

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Description géométriques de la structure	1
I.4. Classification de l'ouvrage	1
I.4.1. Selon les zones sismiques	1
I.4.2. Selon leur importance	1
I.4.3. Selon le site.	2
I.5. Conception de la structure.....	2
I.5.1. Ossature de l'ouvrage.	2
I.5.2. Plancher	2
I.5.3. Maçonnerie	2
I.5.4. Revêtement	3
I.5.5. Les escaliers	3
I.5.6. Isolation	3
I.5.7. Acrotères	3
I.5.8. Gaine d'ascenseurs	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.6.1. Le Béton	3
I.6.1.1. Les principaux avantages du béton armé	3
I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton	4
I.6.1.3. Résistance caractéristique à la compression	4
I.6.1.4. Résistance à la traction	4
I.6.1.5. Les états limites	4
I.6.1.6. Contraintes et déformations	5
I.6.1.7. Module de déformation longitudinale du béton	6
I.6.1.8. Module de déformation transversale	6
I.6.1.9. Contrainte admissible de cisaillement	6
I.6.2. Les aciers	6
I.6.2.1. Types d'aciers pour béton armé	7
I.6.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier	7
I.6.2.3. Contrainte limite	7
I.6.2.4. Diagramme de déformation d'une section en béton armé	8
I.7. Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites	8
I.7.1. Etat limite ultime	8
I.7.2. Etat limite de service	9
I.8. Hypothèse de calcul.....	9
I.9. Conclusion	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction	10
II.2. Prédimensionnement.....	10
II.2.1. Prédimensionnement des planchers.....	10
II.2.1.1. Les planchers à corps creux.....	10
II.2.1.2. Les planchers à dalle pleine	11
II.2.2. Prédimensionnement des poutres	12
II.2.2.1. Poutre principale.....	12
II.2.2.2. Poutre secondaire... ..	13
II.2.3. Prédimensionnement des poteaux	13
II.2.4. Prédimensionnement des voiles	17
II.3. Evaluation des charges et surcharges	18
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	18
II.3.2. Plancher terrasse accessible	19
II.3.2.1. Plancher à corps creux (16+5)	19
II.3.2.2. Plancher à Dalle pleine	19
II.3.3. Plancher étage courant et RDC	20
II.3.4. Plancher sous-sols (parking)	20
II.3.5. Balcons	21
II.3.6. Maçonnerie	21
II.4. Conclusion	22

Chapitre III : Etude du plancher

III.1. Introduction	23
III.2. Etude du plancher à corps creux.	23
III.2.1. Types des poutrelles	23
III.2.2. Etude des poutrelles	24
III.2.3. Les charges des poutrelles	25
III.2.4. Détermination des efforts internes	25
III.2.5. Ferrailages des poutrelles	30
III.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales	31
III.2.5.2. Vérification au cisaillement	33
III.2.5.3. Vérification de la flèche	33
III.2.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales	34
III.2.5.5. Ancrage des barres	35
III.2.5.6. Ferrailage de la dalle de compression	36
III.3. Etude du plancher dalle pleine	37
III.3.1. Dalle pleine sous-sol 1.....	37
III.3.1.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle	37
III.3.1.2. Combinaisons d'action	38
III.3.1.3. Calcul des moments fléchissants	38
III.3.1.4. Les moments totaux appliqués sur la dalle	38
III.3.1.5. Calcul du ferrailage de la dalle	39
III.3.1.5.1. Calcul des armatures longitudinales	39
III.3.1.5.2. Vérification de l'effort tranchant	43
III.3.1.5.3. Vérification de la flèche	44
III.3.2. La rampe d'accès des deux sous-sols	44
III.3.2.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle	45
III.3.2.2. Combinaisons d'action	45

