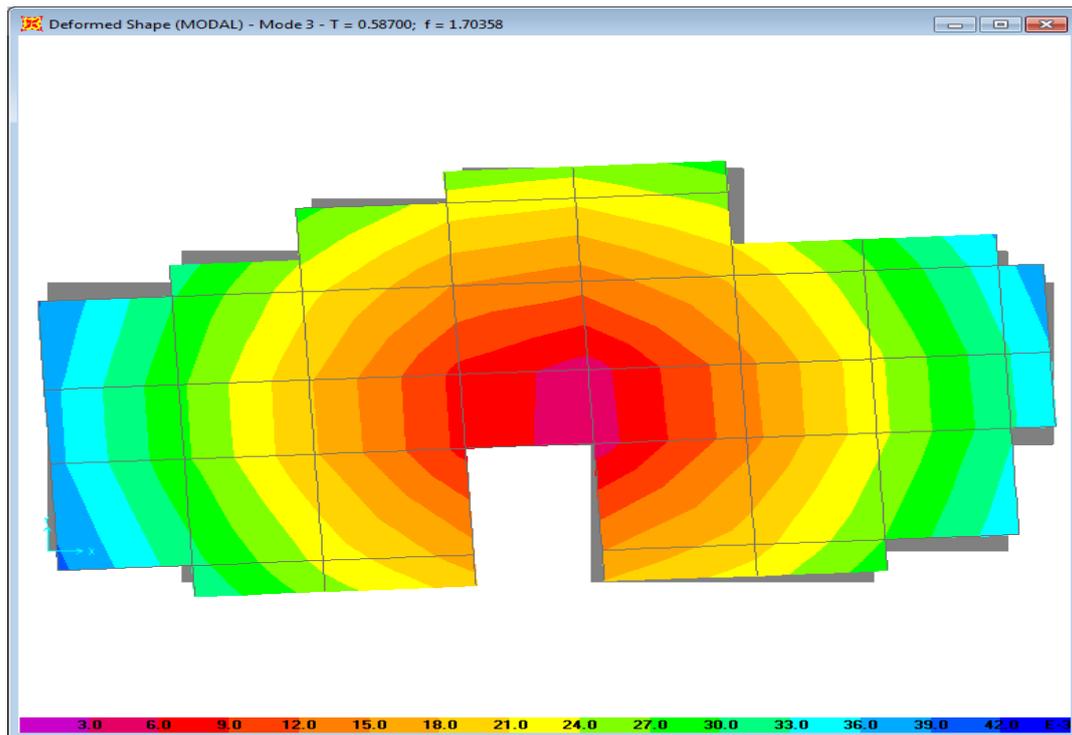


Figure IV.4 : 2^{ème} mode (translation suivant Y)

Figure IV.5 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les Tableaux IV.3 et IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
NIV -04	40933.09	6677.226	85.992	14.008
NIV -03	36745.433	6013.2	85.936	14.064
NIV -02	32068.632	5777.651	84.733	15.267
NIV -01	28006.877	5107.132	84.577	15.423
RDC	23642.341	4674.599	83.491	16.509
NIV 01	19649.67	3965.717	83.207	16.793
NIV 02	15480.427	3488.847	81.607	18.393
NIV 03	11801.89	2673.428	81.531	18.469
NIV 04	8012.616	1968.602	80.276	19.724
NIV 05	4556.74	1087.519	80.732	19.268
NIV 06	2195.947	289.383	88.356	11.644

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
NIV -04	1226.357	1070.48	1265.437	1506.71	49.215	41.581	50.785	58.419
NIV -03	1449.028	923.485	985.706	1597.62	59.514	36.630	40.486	63.370
NIV -02	1370.731	968.712	960.625	1448.56	58.795	40.074	41.205	59.926
NIV -01	1428.812	1099.63	762.251	1175.7	65.210	48.328	34.790	51.672
RDC	1253.899	985.601	754.292	1109.55	62.439	47.041	37.561	52.959
NIV 01	1239.288	1080.97	548.541	799.002	69.318	57.499	30.682	42.501
NIV 02	556.585	887.613	583.716	746.621	62.103	54.325	37.897	45.675
NIV 03	896.31	886.171	368.706	473.784	70.853	65.161	29.147	34.839
NIV 04	618.166	687.771	320.531	362.556	65.853	65.481	34.147	34.519
NIV 05	464.311	611.934	137.804	198.139	77.113	75.540	22.887	24.460
NIV 06	248.046	356.580	73.767	11.757	77.078	96.808	22.922	3.192

- **Analyse des résultats**

On voit bien que pour les deux sens X et Y l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée à tous les niveaux, tandis que pour la charge horizontale est reprise essentiellement par les portiques (77 à 96%) et cela est dû à la discontinuité des voiles (09 voiles du 4^{ème} s-sol au 4^{ème} étage, et 04 voiles dans le 5^{ème} et le 6^{ème} étage sens x-x).

IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la 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} .

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2517.53	2663.894	0.94	Vérifiée
Sens y-y	2617.143	2367.866	1.10	Vérifiée

IV.3.1. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul après les différentes combinaisons ; 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 4.6.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
4 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	65x70	4550	2462.991	0.29	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er} sous-sol	60x65	3900	1917.842	0.27	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	55x60	3300	1421.081	0.25	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50x55	2750	965.005	0.21	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45x50	2250	541.442	0.15	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40x45	1800	157.598	0.06	Vérifiée

IV.3.2. Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99/2003 **Art 5.10**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'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 donné par le *RPA (Art4.43)*

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.7.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
NIV -04	0.0813	0.4065	0	0.4065	306	0.1328	0.026	0.13	0	0.13	0.0424
NIV -03	0.257	1.285	0.4065	0.8785	306	0.2870	0.185	0.925	0.13	0.795	0.2598
NIV -02	0.47	2.35	1.285	1.065	306	0.3480	0.341	1.705	0.925	0.78	0.2549
NIV -01	0.702	3.51	2.35	1.16	306	0.3790	0.516	2.58	1.705	0.875	0.2859
RDC	0.935	4.675	3.51	1.165	306	0.3807	0.704	3.52	2.58	0.94	0.3071
NIV 01	1.154	5.77	4.675	1.095	306	0.3578	0.897	4.485	3.52	0.965	0.3153
NIV 02	1.356	6.78	5.77	1.01	306	0.3300	1.089	5.445	4.485	0.96	0.3137
NIV 03	1.532	7.66	6.78	0.88	306	0.2875	1.268	6.34	5.445	0.895	0.2924
NIV 04	1.681	8.405	7.66	0.745	306	0.2434	1.434	7.17	6.34	0.83	0.2712
NIV 05	1.781	8.905	8.405	0.5	306	0.1633	1.572	7.86	7.17	0.69	0.2254
NIV 06	1.861	9.305	8.905	0.4	306	0.1307	1.656	8.28	7.86	0.42	0.1372

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

IV.3.3. Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=1}^n W_{gi} + \beta W_{qi}$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : 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.8.

Tableau IV.8 : vérification de l'effet P- Δ

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
NIV -04	306	42859.818	0.4065	2491.79	0.022849569	0.13	2579.19	0.007059743
NIV -03	306	38412.056	0.8785	2434.73	0.045293626	0.795	2521.1	0.039584319
NIV -02	306	33963.691	1.065	2331.36	0.050703008	0.78	2417.25	0.035815126
NIV -01	306	29695.28	1.16	2191.06	0.051377115	0.875	2275.33	0.037318971
RDC	306	25375.814	1.165	2008.19	0.048108264	0.94	2095.15	0.037205855
NIV 01	306	21178.899	1.095	1787.83	0.042390628	0.965	1879.97	0.035526985
NIV 02	306	17031.657	1.01	1540.3	0.036496527	0.96	1633.89	0.032702721
NIV 03	306	13036.479	0.88	1265.02	0.029636312	0.895	1359.96	0.028037274
NIV 04	306	9041.218	0.745	938.697	0.02344965	0.83	1050.33	0.023348438
NIV 05	306	5202.911	0.5	602.115	0.014119377	0.69	810.073	0.014482712
NIV 06	306	2323.114	0.4	321.831	0.009435854	0.42	368.345	0.008656525

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.4. 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, et elles 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.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

CHAPITRE 5

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Etude des Poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées 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 à chaque 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) :

V.2.2.1. 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 (St) 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 .

$$l' = 2h$$

Avec h : est la hauteur de la section brute

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

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

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	70×65	36.4	182	273
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	65×60	31.2	156	234
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	26.4	132	198
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×50	22.0	110	165
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×45	18.0	90	135
6 ^{ème} étage	45×40	14.4	72	108

V.2.2.2. 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 :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda g < 5. \end{cases}$$
 λg : l'élancement géométrique ,

Avec : $\lambda g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda g = \frac{l_f}{b}$

(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 $\frac{At}{t.b1}$ en % est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%(t.b1)
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%(t.b1)
- Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum)

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.2 : Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$			$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$			$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		
	N(KN)	M(KN.m)	comb	M(KN.m)	N(KN)	comb	N(KN)	M(KN.m)	comb
4 ^{ème} et 3 ^{ème} e-sol	2995.441	115.5478	Acc	143.1947	1338.093	Acc	-38.552	77.4198	Acc
2 ^{ème} et 1 ^{er} e-sol	1917.842	13.1757	ELU	132.1766	951.653	Acc	-4.339	42.787	Acc
RDC et 1 ^{er} étage	1421.081	14.0819	ELU	109.2301	624.345	Acc	-2.617	25.6089	Acc
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	965.005	12.8629	ELU	85.4356	367.852	Acc	-5.904	20.2508	Acc
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	541.422	12.2778	ELU	51.9306	86.481	Acc	-1.862	4.6495	Acc
6 ^{ème} étage	186.489	10.9346	ELU	42.3134	77.983	Acc	-2.712	16.1792	Acc

V.2.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront Résumés dans des tableaux.

➤ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du 4^{ème} sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\text{max}} = 2995.441\text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 115.5478\text{KN.m}$ (ELU)

$$-M_{\max} = 143.1947 \text{KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1338.093 \text{KN (ELU)}$$

$$-N_{\min} = -38.552 \text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 77.4198 \text{KN.m (G+Q+Ey)}$$

V.2.4.1. Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 0.67 \text{m} ; d' = 0.03 \text{m}.$$

$$N = 2995.441 \text{KN (de compression) (ELU)}$$

$$M = 115.5478 \text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0385 \text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35 \text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \text{.....(I)}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 115.5478 + 2995.441 \times 0.67 - 0.70/2 = 1074.08 \text{KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.70 \times 14.2 = 1.36 > [2995.441 \times (0.67 - 0.03) - 1074.08] \times 10^{-3} = 0.843$$

\Rightarrow (I) n'est pas vérifiée. \Rightarrow section partiellement comprimée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1074.08 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.259$$

$$\mu_{bu} = 0.331 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.382 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 15,62 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.56 \text{m}.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1074.08 \times 10^{-3}}{0.56 \times 348} = 54.39 \text{cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 54.39 - \frac{2995.441 \times 10^{-3}}{348} = -31.68 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{cm}^2. \text{ (le béton seul suffit)}$$

V.2.4.2. Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 143.1947KN.m, N = 1338.093KN \rightarrow e_G = 0.092m < (h/2) = 0.35m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 143.1947 + 1338.093 \times 0.67 - 0.70/2 = 571.38KN.m.$$

$$(0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.70 \times 18.48 = 1.779 > [1338.093 \times (0.55 - 0.03) - 571.38] \times 10^{-3} = 0.124$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 571.38 KN.m \rightarrow \mu_{bu} = 0.105 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0cm^2.$$

$$\alpha = 0.138 \rightarrow z = 0.632m \rightarrow A = -12.51cm^2 \rightarrow A_s = 0cm^2. (béton seul suffit)$$

V.2.4.3. Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -38.552KN \rightarrow M = 77.4198KN.m \rightarrow e_G = 2m > (h/2) = 0.30 m.$$

Donc le centre de pression est à l'extérieure de la section.

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 77.4198 + 38.552 \times 0.67 - 0.70/2 = 89.76 KN.m.$$

$$(0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.70 \times 18.48 = 1.779 > [38.552 \times (0.57 - 0.03) + 67.01] \times 10^{-3} = 0.087$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée. \Rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 89.76KN.m \rightarrow \mu_{bu} = 0.016 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0cm^2.$$

Tableau V.3 : Féraillage des poteaux

Niveau	Sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A adap (cm ²)	barres
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	70×65	0	2.78	36.4	37.68	12HA20
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	65×60	0	2.46	31.2	33.16	8HA20+4HA16
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	0	1.86	26.4	28.64	4HA20+8HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×50	0	1.23	22.0	24.12	12HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×45	0	0.91	18.0	18.48	12HA14
6 ^{ème} étage	45×40	0	0.54	14.4	15.2	4HA14+8HA12

$$\alpha = 0.0209 \rightarrow z = 0.664m \rightarrow A_1 = 3.88cm^2 \rightarrow A_s = 2.78cm^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

V. 2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents

poteaux des différents niveaux.
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (RPA 7.1)$$

Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	At (cm ²)	Amin (cm ²)	At ^{adop} (cm ²)	barres
70×65	2.0	80.351	80	10	15	1.25	3.025	3.01	6HA8
65×60	1.6	90.231	64	10	15	1.53	2.75	3.01	6HA8
60×55	1.6	81.2111	64	10	15	1.52	2.47	3.01	6HA8
55×50	1.6	97.97	64	10	15	2.02	2.2	3.01	6HA8
50×45	1.4	77.857	56	10	15	1.83	1.925	3.01	6HA8
45×40	1.2	32.083	48	10	15	0.86	1.65	3.01	6HA8

V.2.6. Vérifications :

V.2.6.1. Vérification au flambement :

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments élancés soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $(\alpha / 1.10)$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right. \quad L_f = l_0 \text{ longueur de flambement.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = 2996KN$$

$$lf = 201.6cm \rightarrow \lambda = 12.68 < 50 \rightarrow \alpha = 0.828 / 1.10 = 0.753$$

$$Br = 0.70 - 0.025 \times 0.65 - 0.025 = 0.4218m^2.$$

$$Nu = 0.753 \times \left[\frac{0.4218 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{37.18 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 20.74MN.$$