III.3.2.3. Les moments totaux appliqués sur la dalle	45
III.3.2.4. Calcul du ferrailage de la dalle	45
III.3.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales	45
III.3.2.4.2. Vérification de l'effort tranchant	48
III.3.2.4.3. Vérification de la flèche	48
III.3.3. Dalle pleine Balcon	49
III.3.3.1. Types des balcons	49
III.3.3.2. Charges et surcharges supportées par le balcon	49
III.3.3.3. Moments fléchissants et efforts tranchants	50
III.3.3.4. Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon	51
III.3.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales	51
III.3.3.4.2. Vérification au cisaillement	52
III.3.3.4.3. Vérification de la flèche	52
III.3.3.5. Schéma de ferrailage de balcon	52
III.4. Conclusion	52

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

IV.1. Étude d'escaliers	53
IV.1.1. Introduction	53
IV.1.2. Prédimensionnement des escaliers	53
IV.1.3. Les différents types des escaliers	54
IV.1.4. Evaluation des charges et surcharges des escaliers	57
IV.1.5. Détermination des efforts internes	58
IV.1.6. Détermination du ferrailage	61
IV.1.6.1. Calcul des armatures longitudinales	62
IV.1.6.2. Vérification au cisaillement	64
IV.2. Etude de la poutre palière	65
IV.2.1. Prédimensionnement	65
IV.2.2. Charge supportée par la poutre palière	65
IV.2.3. Calcul des efforts internes	66
IV.2.4. Calcul du ferrailage de la poutre palière	66
IV.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales	67
IV.2.4.2. Vérification au cisaillement	68
IV.2.4.3. Vérification de la flèche	69
IV.2.4.4. Détermination du diamètre des armatures transversales	69
IV.3. Etude de l'acrotère	69
IV.3.1. Introduction	69
IV.3.2. Principe de calcul	70
IV.3.3. Calcul des sollicitations	70
IV.3.4. Calcul de l'excentricité	71
IV.3.5. Détermination du ferrailage	71
IV.4. Etude de l'ascenseur	74
IV.4.1. Introduction	74
IV.4.2. Caractéristiques de la machine	74
IV.4.3. Charges et surcharges supportées par la dalle	75

IV.4.3.1. Charge et surcharge de la dalle	75
IV.4.3.2. Charge et surcharge de la machine	76
IV.4.4. Moments fléchissants	76
IV.4.4.1. Sous la charge répartie	76
IV.4.4.2. Sous la charge concentrée	76
IV.4.4.3. Superposition des moments fléchissants	79
IV.4.4.4. Calcul des moments fléchissant réels... ..	79
IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle	80
IV.4.6. Vérification au poinçonnement	81
IV.4.7. Vérification de la nécessité d'armatures transversale	82
IV.4.7.1. Calcul de la contrainte admissible	82
IV.4.7.2. Calcul de l'effort tranchant	82
IV.4.7.3. Superposition des efforts tranchants	83
IV.4.7.4. La contrainte tangente	83
IV.5. Conclusion	83

Chapitre V : Etude dynamique.

V.1. Introduction	84
V.2. Objectif de l'étude dynamique	84
V.3. Modélisation de la structure	84
V.4. Méthodes de calcul	85
V.4.1. Méthode statique équivalente	85
V.4.1.1. Principe	85
V.4.1.2. Domaine d'application	85
V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale	86
V.4.2.1. Principe	86
V.4.2.2. Domaine d'application	86
V.4.3. Choix de la méthode	86
IV.5. Combinaison d'action	86
V.6. Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T)	86
V.7. Analyse des modèles	87
V.7.1. Les différentes dispositions des voiles	87
V.8. Méthode statique équivalente	92
V.8.1. Coefficient d'accélération de zone (A)	93
V.8.2. Coefficient de comportement global de la structure (R)	93
V.8.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	93
V.8.4. Facteur de qualité (Q)	94
V.8.5. Le poids total de la structure (WT)	96
V.8.6. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	97
V.8.7. Détermination de la force sismique de chaque niveau	98
V.9. Caractéristique géométrique et massique de la structure	99
V.9.1. Centre de torsion	99
V.9.2. Centre de masse	100
V.9.3. Evaluation des excentricités	101

V.10. Vérifications	103
V.10.1. Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule	103
V.10.2. Justification de l'effort normal réduit	103
V.10.3. Vérification des déplacements	104
V.10.4. Vérification de l'effet P-Delta	106
V.11. Justification de la largeur de joint sismique	108
V.12. Méthode dynamique modale spectrale	109
V.12.1. Spectre de réponse	109
V.12.2. Résultante des forces sismiques de calcul	110
V.13. Conclusion	111