$Nd = 2.996MN < 20.74 MN \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.5 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	70×65	288	201.6	12.68	0.753	37.68	0.4218	20.74	2.996	vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	65×60	288	201,6	13.95	0.824	33.16	0.3593	18.80	1.918	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	288	201,6	15.50	0.818	28.64	0.3018	15.04	1.421	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×50	288	201,6	17.44	0.809	24.12	0.2494	13.09	0.965	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×45	288	201,6	19.93	0.798	18.48	0.2019	10.38	0.542	vérifiée
6 ^{ème} étage	45×40	288	201,6	23.25	0.781	15.2	0.1594	9.31	0.187	vérifiée

V.2.6.2. 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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa = 0.6fc_{28}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre superieure.}$$

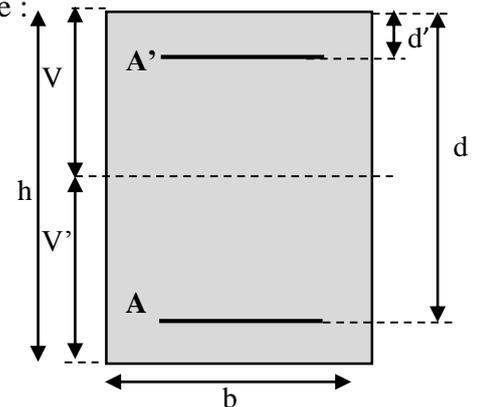
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 15MPa.$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
d (cm)	67	62	57	52	47	42
A' (cm ²)	18.48	16.58	14.32	12.06	9.24	7.6
A (cm ²)	18.48	16.58	14.32	12.06	9.24	7.6
V (cm)	38.82	36.34	33.68	30.72	27.82	25.46
V' (cm)	31.18	28.66	26.32	24.28	22.18	19.54
I _{yy} ' (m ⁴)	0.0818	0.0576	0.0343	0.0302	0.0204	0.0126
N ^{ser} (MN)	1.798	1.399	1.037	0.704	0.395	0.136
M ^{ser} (MN.m)	0.033	0.027	0.026	0.031	0.026	0.024
M _G ^{ser} (MN.m)	0.683	0.539	0.384	0.297	0.116	0.042
σ _{bc1} (MPa)	5.45	4.95	4.678	3.991	2.859	1.311
σ _{bc2} (MPa)	5.44	5.083	4.604	3.906	2.820	1.294
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.2.6.3. 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	λ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	70×65	201.6	12.68	0.075	67	80.351	0.184	1.875	vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	65×60	201.6	13.95	0.075	62	90.231	0.242	1.875	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	201.6	15.50	0.075	57	81.2111	0.259	1.875	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×50	201.6	17.44	0.075	52	97.97	0.376	1.875	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×45	201.6	19.93	0.075	47	77.857	0.368	1.875	Vérifiée
6 ^{ème} étage	45×40	201.6	23.25	0.075	42	32.083	0.190	1.875	Vérifiée

V.2.6.4. 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 **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

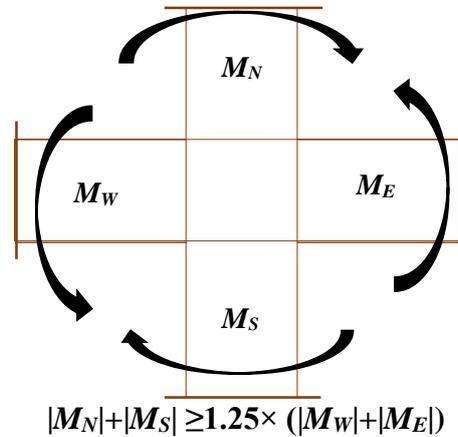


Figure V.1 : Moments résistants aux zones nodales

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) 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,

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm^2)	Z (cm)	A_s (cm^2)	M_R (KN.m)
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	70×65	60	37.68	776.318
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	65×60	58.5	33.16	710.90
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	54	28.64	511.142
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×50	49.5	24.12	419.969
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×45	45	18.48	299.106
6 ^{ème} étage	45×40	40.5	15.2	257.638

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

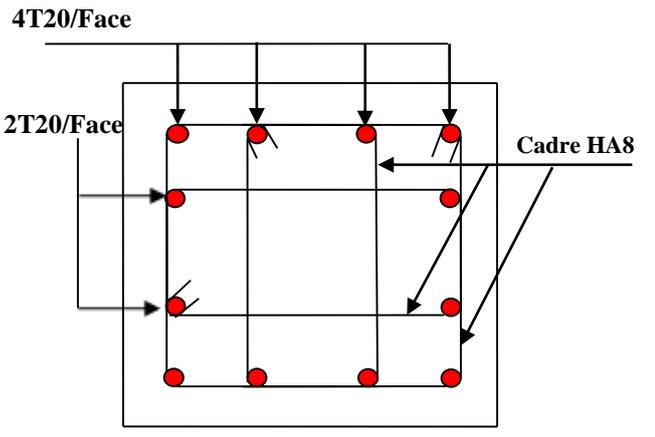
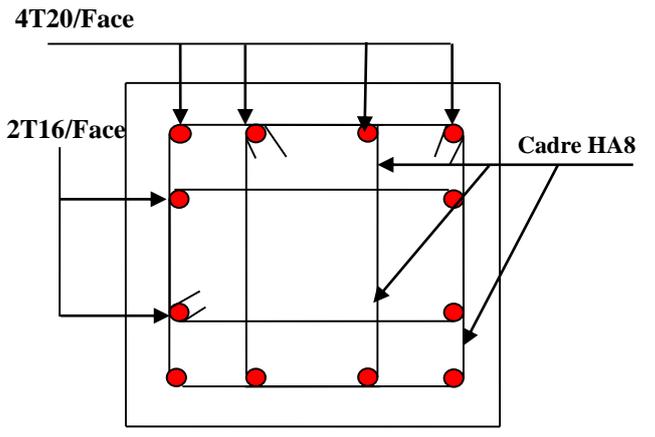
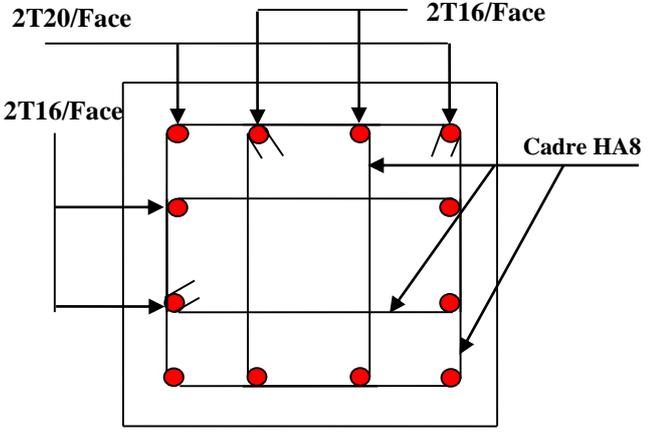
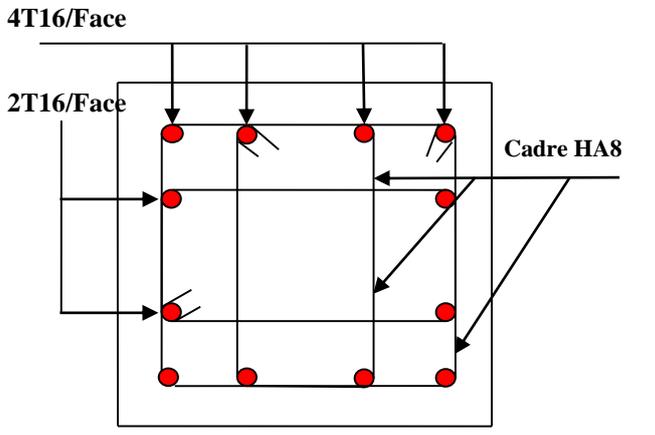
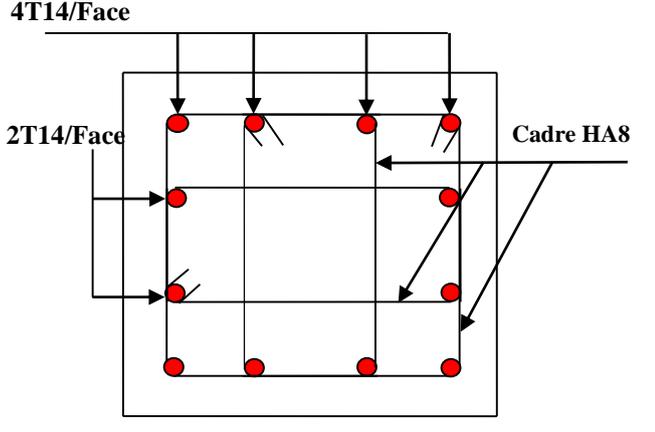
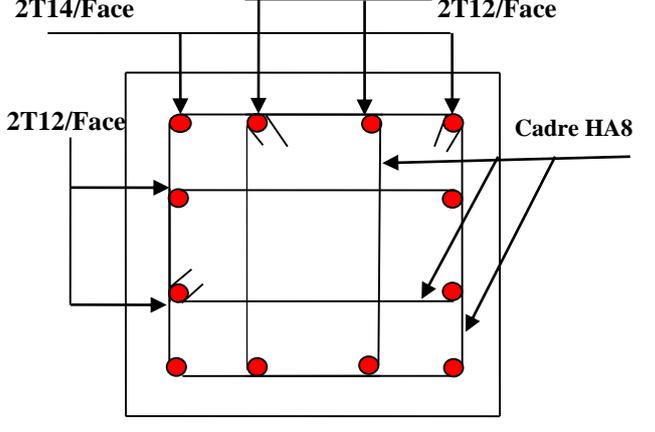
Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau V.9). Suivant on effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau V.9 : Vérification de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs
Entre sol -4	776.318	776.318	1552.63	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Entre sol -3	776.318	776.318	1552.63	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Entre sol -2	710.90	776.318	1487.22	157.352	157.352	393.38	Vérifiée
Entre sol -1	710.90	710.90	1421.8	157.352	157.352	393.38	Vérifiée
RDC	511.14	710.90	1222.04	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Etage 1	511.14	511.14	1022.28	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Etage 2	419.96	511.14	931.1	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Etage 3	419.96	419.969	839.92	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Etage 4	299.106	419.969	719.07	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Etage 5	299.106	299.106	598.21	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée
Etage 6	257.638	299.106	556.75	133.799	133.799	334.4975	Vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres et non dans les poteaux

Tableau V.10 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

 <p>4T20/Face</p> <p>2T20/Face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>4T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteaux (70×65) 4^{ème} et 3^{ème} entre-sol</p>	<p>Poteaux (65×60) 2^{ème} et 1^{er} entre-sol</p>
 <p>2T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>4T16/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteaux (60×55) RDC et 1^{er} étage</p>	<p>Poteaux (55×50) 2^{ème} et 3^{ème} étage</p>
 <p>4T14/Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>2T14/Face</p> <p>2T12/Face</p> <p>2T12/Face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteaux (50×45) 4^{ème} et 5^{ème} étage</p>	<p>Poteaux (45×40) 6^{ème} étage</p>

V.3. Etude des poutres :

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 et 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 données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** à savoir

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.3.1. Ferrailage :

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 poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10 cm 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 :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_{\min})$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ 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.

V.3.2. Calcul du ferrailage :**a) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

➤ Calcul du moment réduit ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

➤ exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 154.1817 \text{ KN.m (Acc)}$$

$$M_a = 149.6688 \text{ KN.m (Acc)}$$

• Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{154.1817 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.118$$

$$\mu_{bu} = 0.106 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.158$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.393m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{154.1817 \times 10^{-3}}{0.393 \times 400} = 10.05 \text{ cm}^2$$

• Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{149.6688 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.153$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.209$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.385m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{149.6688 \times 10^{-3}}{0.385 \times 400} = 9.72 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.11: Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	P P	45×30	Appuis	149.6688	186.09	9.72	6.75	10.68	4T14+4T12
			Travée	154.1817		10.05		11.12	4T16+2T14
	P S	45×30	Appuis	137.421	152.68	8.86	6.75	10.68	4T14+4T12
			Travée	144.707		9.37		11.12	4T16+2T14

2^{ème} et 1^{er} entre sol	P P	45×30	Appuis	180.9415	219.12	12.01	6.75	12.56	4T16+4T12
			Travée	169.9793		11.19		11.12	4T16+2T14
	P S	45×30	Appuis	171.9616	180.11	11.34	6.75	12.56	4T16+4T12
			Travée	164.2795		10.77		11.12	4T16+2T14
RDC et 1^{er} étage	P P	45×30	Appuis	161.7498	175.62	10.59	6.75	10.68	4T14+4T12
			Travée	160.9163		9.53		11.12	4T16+2T14
	P S	45×30	Appuis	139.3236	111.45	8.99	6.75	10.68	4T14+4T12
			Travée	129.4865		8.30		11.12	4T16+2T14
2 et 3^{ème} étage	P P	45×30	Appuis	123.124	119.88	7.84	6.75	10.68	4T14+4T12
			Travée	103.5811		6.53		8.04	4T16
	P S	45×30	Appuis	117.4406	167.69	7.46	6.75	10.68	4T14+4T12
			travée	101.9857		6.42		8.04	4T16
4 et 5^{ème} étage	P P	45×30	Appuis	100.4602	86.57	6.32	6.75	10.68	4T14+4T12
			travée	75.1903		4.66		8.04	4T16
	P S	45×30	Appuis	74.3904	54.06	4.55	6.75	10.68	4T14+4T12
			travée	56.963		4.50		8.04	4T16
6^{ème} étage	P P	45×30	Appuis	67.9337	86.85	4.71	6.75	10.68	4T14+4T12
			travée	39.6843		2.41		8.04	4T16
	P S	45×30	Appuis	37.5825	26.89	2.32	6.75	10.68	4T14+4T12
			travée	39.9938		2.40		8.04	4T16

Après modilisation on a adopté de nouvelles dimenssion 45×30 pour les poutres principales et secondaires, aux lieu de 35×30 prie intialements dans le prédimenssionement.

V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :**V.3.3.1. Les armatures transversales :****a) Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3)$$

$$\phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.16cm^2$

Soit : 2 cadre de T10.

a) Calcul des espacements des armatures transversales :

- Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \varphi_t^{\min}\right)$$

$$S_t \leq \min(1.25; 14.4) = 10cm$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5cm.$$

$$\text{Soit } S_t = 15cm$$

b) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0.003 \cdot 15 \cdot 45 = 2.025cm^2$$

$$A_t = 3.16 > A_{\min} = 2.025cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3.2. Vérification à l'ELU :**a) Contrainte tangentielle maximale :**

- Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	219.12	1.74	3.33	Vérifiée
secondaires	180.11	1.42	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre

V.3.3.3. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa. \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	49.29	166733	17.26	12.56	5.10	15	vérifiée
	Travées	20.02	153298.	16.75	11.12	2.18	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	36.13	149148	16.48	10.68	3.99	15	vérifiée
	Travées	28.11	153298	16.75	11.12	3.07	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.14 : Vérification de la flèche pour les poutres

V.3.4. Ferrailage des poutres:		Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poutres dans chaque niveau									
h_f (cm)	B (cm)	l (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_f}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_f}{l} > \frac{1}{10}$	$\frac{h_f}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	
PP	4T145	30	4.10	12.56	0.109	0.072	0.0093	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	45	30	4.10	11.12	0.109	0,072	0.0053	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
		<p>Appui</p>				<p>Travée</p>					
		4 ^{ème} 3 ^{ème} e – sol RDC et 1 ^{ère} étage				4 ^{ème} 3 ^{ème} e – sol RDC et 1 ^{ère} étage					
		<p>Appui</p>				<p>Travée</p>					
		2 ^{ème} et 1 ^{er} e – sol				2 ^{ème} et 1 ^{er} e – sol					
		<p>Appui</p>				<p>Travée</p>					
		2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages				2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages					

V.4. Étude des voiles :

V.4.1. 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 encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles 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.4.2. Recommandations du RPA99/2003 :

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux :

(RPA Art 7.7.4.1)

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 :

(RPA Art 7.7.4.2)

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes :

(RPA Art 7.7.4.3)

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.4.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : 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)	
4 3 2 et 1 ^{er} e-sol	V_{x1}	872.085	675.1403	714.3161	172.674	-28,028	708.5198	266.586
RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	V_{x1}	475.185	174.8793	174.8793	475.185	-62.629	153.5042	120.078
4 et 5 ^{ème} étage	V_{x1}	205.359	62.1812	62.1815	205.359	-9.222	30.3284	53.285

V.4.4. Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

V.4.4.1. Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a) 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 RPA99/2003.

$$L = 1.6 \text{ m, } d = 1.57 \text{ m, } e = 0.20 \text{ m.}$$

$$N_{max} = 872.085KN \text{ (compression), } M_{cor} = 675.1403KN.m \text{ (Combinaison Acc).}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.774m < \frac{L}{2} = 0.80m$ ϕ (le centre de pression est à l'intérieur de la section). Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b)$(I).

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 675.1403 + 872.085 \times (1.57 - 0.80) = 1346.64 KN.m$

$872.085 \times 1.57 - 0.03 - 1346.64 = -3.62 < 0.337 \times 1.6 - 0.81 \times 0.03 \times 1.6 \times 0.2 \times 18.48 = 3.045$ non vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1346.64 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.57^2 \times 14.2} = 0.192$

$\mu_{bu} = 0.342 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow Pivot A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa.$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.271$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.39m.$

$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1352.75 \times 10^{-3}}{1.39 \times 348} = 27.77 cm^2.$

$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 27.77 - \frac{872.085 \times 10^{-3}}{348} = 2.71 cm^2.$

$A_s = 2.71 cm^2.$

- Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

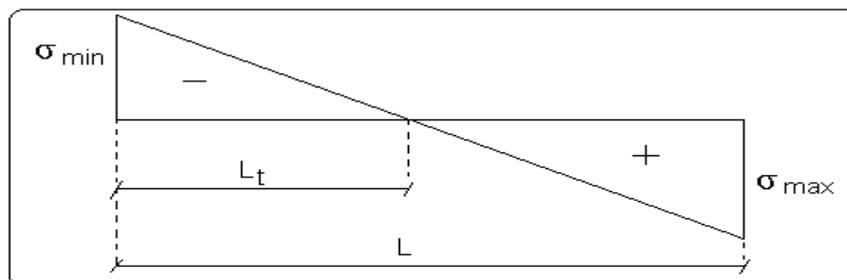


Figure V.2: Longueur de la partie tendue dans un voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{872.085 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.6} + \frac{675.1403 \times 10^{-3}}{0.068267} \times 0.8 = 10.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{872.085 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.6} - \frac{675.1403 \times 10^{-3}}{0.068267} \times 0.8 = -5.186 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{5.186 \times 1.6}{5.186 + 10.63} = 0.524 \text{ m.}$$

b) Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$

$$V_{\max} = 266.286 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 266.286 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.57} = 1.187 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.49 \text{ cm}^2.$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 0.2 \times 0.20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

V.4.4.2. Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 714.3161 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 172.674 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$e_G = 4.137 \text{ m} > (h/2) = 0.80 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 714.3161 + 172.674 \times (1.57 - 0.80) = 847.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 847.27 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.121 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.161 \rightarrow z = 1.468 \text{ m} \rightarrow A_l = 16.58 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 11.61 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$\sigma_{\max} = 3.89 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -2.81 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.671 \text{ m.}$$

V.4.4.3. Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = 28.028 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 708.5198 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x)$$

➤ **Armatures verticales :**

$$e_G = 25.279 \text{ m} > (h/2) = 0.80 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 708.5198 + 28.028 \times (1.57 - 0.80) = 726.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 726.33 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.103 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.139 \rightarrow z = 1.48 \text{ m} \rightarrow A_l = 14.06 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 13.26 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$\sigma_{\max} = 4.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -2.45 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.589 \text{ m.}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile V_{x1}

$$A_V \geq 13.26 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

V.4.5. Vérifications:

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 52 = 2.36 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (160 - 2 \times 52) = 0.84 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L_t = 0.15\% \times 20 \times 160 = 4.8 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

- En zone tendue : $A_{V(ZT)} \geq 2.36 \text{ cm}^2. A_{V(ZC)} \geq 0.84 \text{ cm}^2$

On opte pour : 14HA12 = 15.83 cm² (Schéma ferrailage Figure V.3)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux :

Tableau V.17: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	4 3 2 et 1 ^{er} e-sol	RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 1.60	0.2 × 1.40	0.2 × 1.20
M (KN)	708.5198	153.5042	30.3284
N (KN)	28.028	62.629	6.222
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	266.286	120.078	53.285
τ (MPa)	0.172	0.613	0.318
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.25	2.54	0.68
A_v^{min} (cm ²)	4.8	4.2	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	15.83	9.04	9.04

N^{bre} /par face	14HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	10	15	15
A_h^{cal} (cm²)	1.49	0.76	0.39
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.18: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	4 3 2et 1 ^{er} e-sol	RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×1.6	0.2×1.4	0.2×1.2
M (KN)	153.5042	179.557	72.089
N (KN)	62.629	71.645	15.102
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	120.078	102.245	60.689
τ (MPA)	0.535	0.522	0.256
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	2.36	2.82	1.57
A_v^{min} (cm²)	4.8	4.2	3.6
A_v^{adop} (cm²)	7.90	7.90	7.90
N^{bre} /par face	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	15	10	10
A_h^{cal} (cm²)	0.68	0.65	0.32
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.19: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	4 3 2 1 ^{er} e-sol RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	4 5,6 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×1.4	0.2×1.2
M(KN)	506.1493	74.0092
N(KN)	7.49	118.493
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	222.289	63.96

τ (MPa)	1.136	0.328
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10.54	3.54
A_v^{min} (cm ²)	4.2	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	11.30	9.04
N^{bre} /par face	10HA12	8HA12
S_t (cm)	10	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.42	0.442
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20

Tableau V.20: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	4 3 2 1 ^{er} e-sol RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	4 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.4	0.2×1.20
M(KN)	535.7561	370.001
N(KN)	5.289	6.0816
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	220.819	66.469
τ (MPa)	1.410	0.339
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.82	10.34
A_v^{min} (cm ²)	4.2	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	13.56	11.30
N^{bre} /par face	12HA12	10HA12
S_t (cm)	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1.42	0.442
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20

Tableau V.21: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux

Niveau	4 3 2 1 ^{er} e-sol RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	4 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.2	0.2×1.00
M(KN)	373.3992	53.1732
N(KN)	67.389	58.651
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	177.731	55.181
τ (MPa)	1.036	0.398
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	8.64	0.77
A _v ^{min} (cm ²)	3.6	3
A _v ^{adop} (cm ²)	9.04	9.04
N ^{bre} /par face	8HA12	8HA12
S _t (cm)	10	10
A _h ^{cal} (cm ²)	1.28	0.49
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6
A _h ^{adop} (cm ²)	1.57	1.57
N ^{bre} /par plan	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20

Tableau V.22: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x6} dans tous les niveaux

Niveau	4 3 2 1 ^{er} e-sol RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	4 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.2	0.2×1.00
M (KN)	394.6688	71.0466
N (KN)	72.872	59.413
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	176.127	60.183
τ (MPa)	1.053	0.4341
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	9.57	1.58
A _v ^{min} (cm ²)	3.6	3.00
A _v ^{adop} (cm ²)	11.30	9.04
N ^{bre} /par face	10HA12	8HA12
S _t (cm)	10	10

A_h^{cal} (cm ²)	1.31	0.54
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20

Tableau V.23: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Section (m ²)	0.20×3.40
M (KN)	1665.4688
N (KN)	533.573
section	Partiellement comprimée
V (KN)	453.31
τ (MPA)	0.941
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.41
A_v^{min} (cm ²)	10.20
A_v^{adop} (cm ²)	13.56
N^{bre} /par face	12HA12
S_t (cm)	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.17
A_h^{min} (cm ²)	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10
S_t (cm)	20

Tableau V.24: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Section (m ²)	0.2×2.00
M(KN)	544.2606
N(KN)	280.716
section	Partiellement comprimée
V (KN)	204.288
τ (MPA)	0.725
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.37

A_v^{\min} (cm ²)	6.00
A_v^{adop} (cm ²)	9.04
N ^{bre} /par face	8HA12
S _t (cm)	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.90
A_h^{\min} (cm ²)	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N ^{bre} /par plan	2HA10
S _t (cm)	20

Tableau V.25: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux

Section (m ²)	0.20×3.40
M(KN)	2095.8405
N(KN)	230.909
section	Partiellement comprimée
V (KN)	667.781
τ (MPA)	1.387
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5
A_v^{cal} (cm ²)	18.42
A_v^{\min} (cm ²)	10.20
A_v^{adop} (cm ²)	18.48
N ^{bre} /par face	12HA14
S _t (cm)	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.73
A_h^{\min} (cm ²)	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26
N ^{bre} /par plan	2HA12
S _t (cm)	20

Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux

niveau	4 3 2 1 ^{ère} e-sol et RDC	1 2 3 4 et 5 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.20	0.20×0.80
M(KN)	333.6839	111.4388
N(KN)	326.447	52.403
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	177.484	90.125
τ (MPA)	1.061	0.819
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPA)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.59	3.78
A_v^{min} (cm ²)	5.4	2.4
A_v^{adop} (cm ²)	9.04	6.32
N^{bre} /par face	8HA12	8HA10
S_t (cm)	15	10
A_h^{cal} (cm ²)	1.32	1.02
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20

V.4.6. Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui (V_{x1}) comme exemple

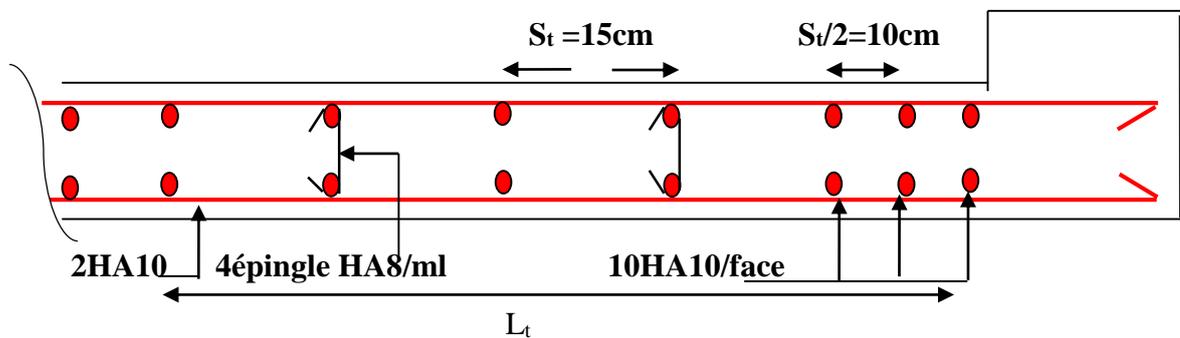


Figure V.3: Schéma de ferrailage de voile V_{x1}

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000version 14) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

CHAPITRE 6

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les charges et surcharges de la structure, L'étude d'une fondation est divisée en deux parties, l'étude du sol d'assise et l'étude de la fondation proprement dite. L'étude du sol nous renseigne sur la capacité du sol et la profondeur d'ancrage. Le calcul de fondation proprement dite est la détermination de ses dimensions et de son ferrailage. On a deux grandes familles de fondations : fondations superficielles et profondes. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et sa réalisation assurent une bonne répartition des charges et évitent les tassements différentiels.

VI.2. Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise,
- la portance de l'ouvrage,
- la distance entre axes des poteaux,
- la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.2m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.8bars.

Dans notre cas, on a trois types de fondations à étudier et qu'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.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G+Q+E$
- 2) $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Etude des fondations

- **Le choix de type de fondation :**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{\text{calculée}} = \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{65.461}{0.18} = 363.67 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 337.71 \text{ m}^2$.

On voit bien que $S_{\text{cal}} = 1.07 S_{\text{bat}}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

VI.5. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.5.1. 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. ($L_{\text{max}} = 4.10 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{410}{20} = 20.5 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm.}$$

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

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, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = h^3 \geq \frac{48 \times (4.10)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7} \geq 0.84 \text{ m}$$

Donc : $h \geq \sqrt[3]{84} \text{ cm.}$

• **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{65461.35 \times 4.10}{2 \times 363.67} \times 1 = 369 KN$$

$$de (I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.32m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 85cm$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 35cm$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = 1.07S_{bat} = 363.67 m^2$.