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction	112
VI.2. Etude des poteaux	112
VI.2.1. Introduction	112
VI.2.2. Combinaisons des charges	112
VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	112
VI.2.4. Sollicitations à considérer	113
VI.2.5. Calcul du ferrailage longitudinal	114
VI.2.6. Calcul du ferrailage transversal	117
VI.2.7. Longueur de la zone nodale	118
VI.2.8. Vérification à l'ELS	119
VI.2.9. Schéma du ferrailage	121
VI.3. Etude des poutres	121
VI.3.1. Introduction	121
VI.3.2. Combinaisons des charges	121
VI.3.3. Recommandations du RPA99, version 2003	121
VI.3.4. Sollicitations dans les poutres	121
VI.3.5. Calcul des poutres principales	122
VI.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales	122
VI.3.5.2. Vérification au cisaillement	124
VI.3.5.3. Vérification de la flèche	125
VI.3.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales	125
VI.3.6. Calcul des poutres secondaires	125
VI.3.6.1. Calcul des armatures longitudinales	125
VI.3.6.2. Vérification au cisaillement	128
VI.3.6.3. Vérification de la flèche	128
VI.3.6.4. Détermination du diamètre des armatures transversales	128
VI.3.7. Tableau récapitulatif des poutres	129
VI.3.8. Schéma du ferrailage	130
VI.4. Étude des voiles	131
VI.4.1. Introduction	131
VI.4.2. Prédimensionnement des voiles	132

VI.4.3. Armatures verticales	132
VI.4.4. Armatures horizontales	133
VI.4.5. Armatures transversales	133
VI.4.6. Diamètre max des armatures	133
VI.4.7. Espacement	133
VI.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement	133
VI.4.9. Exemple de calcul	135
VI.4.9.1. Déterminations des sollicitations	135
VI.4.9.2. Armatures verticales	135
VI.4.9.3. Armatures horizontales	135
VI.5. Conclusion	137

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	138
VII.2. Hypothèses de calcul	138
VII.3. Choix du type de fondation	138
VII.4. Etudes des semelles filantes	138
VII.4.1. Prédimensionnement des semelles filantes	138
VII.4.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes	139
VII.5. Etude du radier	139
VII.5.1. Prédimensionnement du radier	139
VII.5.2. Vérification au poinçonnement	139
VII.5.3. Vérification de la contrainte du sol	140
VII.5.5. Différentes sollicitations	142
VII.5.6. Ferrailage du radier	142
VII.5.6.1. Ferrailage de la dalle	142
VII.5.6.1.1. Calcul a l'ELU	142
VII.5.6.1.2. Vérification à l'ELS	144
VII.5.6.1.3. Vérification au cisaillement	145
VII.5.6.1.4. Calcul de l'espacement	146
VII.5.6.2. Ferrailage de la nervure	146
VII.5.6.2.1. Calcul a l'ELU	146
VII.5.6.2.2. Vérification à l'ELS	147
VII.5.6.2.3. Vérification au cisaillement	148
VII.5.6.2.4. Calcul d'espacement des cadres	148
VII.5.6.2.5. Détermination du diamètre des armatures transversales	148
VII.6. Etude du voile périphérique	149
VII.6.1. Dimensions du voile	149
VII.6.2. Evaluation des charges	149
VII.6.3. Caractéristiques géotechniques du sol	149
VII.6.4. Calcul de forces	149
VII.6.5. Combinaisons d'actions	150
VII.6.6. Calcul de ferrailage	150

VII.6.7. Disposition constructive	151
VII.6.8. Vérification de l'effort tranchant	151
VII.7. Conclusion	151