VI.5.2. Les vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{(RPA A.5.2.41)}$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (70×65) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.70 + 0.85 = 1.55 \\ B = b + h = 0.65 + 0.85 = 1.50 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.1m.$$

$$\Rightarrow N_d = 2.995 MN \leq 0.045 \times 0.85 \times 6.1 \times \frac{25}{1.5} = 3.88 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

➤ **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 3911.3062 m^4 \text{ et } X_G = 12.9 \text{ m.}$$

$$I_Y = 15228.393 m^4 \text{ et } Y_G = 6 \text{ m.}$$

$$M_X = 3156.2828 \text{ KN.m, } M_Y = 3094.2056 \text{ KN.m.}$$

$$N = 47610.316 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{47.610316}{337.71} + \frac{3.1562828 \times 6}{3911.3062} = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{47.610316}{337.71} - \frac{3.1562828 \times 6}{3911.3062} = 0.136 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs à zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.146 + 0.136}{4} = 0.144 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

➤ **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{47.610316}{337.71} + \frac{3.0942056 \times 12.9}{15228.393} = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{47.610316}{337.71} - \frac{3.0942056 \times 12.9}{15228.393} = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.144 + 0.138}{4} = 0.143 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans les deux sens xx et yy.

Sens X-X : $\sigma_{moy} = 0.144 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$

Sens Y-Y : $\sigma_{moy} = 0.143 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$

c) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 363.67 \text{ m} \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 3.06 \text{ m} \text{ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).}$$

$$N = 47610.316 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 363.67 = 12797.5473 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.5.3. 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 le plus sollicité (figure VI.1) et on optera le même ferrailage pour tout 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.

$$Q_u = \frac{65461.36}{363.67} = 180 \text{ KN / ml.}$$

$$L_x = 4.10 \text{ m, } L_y = 4.10 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \dots \dots \dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 180 \times 4.10^2 = 111.35 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1.0000 \times 111.35 = 111.35 \text{ KN.m.}$$

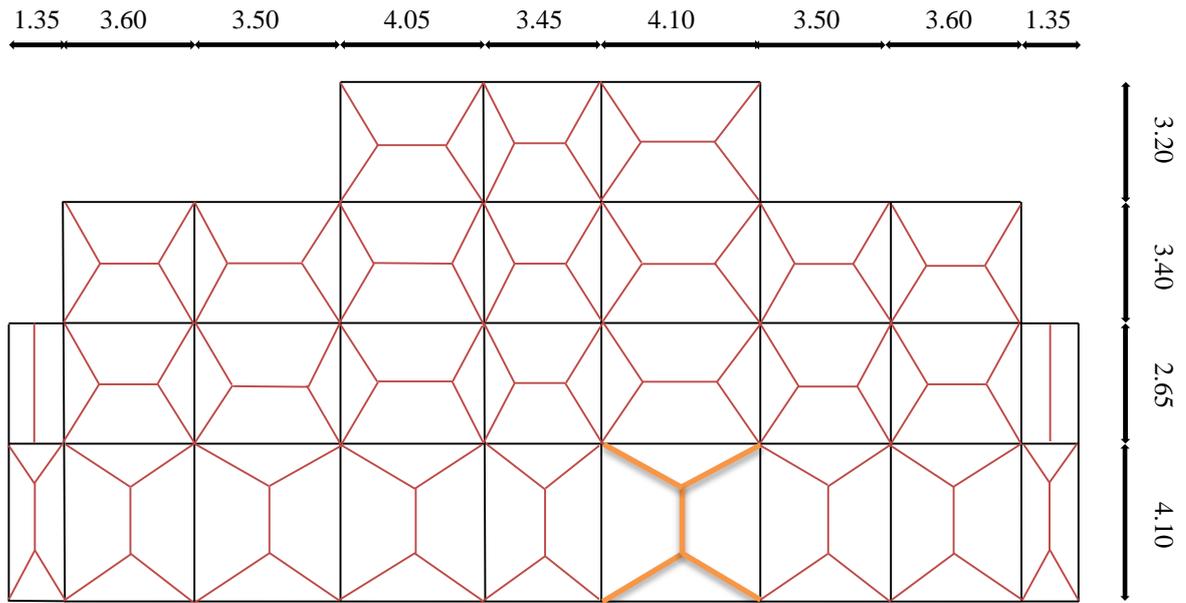


Figure VI.1 : Schéma de rupture de la dalle du radier.

b) Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.35 \text{ m}^2$. 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/lm)	A_{min} (cm^2)	A_{opt} (cm^2/lm)	Choix par (m)	S_t (cm)
Sens X-X	travée	94.65	9.43	2.8	10.78	7HA14	14
	appui	55.67	4.62	2.8	5.65	5HA12	20
Sens Y-Y	travée	3.485	0.35	2.8	4.52	4HA12	25
	appui	2.05	0.19	2.8	4.52	4HA12	25

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 $\rho_0 = 0.0008$.

c) Espacement des armatures :

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 17\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 25\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \end{cases}$$

d) Vérification au cisaillement (à l'ELU) :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 184.5 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 184.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{184.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} = 0.615 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales \Rightarrow pas de risque de cisaillement

à l'ELS :

$$\mu_x = 0.0441$$

$$\mu_y = 1.0000$$

$$N = 47819.127 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{47819.127}{363.67} = 131.49 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0441 \times 131.49 \times (4.1)^2 = 97.476 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 97.476 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 82.855 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 82.855 \text{ KN.m.}$$

• Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 48.738 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de compression du béton :

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

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

$$50y^2 + 15 \times 10.78 \times y - 15 \times 10.78 \times 30 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.36 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 95198.33 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 7.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

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	82.855	8.36	95198.33	7.27	282.513
	yy	82.855	6.38	56318.12	9.39	521.24
Appui		48.738	5.73	46207.51	6.04	383.99

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 :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA16	16.08	9.85	129788.35	6.29	192.95	12.5
	yy	8HA16	16.08	9.85	129788.35	6.29	192.95	12.5
Appui		6HA14	9.24	7.83	84124.76	4.54	192.66	17

VI.5.4. Schéma de ferrailage :

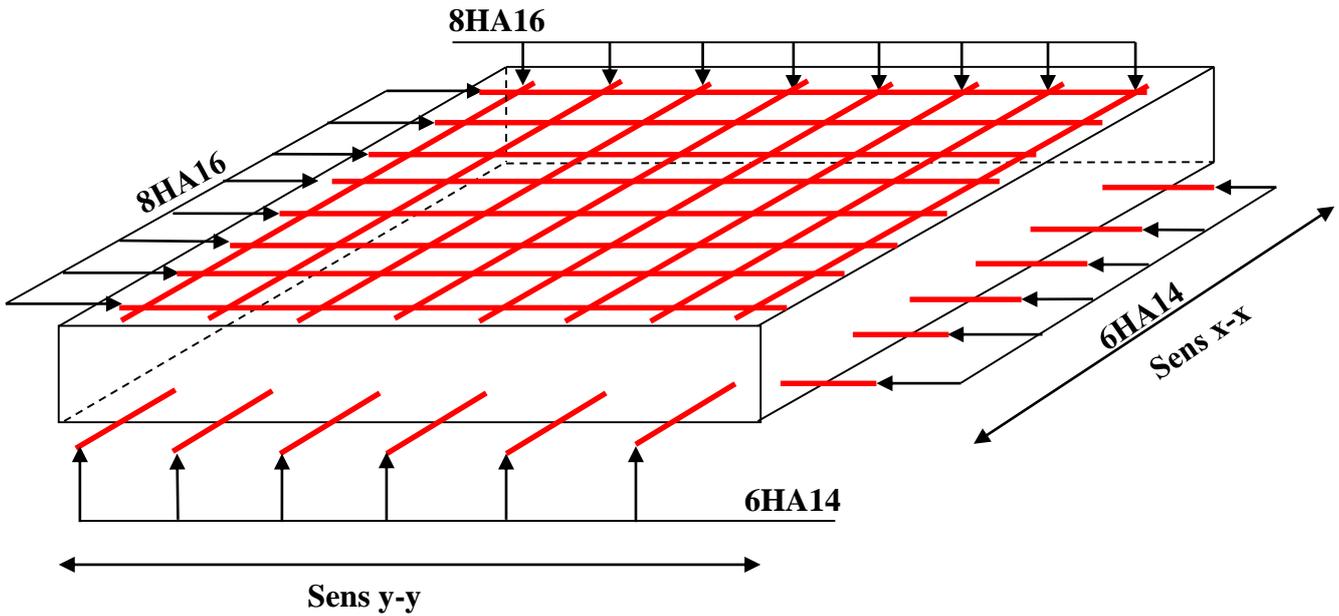


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

VI.5.5. Calcul du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

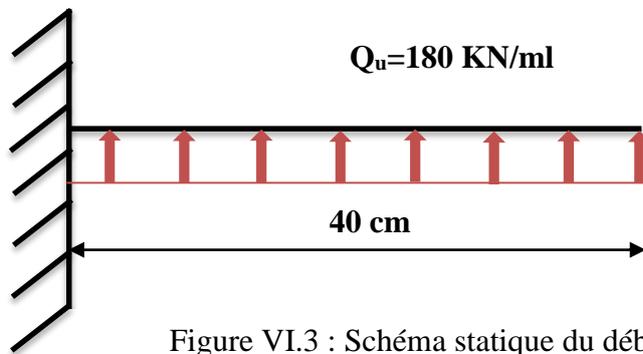


Figure VI.3 : Schéma statique du débord.

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 14.4 \text{ KN.m.}$$

Tableau VI.3 : Sections d'armatures du débord.

M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min}	$A_{adoptée}$	choix par (m)	S_t (cm)	A_r (cm ² /m)	$A_r^{adoptée}$
14.4	1.39	3.52	4.52	4HA12	25	1.50	4HA8=2.01

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m, d = 0.3m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa.$$

$$V_u = Q_u \times l = 72KN \Rightarrow \tau_u = 0.615 < \bar{\tau}_u = 1.16MPa.$$

b) Schéma de ferrailage :

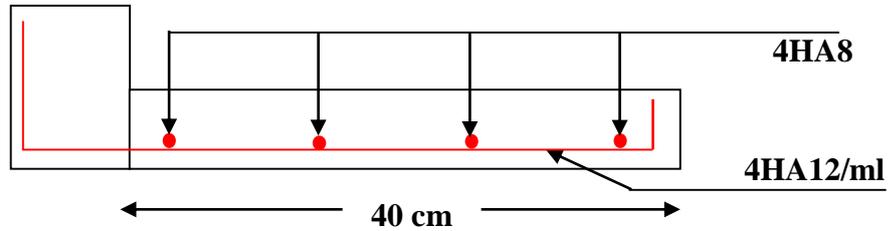


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du débord.

VI.6. Calcul 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.

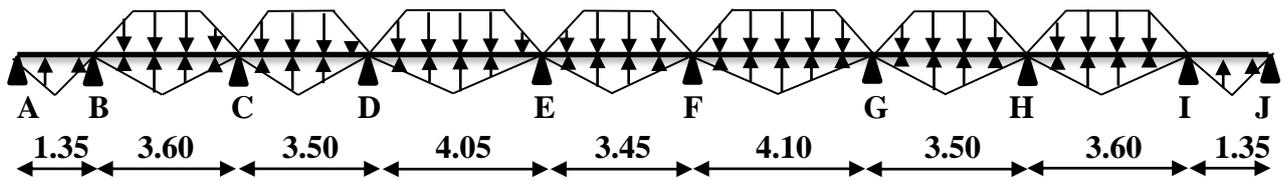
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

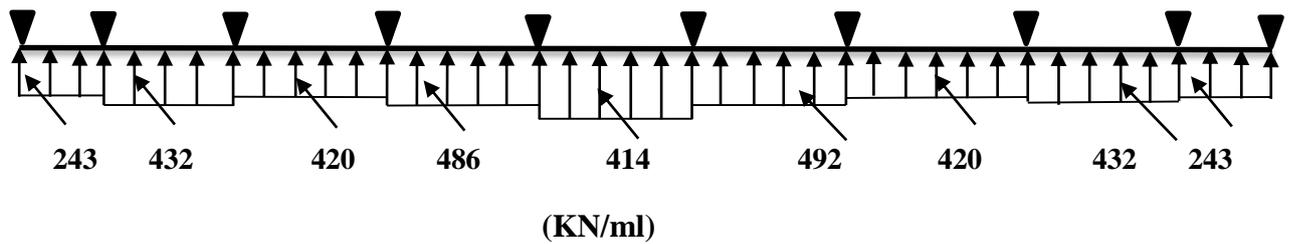
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 180KN/m^2; Q_s = 131.49 KN/m^2$$

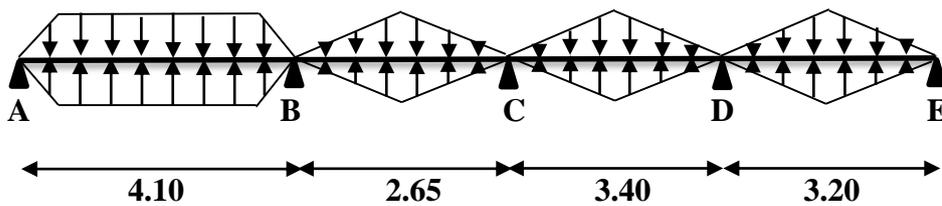
- Sens X-X :



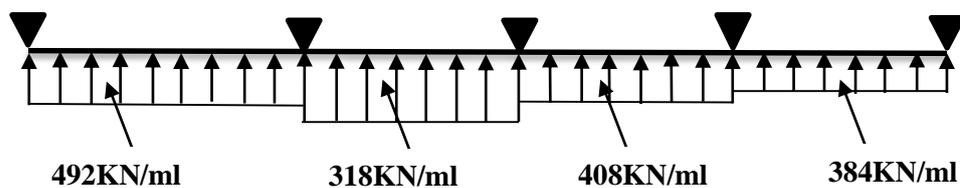
➤ Schéma statique équivalent :



- Sens Y-Y :



➤ Schéma statique équivalent :



VI.6.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

➤ Moments aux appuis :

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

➤ **Moment en travée :**

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

a) Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (y-y)

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4.10	4.10	492	973	698.68	1.92	1874.20
B-C	2.65	2.12	318	698.68	273.22	0.82	805.62
C-D	3.40	2.72	408	273.22	413.22	1.8	934.86
D-E	3.20	3.20	384	413.22	462.61	1.64	929.75

b) Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (x-x)

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	1.35	1.35	243	52.102	577.201	0.92	476.24
B-C	3.60	2.88	432	577.201	407.71	1.69	1194.85
C-D	3.50	2.80	420	407.71	896.48	0.332	1165.58
D-E	4.05	3.24	486	896.48	636.373	1.89	1057.77
E-F	3.45	2.76	414	636.373	891.614	1.97	1457.51
F-G	4.10	3.28	492	891.614	1004.57	2.056	2031.99
G-H	3.50	2.80	420	1004.57	790.449	1.60	1544.88
H-I	3.60	2.88	432	790.449	557.201	1.94	1421.59
I-J	1.35	1.35	243	557.201	52.01	0.85	298.21

VI.6.2. Ferrailage :

- **Sens Y-Y :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.85\text{ m} ; \quad h_0=0.35\text{ m}$$

$$b_0=0.60\text{ m} ; \quad d=0.80\text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(41; 210)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 41\text{ cm}$$

On prend : $b_1=40\text{ cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 40+60=140\text{ cm}$.