Chapitre VIII : Etude Managériale

VIII.1. Introduction	152
VIII.2. Management de projet	152
VIII.2.1. Définition	152
VIII.2.2. Le projet	152
VIII.2.3. Le rôle du manager	153
VIII.2.4. Cycle de vie d'un projet	153
VIII.3. Les différents intervenants dans le projet	154
VIII.4. Planification de notre projet	155
VIII.4.1. Works breakdown structure (WBS)	155
VIII.4.2. Le diagramme de GANTT	155
VIII.5. Les ressources	156
VIII.5.1. Les ressources humaines	156
VIII.5.2. Les ressources matérielles et matériaux	156
VIII.6. Utilisation de logiciel de la planification (MS Project)	156
VIII.7. Le devis quantitatif – estimatif	157
VIII.7.1. Méthode de calcul	157
VIII.8. Conclusion	165

CONCLUSION GENERALE.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.

ANNEXE A.

ANNEXE B.

ANNEXE C.

ANNEXE D.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de projet

Figure I.1: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.....	5
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations d'aciers	7
Figure I.4 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois	8

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	10
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.....	11
Figure II.3 : Plancher à Dalle pleine.....	12
Figure II.4: Dimensions des poutres principales.....	13
Figure II.5: Dimensions de la poutre secondaire.....	13
Figure II.6 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	14
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.....	17
Figure II.8 : Plancher Corps creux terrasse inaccessible.....	18
Figure II.9 : Plancher Corps creux étage courant.....	20
Figure II.10: Dalle de balcon.....	21
Figure II.12 : Mur extérieur (double paroi).....	21

Chapitre III : Etude du plancher

Figure III.1: Coupe transversale du plancher	23
Figure III.2: Schéma statique de poutrelles (Type 05) d'étage courant	25
Figure III.3: Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvée	27
Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés	27
Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés par le SAP 2000	27
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP 2000	27
Figure III.7: Diagramme des moments fléchissants de service trouvés	29
Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés	29
Figure III.9 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000	30
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP 2000	30
Figure III.11 : Ferrailage de la dalle de compression	37
Figure III.12 : Coupe en travée d'étage courant (Type 01)	37

Figure III.13 : Coupe en appui d'étage courant (Type 01)	37
Figure III.14 : La section de plus grand Panneau de la dalle pleine de sous-sol (parking) ...	37
Figure III.15 : Section de calcul de la dalle pleine de sous sol 1 (parking)	39
Figure III.16 : Coupe transversale de la rampe d'accès des deux sous-sols	44
Figure III.17 : Vue en plan de la rampe d'accès	44
Figure III.18 : La section du plus grand panneau de la rampe d'accès	45
Figure III.19 : Schéma statique du balcon	49
Figure III.20 : Types des balcons	49
Figure III.21 : Ferrailage du balcon	52

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Figure IV.1 : Schéma d'un escalier	53
Figure IV.2 : Les différents types d'escaliers	54
Figure IV.3 : Schéma statique d'escalier type 01 (cage d'escalier 2)	58
Figure IV.4 : Moments fléchissants ELU Selon SAP 2000	59
Figure IV.5 : Efforts tranchants ELU Selon SAP 2000	60
Figure IV.6 : Moments fléchissants ELS Selon SAP 2000	61
Figure IV.7 : Efforts tranchants ELS Selon SAP 2000	61
Figure IV.8 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier type 01 (cage d'escalier 2).- volée1-	65
Figure IV.9 : charges supportées par la poutre palière	65
Figure VI.10 : Dimension de l'acrotère	70
Figure IV.11 : Schéma de l'acrotère	70
Figure IV.12 : Ferrailage de l'acrotère	73
Figure IV.13 : Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment	74
Figure IV.14 : Système de fonctionnement de l'ascenseur	75
Figure IV.15 : Zone d'impact	77
Figure IV.16 : Dimensions de la charge concentrée	77
Figure IV.17 : Ferrailage de la dalle machine	83

Chapitre V : Etude dynamique

Figure V.1 : Modélisation des blocs B & B'	85
Figure V.2 : Structure sans voile	88
Figure V.3 : Disposition	88



Figure V.4: Disposition 2	89
Figure V.5: Disposition 3	89
Figure V.6: Disposition 4	90
Figure V.7: Disposition 5	90
Figure V.8: Disposition 6	91
Figure V.9: Représentation de joint sismique	109
Figure V.10 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE » (BLOC B')	110