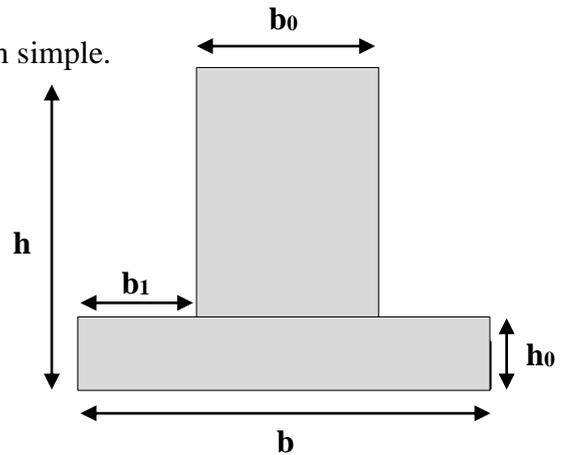


Figure VI.5 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	1874.20	73.18	13.52	77.70	6HA32 6HA25
	Appui	-973	36.40	13.52	41.22	2HA25 10HA20

- **Sens X-X :**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve : $b=150\text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	2031.99	79.43	14.49	83.96	8HA32 4HA25
	Appui	-1004.57	37.52	14.49	37.68	12HA20

VI.6.3. 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.8 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1471.08	1.31	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1416.33	1.18	2.5	Vérifiée

➤ **A l'ELS :**

• **Etat limite de compression du béton :**

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

• **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : 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	1368.43	29.10	3.512 10 ⁶	11.33	15	297.49	201.63
	appui	-710.78	22.53	2.271 10 ⁶	7.05	15	269.80	201.63
X-X	travée	1484.37	27.99	3.918 10 ⁶	10.60	15	295.56	201.63
	appui	-733.85	21.08	2.181 10 ⁶	7.09	15	297.38	201.63

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 :

Tableau VI.10: Résumé des résultats après vérification des contraintes.

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Y-Y	travée	10HA32 2HA25	90.22	40.84	4.154 10 ⁶	12.31	193.50
	appui	6HA25 6HA20	48.30	34.07	2.545 10 ⁶	9.51	192.41
X-X	travée	12HA32	96.48	40.80	4.385 10 ⁶	13.81	199.05
	appui	12HA25	58.92	35.37	2.719 10 ⁶	9.54	180.68

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.71; 60; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 6HA10=4.74 cm² (cadre entourant les barre des angles plus deux petits cadres pour ceux des milieux)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.72; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

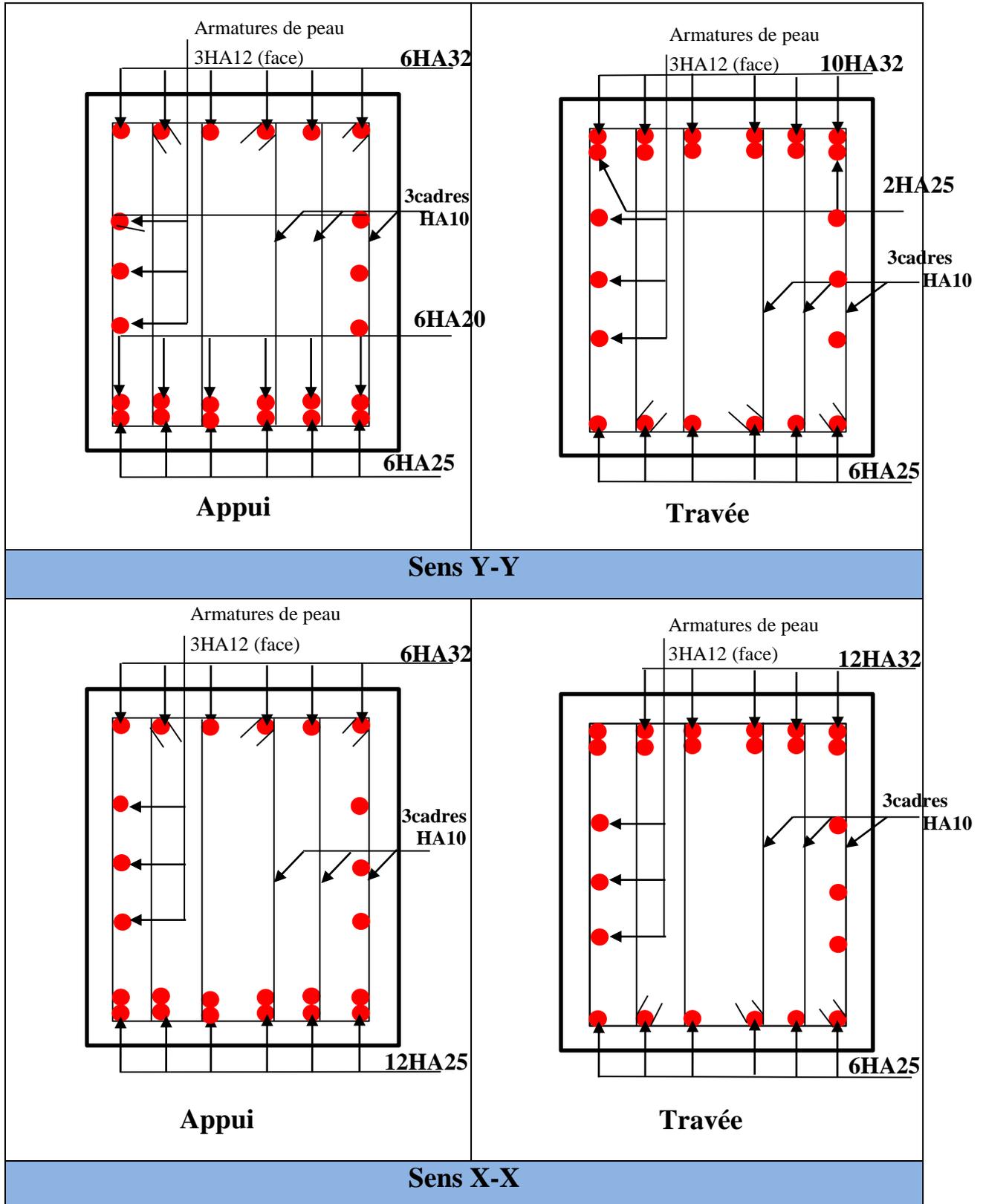
$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.74 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.7} = 67.71 \text{ cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 4.74 \times 10^{-4} \times 400}{0.70 [1.31 - 0.3 \times 2.1]} = 31.86 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

VI.6.4. Schémas de ferrailage des nervures :

Tableau VI.11: Schémas de ferrailage des nervures



VI.7. Voile adossé :

VI.7.1. Introduction :

Afin de soutenir la poussée des terre et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un voile adossé en béton armée au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux du sous-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit jouir des caractéristiques suivant :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encastrée à sa base.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.7.2. Caractéristiques des voiles :

Hauteur	$h = 3.06$ m.
Epaisseur	$e = 20$ cm.
Longueur	$L = 4.10$ m

VI.7.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 27^\circ$.

VI.7.4. Méthode de calcul :

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 27^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.38$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.38$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

VI.7.4.1. Sollicitations :

a) Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow p_1 = 0.38 \times 20 \times 3.06 = 23.26 \text{KN} / \text{m}^2.$$

b) Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K_a' \cdot Q \Rightarrow p_2 = Q \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.38 = 3.8 \text{KN} / \text{m}^2$$

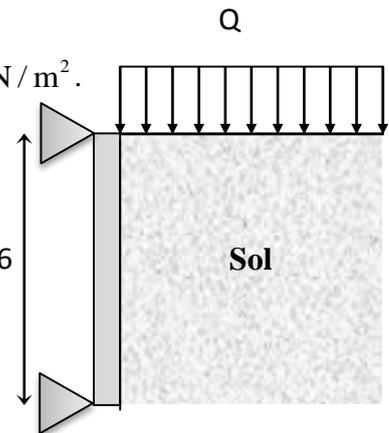


Figure VI.6 : Voile adossé

VI.7.4.2. Ferrailage :

a) Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 37.10 \text{KN/m}$$

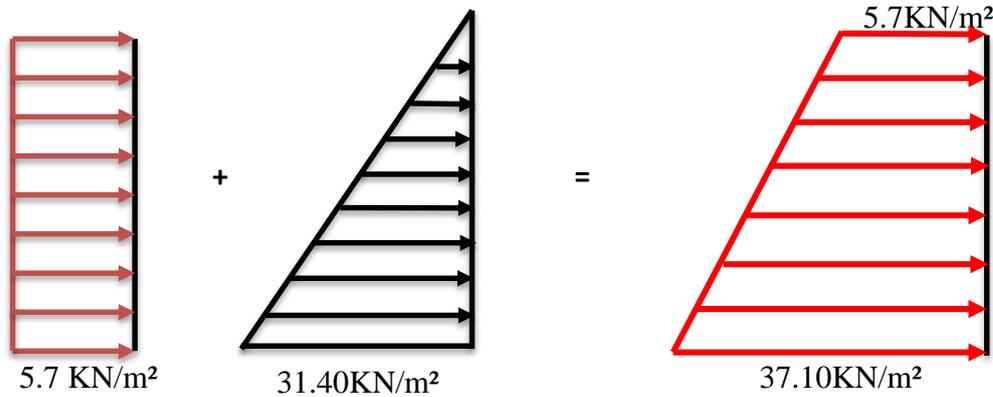


Figure VI.7 : Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.06 \text{ m.} \\ l_y = 4.1 \text{ m} \\ h = 20 \text{ cm.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right. \Rightarrow b = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 37.10 + 5.7}{4} = 29.25 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 29.25 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.74 > 0.4 \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.74 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 17.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 8.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments retenues :**

• **En travée :**

$$\text{Sens (x) : } M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 14.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.28 \text{ KN.m}$$

• **En appuis :**

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 7.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0y} = 6.19 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile adossé

Sens		M (KN.m)	A (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)	choix
x-x	En travée	14.75	2.54	4.71	15	6HA10
	En appui	7.28	1.25	3.14	25	4HA10
y-y	En travée	7.37	1.26	3.93	20	5HA10
	En appui	6.19	1.06	3.14	25	4HA10

b) Vérifications à l'ELU :

• **Les espacements**

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

• **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration nuisible})$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{37.10 \times 4.1}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.74}{2})} = 55.51 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{55.51}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'ELS :

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 23.26 + 4}{4} = 18.39 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = 0.74 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 11.98 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 7.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 10.81 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 6.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 5.99 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 3.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	10.81	4.7	187.64	Vérifiée
	En appui	6.43	3.08	155.82	Vérifiée
y-y	En travée	5.99	2.85	126.53	Vérifiée
	En appui	3.78	1.81	91.60	Vérifiée

e) Schéma de ferrailage :

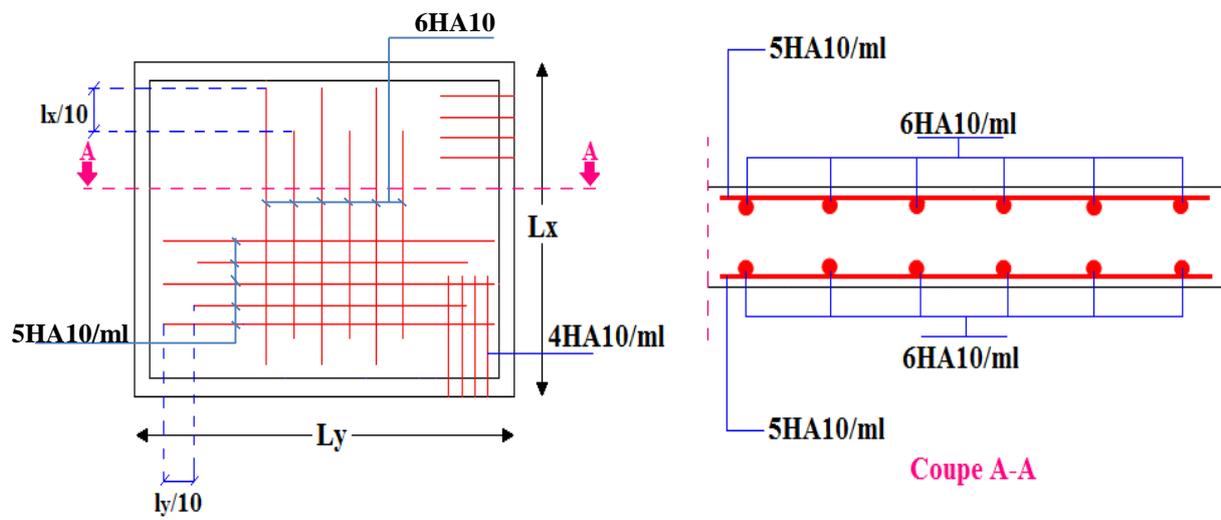


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de mur adossé

Conclusion Générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. (Logiciel SAP2000 Version 14). D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, elle joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments structuraux.
- Ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; ainsi que l'importance de l'outil informatique (SAP2000 ; SOCOTEC, AutoCAD...)
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vue de la sécurité.