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure VI.1 : Zone nodale	118
Figure VI.2. Ferrailage des poteaux des Sous-sol (70x70)	121
Figure VI.3. Ferrailage des poutres	130
Figure VI.4 : Disposition des voiles pour les blocs B et B'	131
Figure VI.5: Ferrailage de voile le voile V5 du 1 ^{ère} sous sol et RDC	137

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Déplacement maximum selon l'axe Z (bloc B)	141
Figure VII.2 : Déplacement maximum selon l'axe Z (bloc B')	141
Figure VII.3 : Ferrailage des nervures	148
Figure VII.4: Voile périphérique	149

Chapitre VIII : Etude Managériale

Figure VIII.1 : caractéristiques d'un projet	153
Figure VIII.2: Cycle de vie du projet	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I.1 : Les dimensions en plan et en élévation de la structure.....	1
Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier utilisés.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1 : Dimensions et vérification des poteaux du bloc B' &B.....	16
Tableau II.2 : Récapitulation de prédimensionnement des poteaux et des poutres du bloc B' &B.....	17
Tableau II.3: Dimensionnement des voiles du bloc B' &B.....	18
Tableau II.4 : Charge de la terrasse inaccessible en corps creux.....	19
Tableau II.5 : Charge de la terrasse accessible due au corps creux.....	19
Tableau II.6 : Charge de la terrasse accessible due à la dalle pleine.....	19
Tableau II.7 : Charge du plancher étage courant et RDC en corps creux.....	20
Tableau II.8: Charge plancher sous-sol dû à la dalle pleine.....	20
Tableau II.9 : Charge de balcon.....	21
Tableau II.10 : Charges permanentes du mur double paroi.....	22

Chapitre III : Etude du plancher

Tableau III.1 : Schéma statique des poutrelles du RDC du bloc B' &B	23
Tableau III.2 : Schéma statique des poutrelles des étage du bloc B' &B	24
Tableau III.3 : Schéma statique des poutrelles de terrasse accessible du bloc B' &B	24
Tableau III.4 : Schéma statique des poutrelles de terrasse inaccessible du bloc B' &B	24
Tableau III.5 : Charges supportées par les poutrelles	25
Tableau III.6: Récapitulation des moments fléchissants et des efforts tranchants.....	30
Tableau III.7 :L'ancrage des armatures des poutrelles	35
Tableau III.8 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles	36
Tableau III.9 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol	39
Tableau III.10 : Ferrailage calculé en appui et en travée	41
Tableau III.11: Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle de la rampe	45
Tableau III.12 : Ferrailage calculé en appui et en travée	46
Tableau III.13 : Charge de mur au niveau du balcon	50
Tableau III.14 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon (type 01).....	50

Tableau III.15: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon (type 01)	52
---	----

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Tableau IV.1 : Vue en plan	54
Tableau IV.2: Les différents types d'escaliers	55
Tableau IV.3 : Dimension des différents types des escaliers	57
Tableau IV.4 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier	57
Tableau IV.5 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse (Volée)	57
Tableau IV.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour les différents types des escaliers	58
Tableau IV.7 : Combinaison d'action pour le palier et la paillasse	58
Tableau IV.8 : Les efforts internes pour les différentes volées	61
Tableau IV.9 : Ferrailage des différents types des escaliers	64
Tableau IV.10 : charges et surcharges en ELU et ELS	66
Tableau IV.11 : Détermination des efforts internes de la poutre palière	66
Tableau IV.12 : Efforts appliqué sur la poutre palière	67
Tableau IV.13 : Ferrailage calculé en appui et en travée	67
Tableau IV.14 : Calcul des sollicitations	71
Tableau IV.15: Charges et surcharge de la dalle	75
Tableau IV.16 : Charges et surcharge de la machine	76
Tableau IV.17 : Résultats de calcul	78
Tableau IV.18 : Moment fléchissant de la dalle pleine	80
Tableau IV.19 : Ferrailage calculé en appui et en travée	80
Tableau IV.20 : Ferrailage calculé en appui et en travée	81
Tableau IV.21 : Les contraintes dans le béton	81