La clôture de cette étude, constitue la première expérience dans notre métier, à savoir l'application et le respect des différents règlements en vigueur, nous souhaitons que le présent travail soit un support pour les promotions futures.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition
Décembre 1993.
- [5] V.Davidovici : « La construction en zone sismique ». Editions le Moniteur. Paris(1999).
- [6] Cours de béton armé, en L3 et M1 Génie Civil.
- [7] DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [8] Enciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe 2

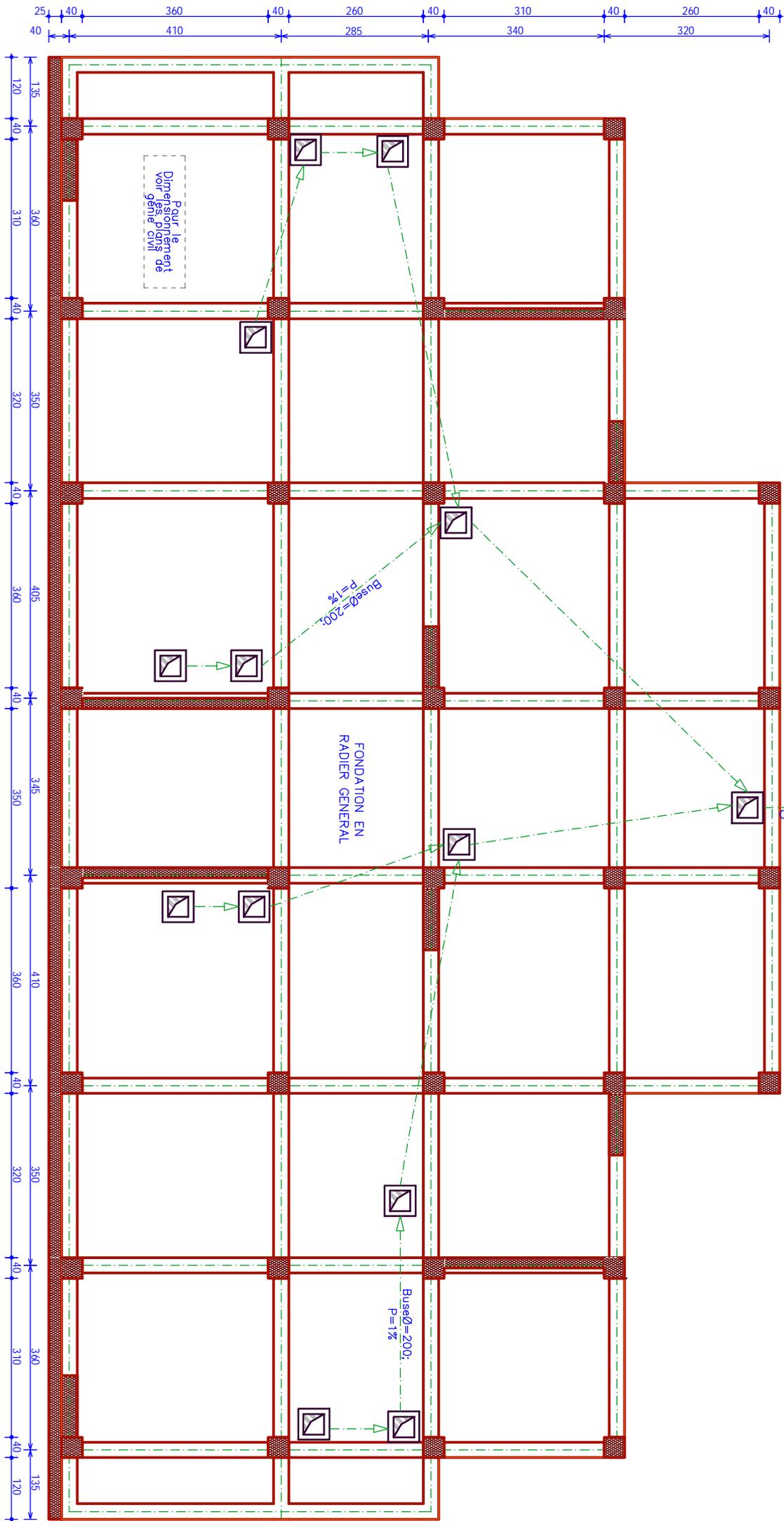
$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

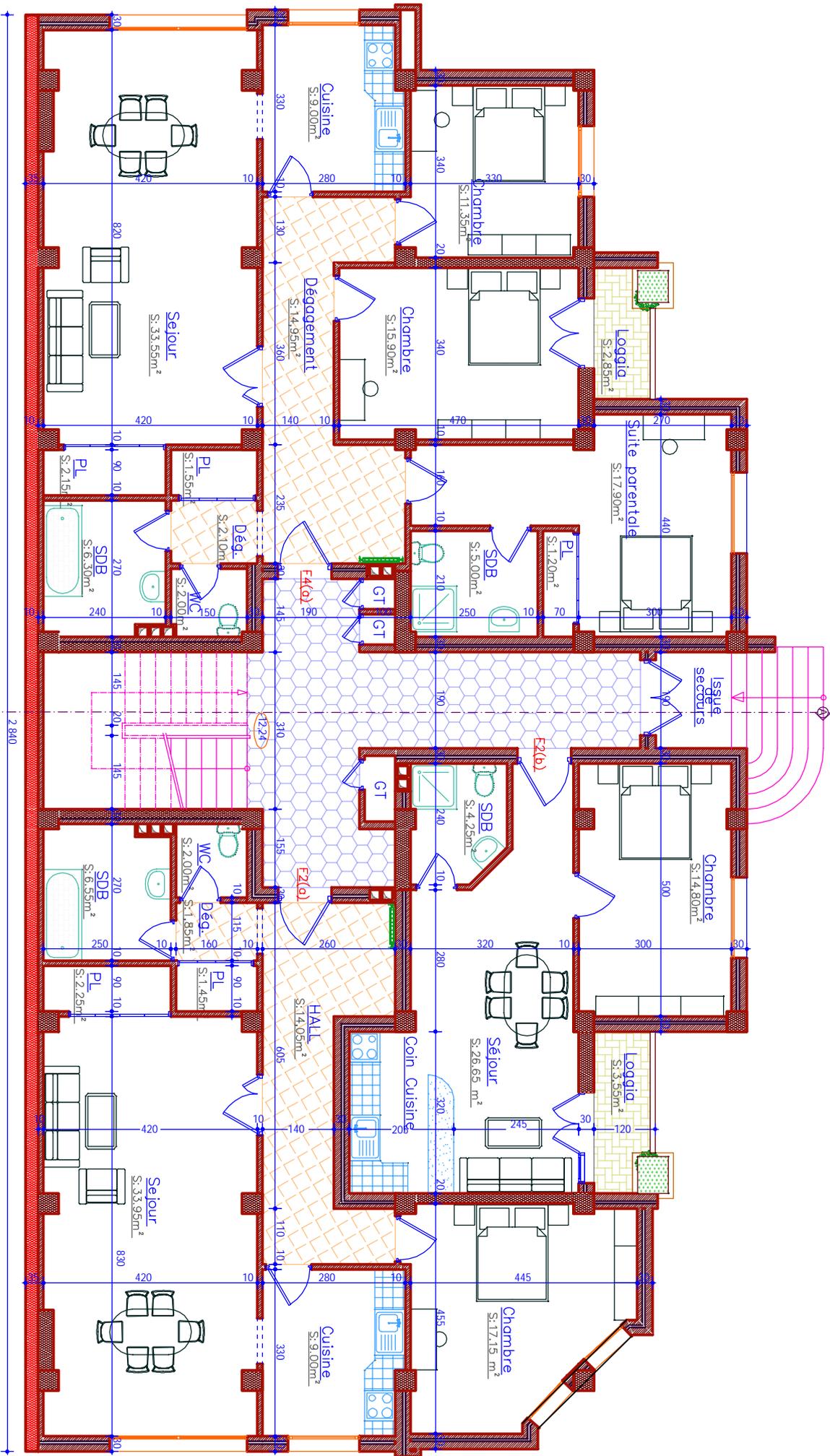
Plans de la Structure



PLAN DES FONDATIONS

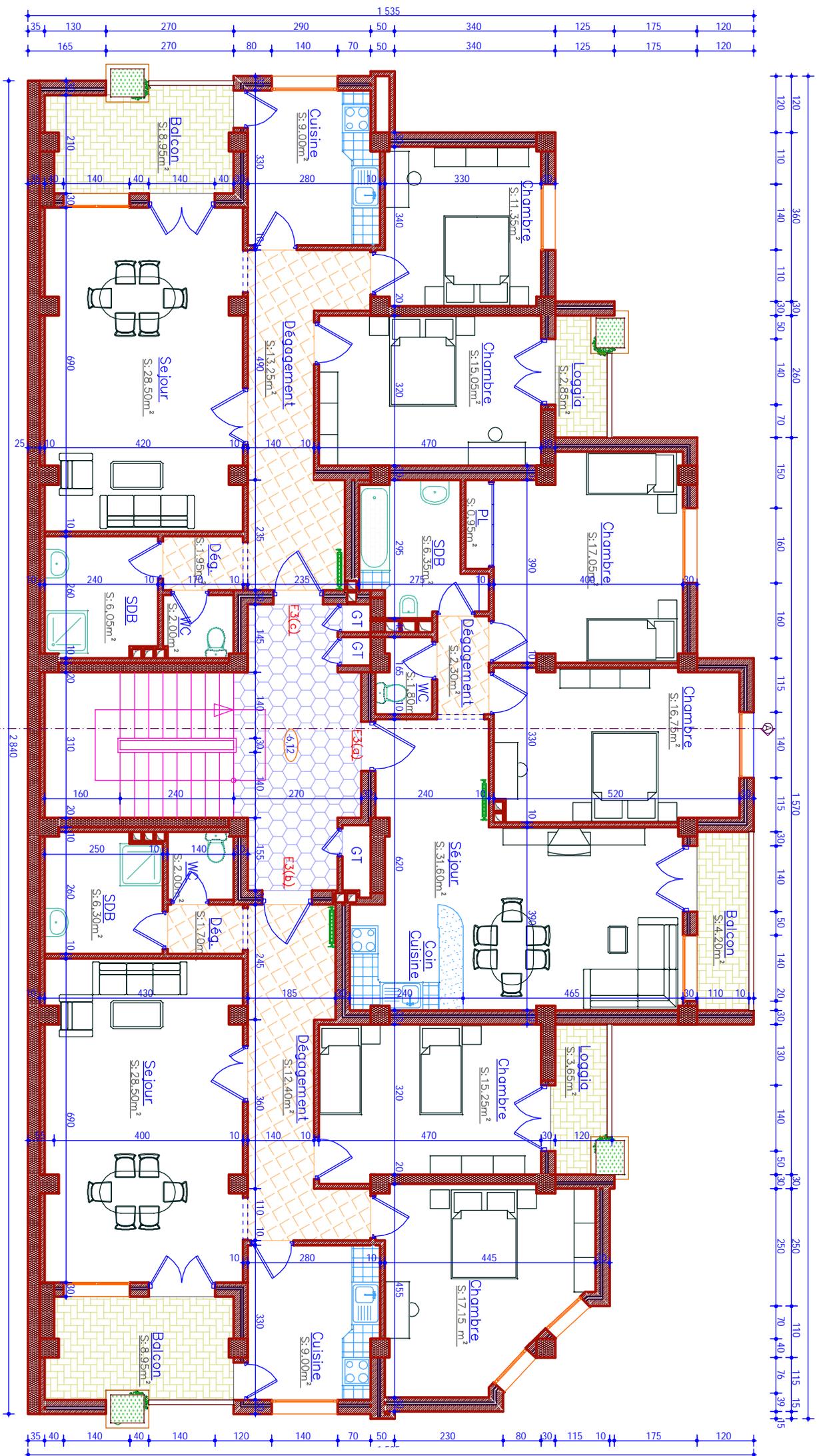
1 470
 435 290 340 125 175 55
 165 270 80 140 120 340 125 175 55

130 130 110 360 140 110 300 60 260 60 140 60 145 160 410 165 300 190 150 25 190 255 560 160 145 320 180 300 250 70 40 76 39