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1: Périodes de chaque disposition	91
Tableau V.2 : tableau de vérification des masses modales (BLOC B)	92
Tableau V.3 : tableau de vérification des masses modales (BLOC B')	92
Tableau V.4 : Pénalité correspondante au critère de qualité	96
Tableau V.5: Poids des différents étages du bloc B & B'	97
Tableau V.6 : Les Forces sismiques du bloc B & B'	99
Tableau V.7 : Centre de torsion des planchers	100
Tableau V.8 : Centre de masse de chaque niveau	101
Tableau V.9 : Les excentricités théoriques des planchers	102
Tableau V.10 : Les excentricités accidentelles	103
Tableau V.11 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit du bloc B'&B	104
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements du bloc B'& B	105
Tableau V.13 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x du bloc B'& B	107
Tableau V.14 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y du bloc B & B'	108
Tableau V.15 : Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (BLOC B)	111
Tableau V.16 : Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (BLOC B')	111
Tableau V.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques	111

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Bloc B' & B)	113
Tableau VI.2 : Sollicitations des poteaux du bloc B' & B	114
Tableau VI.3 : Sollicitations du poteau de 2 ^{ème} sous sol (BLOC B')	115
Tableau VI.4 : Ferrailage du poteau de 2 ^{ème} sous sol (BLOC B') dû à plusieurs sollicitations.....	116
Tableau VI.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux du bloc B' & B	116
Tableau VI.6 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier	117
Tableau VI.7 : Ferrailage transversal des poteaux	118
Tableau VI.8 : La longueur de la zone nodale	119
Tableau VI.9 : Vérification à l'ELS	120
Tableau VI.10 : Sollicitations dans les poutres principales	122
Tableau VI.11 : Sollicitations dans les poutres secondaires	122
Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales (30×50)	129
Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales (30×45)	129
Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaire (30×35)	129
Tableau VI.15 : Les groupes de voiles et leurs dimensions	132
Tableau VI.16 : Epaisseur du voile	132
Tableau VI.17 : Vérification des voiles au cisaillement	134
Tableau VI.18 : Sollicitations dans les voiles V5 du 1 ^{ère} sous sol et RDC (bloc B)	135
Tableau VI.19 : Ferrailage vertical et horizontale des voiles pour le 2 ^{ème} sous sol	136
Tableau VI.20 : Ferrailage vertical et horizontale des voiles pour le 1 ^{er} sous sol et RDC ..	136
Tableau VI.21 : Ferrailage vertical et horizontale des voiles pour les étages courants (1....7).....	136
Tableau VI.22 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles pour les étages courants (8 et 9).....	136

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : les sollicitations de la dalle	142
Tableau VII.2 : Les sollicitations de la nervure	142
Tableau VII.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers	145
Tableau VII.4 : Effort tranchant dans la dalle	145
Tableau VII.5 : Récapitulation du ferrailage de la dalle	146
Tableau VII.6 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers	147
Tableau VII.7 : Récapitulation du ferrailage de la nervure	148

Chapitre VIII : Etude Managériale

Tableau VIII.1 : Ressources matériels et matériaux	156
Tableau VIII.2 : devis estimatif et quantitatif des deux blocs (B & B')	157

NOTATIONS

G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.
E : Action accidentelle.
 L_i : Longueur du porté.
 M_0 : Moment isostatique.
 M_A : Moment en appui.
 M_t : Moment en travée.
V : Effort tranchant.
 A_{st} : Section de ferrailage.
 A_{sc} : Armatures de compression.
 τ_u : Contrainte de cisaillement.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.
 T_u : Effort tranchant.
 \emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.
 \emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.
 S_t : Espacement entre cadre.
 F_e : Limite élastique d'acier.
 γ : Poids de béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 σ_{st} : Contrainte de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contraintes dans le béton admissible.
 $\bar{\sigma}_{st}$: Contraintes acier admissible.
n : Coefficient d'équivalence.
 ν : Coefficient de poisson.
 M_s : Moment à l'état de service.
 M_u : Moment à l'état ultime.
X : Position de l'axe neutre.
I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche sous chargement instantané.
 f_v : Flèche sous chargement de longue durée.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 E_i : Déformation instantanée.
 E_v : Déformation instantanée.
 f_{t28} : Résistance de traction du béton.
 f_{c28} : Résistance de compression du béton.
 f_{bc} : Contrainte du béton.
g : Largeur de marche (giron).
 ρ : Masse volumique.
 A_r : Armatures de répartition.
S : Surface.
U : Périmètre de la section.
N : Effort normale.
T : Période.
 C_T : Coefficient du système de contreventement.
D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