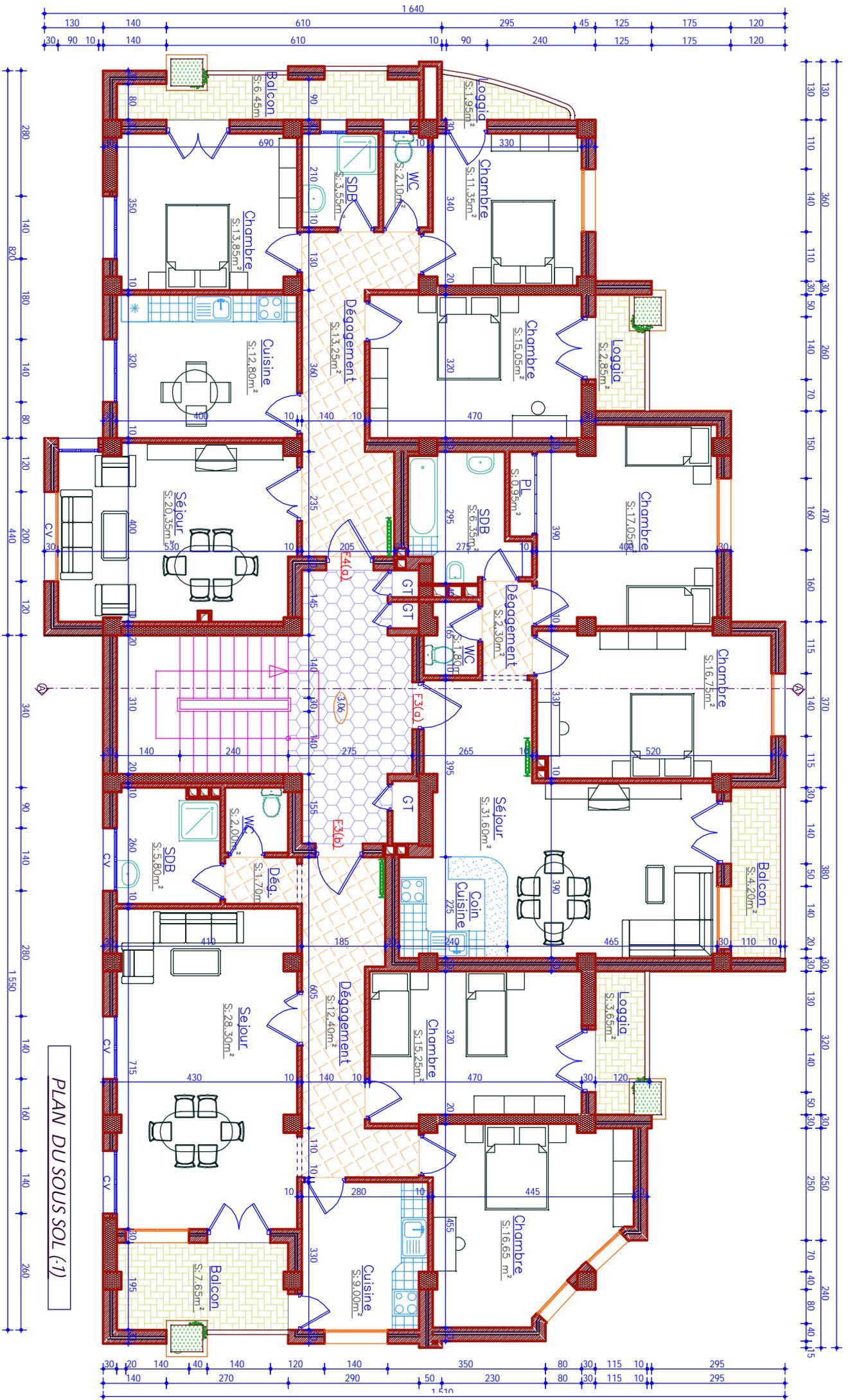
PLAN DU SOUS SOL (4)

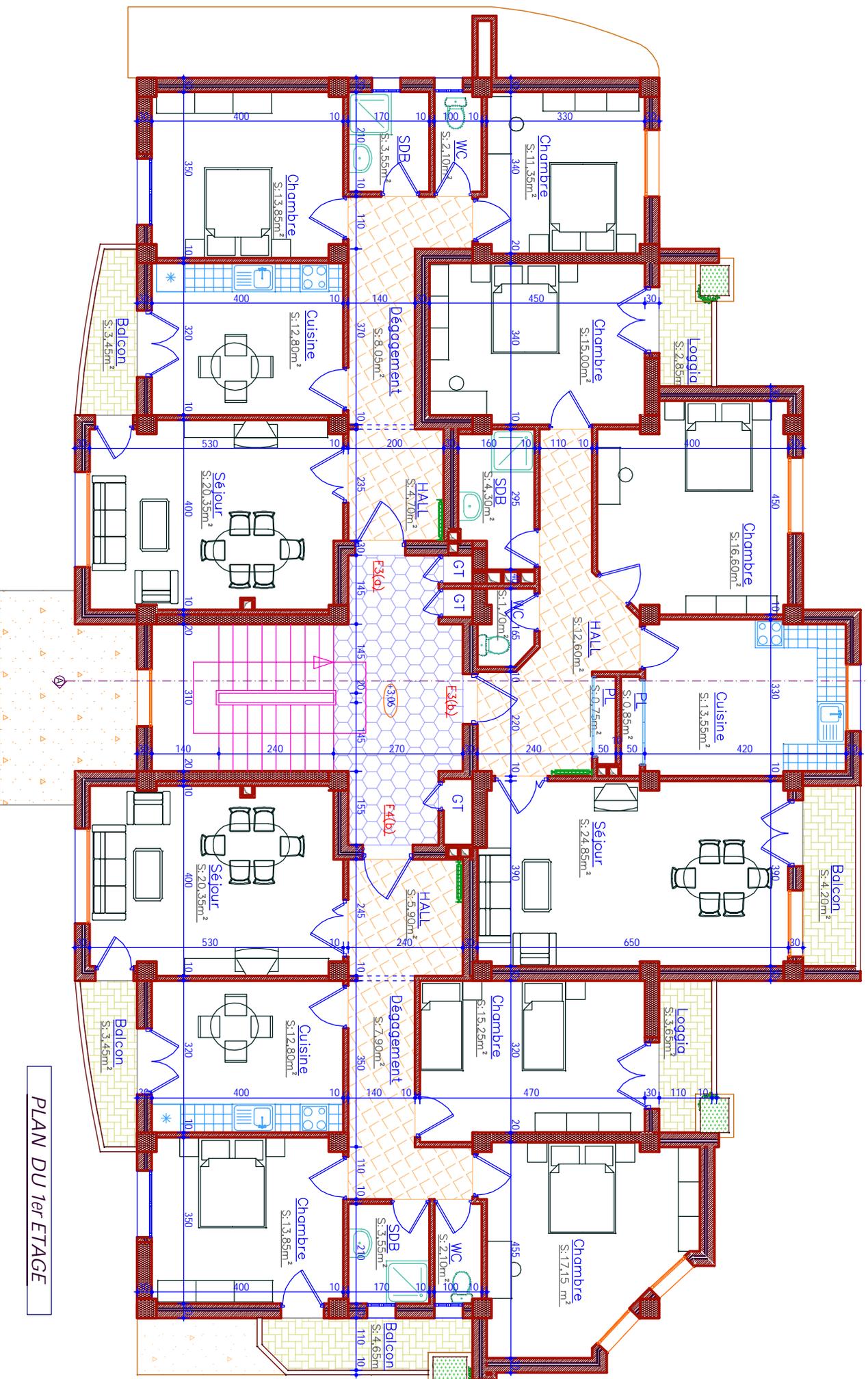
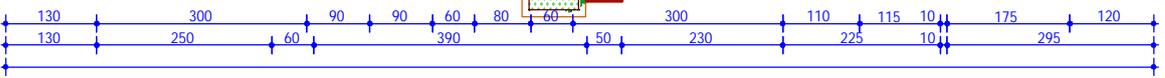
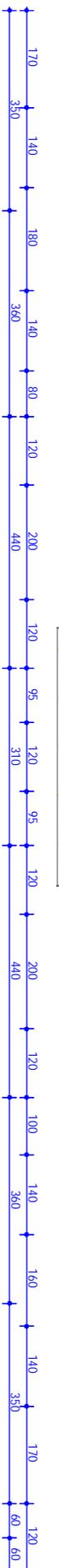
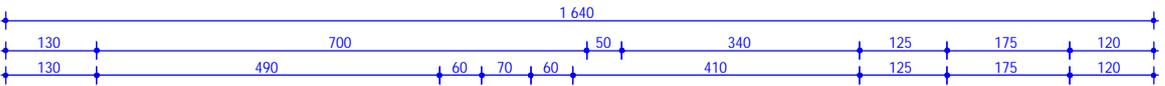
165 270 80 140 70 50 230 235 175 55



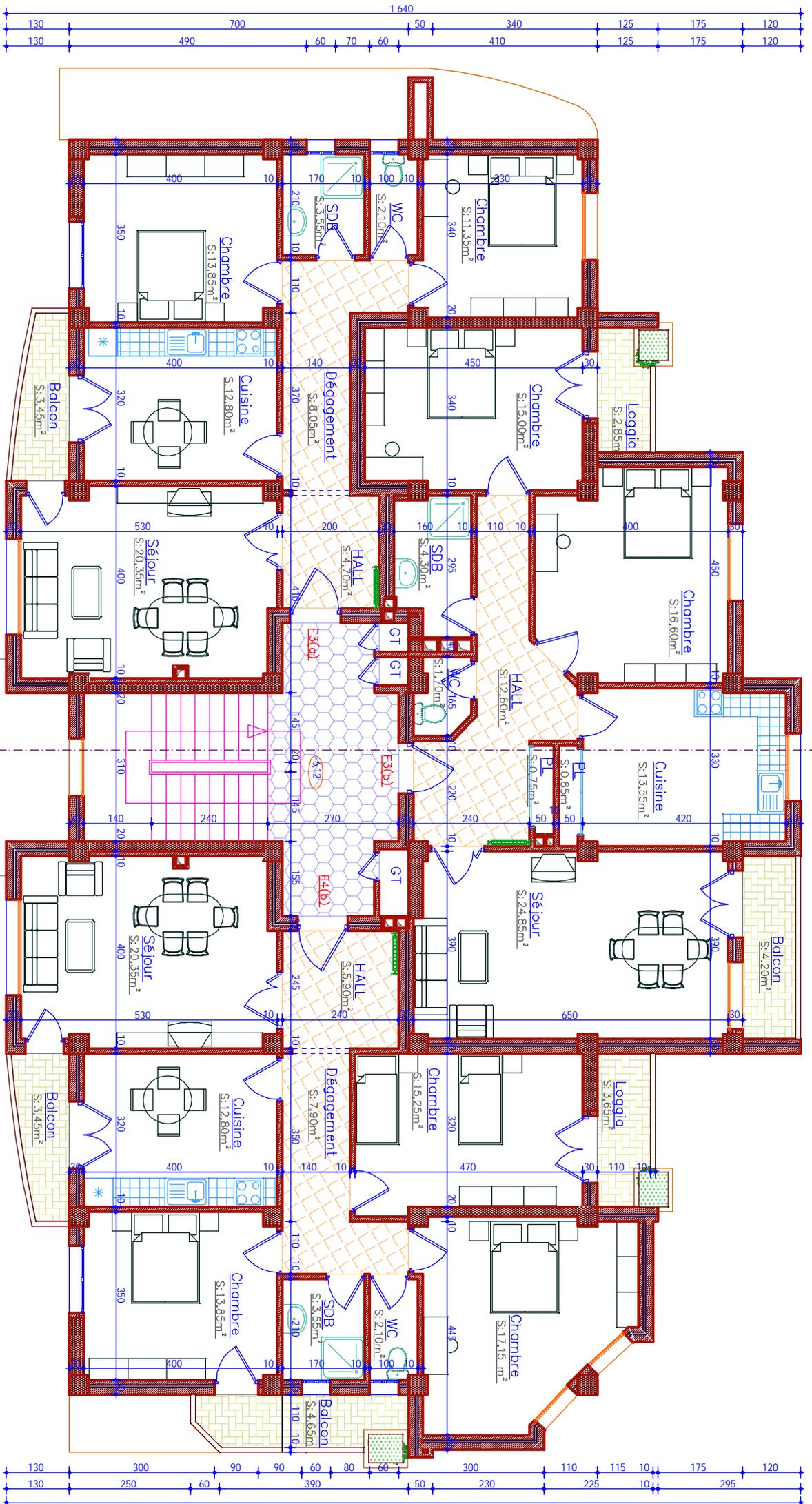
PLAN DES SOUS SOLS (2 & 3)





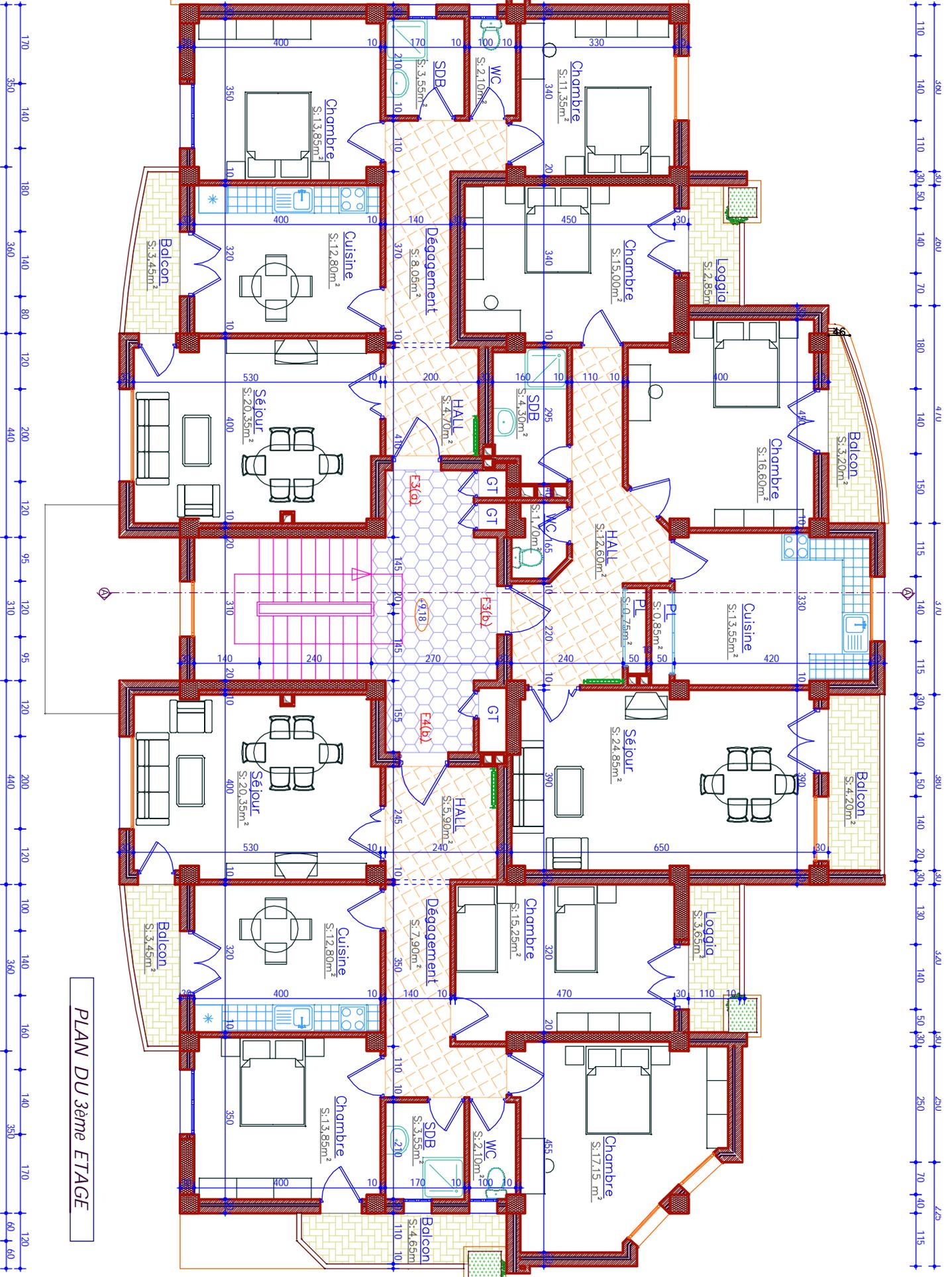


PLAN DU 1er ETAGE



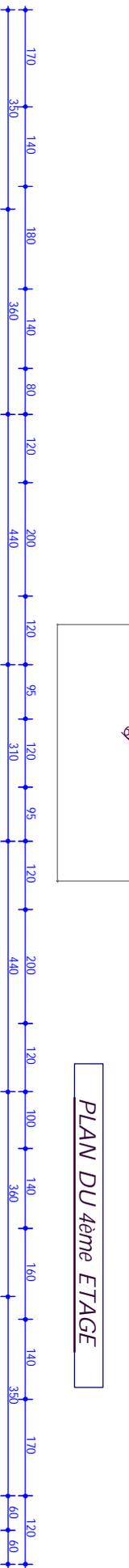
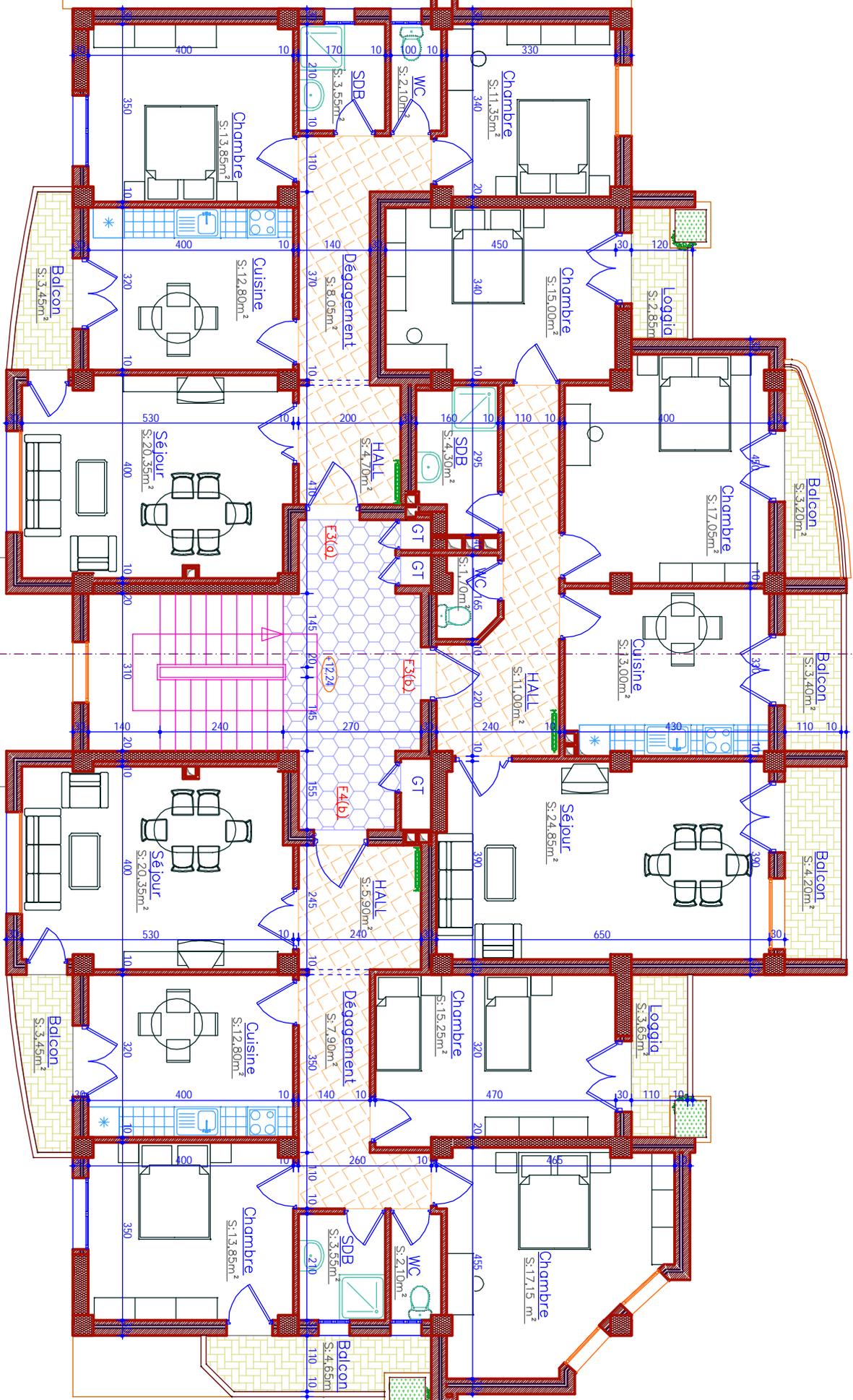
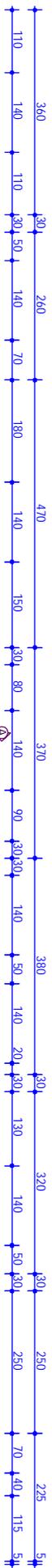
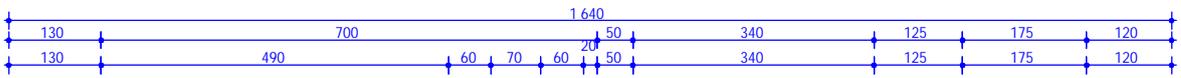
PLAN DU 2ème ETAGE

130 1090 125 175 120
 130 490 60 70 60 20 50 340 125 175 120

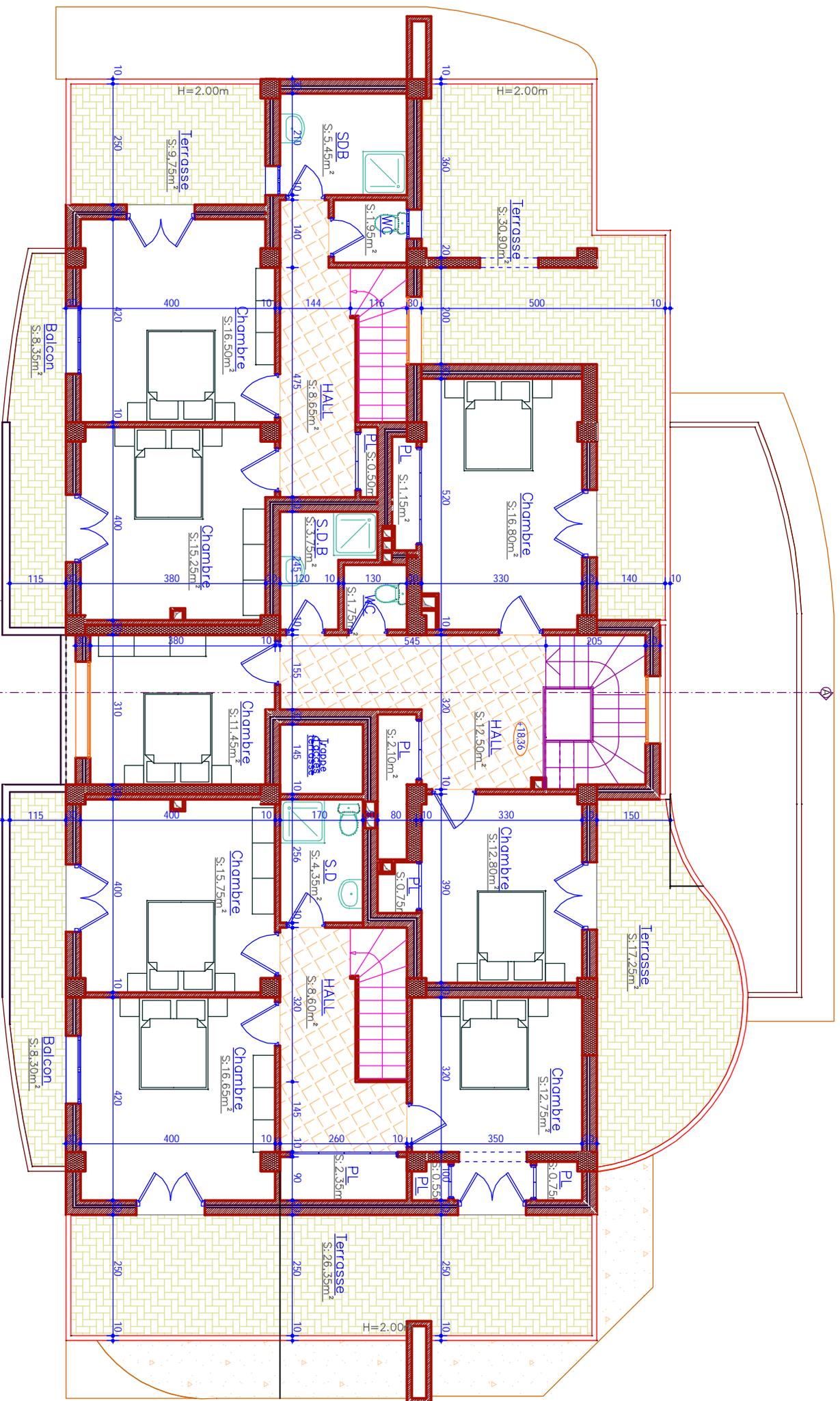
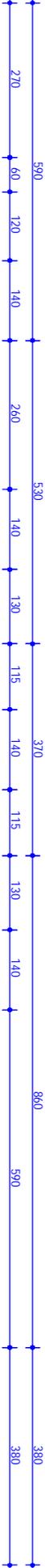
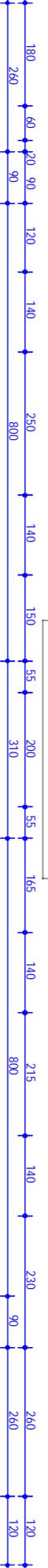
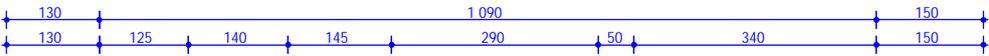


PLAN DU 3ème ETAGE

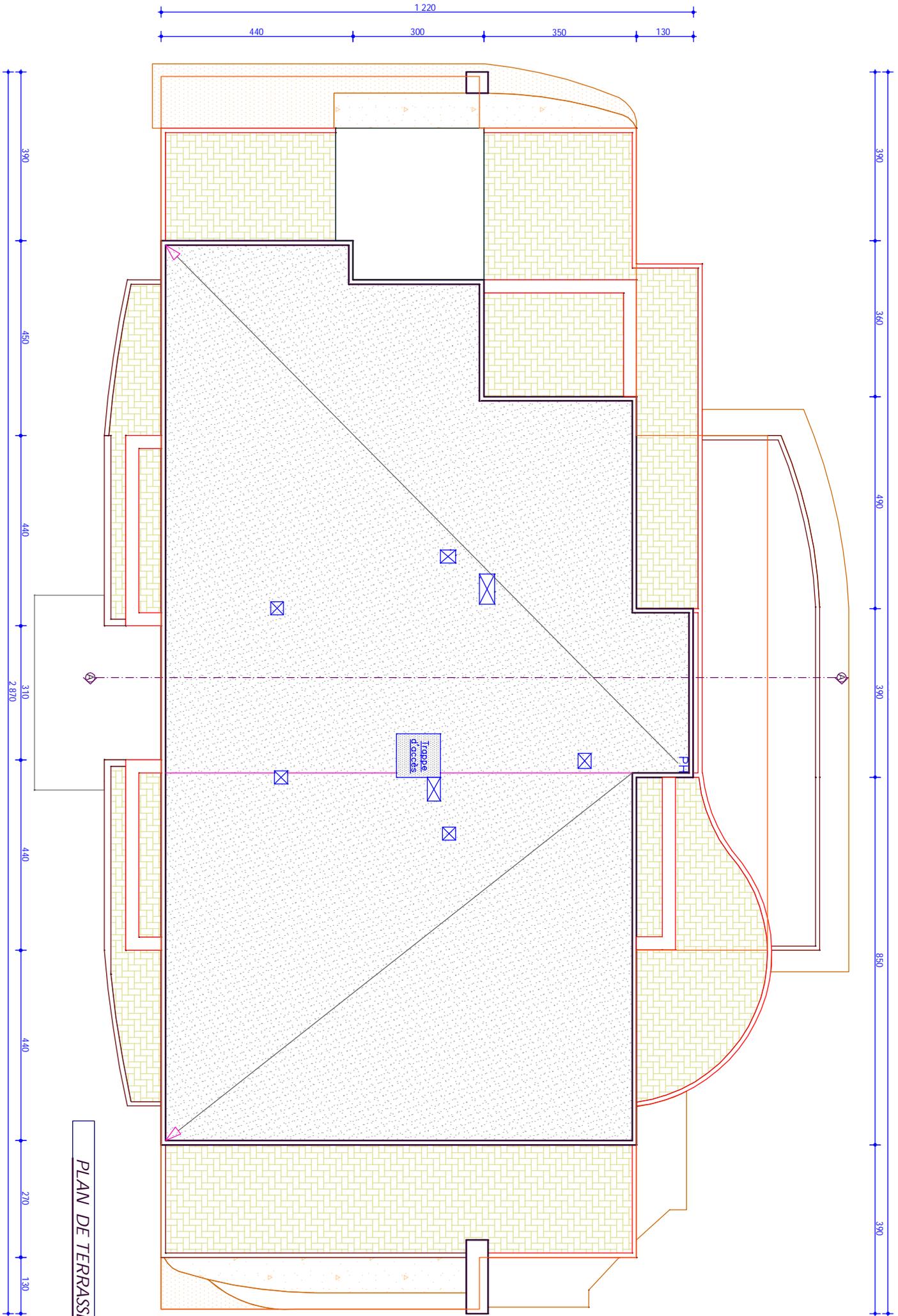
130 300 90 90 60 80 60 50 300 110 115 10 175 120
 130 250 60 390 80 230 225 295 120



PLAN DU 4ème ETAGE



PLAN DU 6ème ETAGE



PLAN DE TERRASSE