η : Facteur de correction d'amortissement.
 ε : Pourcentage d'amortissement.
 W_T : Poids total de la structure.
 β : Coefficient de pondération.
 A : Coefficient d'accélération.
 R : Coefficient de comportement.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
 B : Section transversale des poteaux.
 $\Delta(ek)$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.
 $\Delta(k)$: Déplacement relatif au niveau (K).
 h_e : Hauteur de l'étage.
 e : L'excentricité.
 L_r : Longueur de recouvrement.
 λ_g : L'élancement géométrique.
 l_f : Longueur de flambement.
 $(a ; b)$: Dimensions du poteau.
 ρ_a : Coefficient correcteur.
 N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.
 B_r : Section réduite du poteau obtenue.
 α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.
 r : Rayon de courbure.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 l_s : Longueur de scellement droit.
 ψ : Coefficient d'ancrage.
 L_D : Longueur développée de l'ancrage.
 A_v : Section d'armature verticale.
 $\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$: Contrainte admissible du sol.
 h_f : Hauteur du radier dalle.
 K : Coefficient de raideur du sol.
C.V : Condition vérifié.
C.N.V : Condition non vérifié.
P.C : partiellement comprimé.
S.P.C : section partiellement comprimé.
S.E.C : section entièrement comprimé.

INTRODUCTION GENERALE

La croissance démographique a poussé l'homme de réfléchir à construire des bâtiments à plusieurs étages, car elle prend le maximum de logements dans une surface minimisée. Le souhait légitime d'habiter un logement durable économique et surtout sécurisé (antisismique) est pourtant lourd de signification dans une société où le logement est encore trop considéré comme un produit courant de consommation. Pourtant les enjeux sociaux, économiques, et environnementaux sont importants, et nécessitent de construire autrement.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les autorités avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier notre règlement parasismique en publiant le RPA99 version 2003, dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. L'obtention d'une structure parasismique nécessite un contreventement efficace, ce dernier est obtenu par une disposition judicieuse et adéquate des éléments de contreventement devant résister à la sollicitation sismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé constitué de deux blocs mitoyens à usage multiple (habitation et commerce), implanté dans une zone de faible sismicité, comportant deux sous-sols, un Rez-de-chaussée et neuf étages à SIDI BELABBES.

Le problème posé, pour une telle étude, est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le côté économique en considération.

Le travail qui nous a été confié est subdivisé en deux parties principales : une étude technique concernant l'analyse et le dimensionnement du bâtiment, et une étude managériale qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet.

Pour cela, nous allons suivre un plan de travail qui est structuré comme suit :

On commence notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sous les charges permanentes et les charges d'exploitations et on calcule les éléments secondaires comme les escaliers et l'acrotère.

Puis, on fait l'étude dynamique par le logiciel de calcul SAP2000, et on calcule les éléments structuraux sous les sollicitations et les combinaisons les plus défavorables qui ont été exigées par les règlements (RPA99/Version 2003 et C.B.A.93). L'étude dynamique sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Une étude managériale s'avère nécessaire dans ce Projet de Fin d'Etude, elle sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de coût et de délai.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

Chapitre I :
PRÉSENTATION
DU
PROJET

I.1. Introduction :

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la stabilité de la structure, et par conséquent, assurer la sécurité des usagers. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) et aux différentes sollicitations (flexion, compression, traction) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Pour le calcul de ces éléments (poteaux, poutres, voiles), on se base sur les règlements et les méthodes connues, (C.B.A.93 ; RPA99/Version2003 ; B.A.E.L.91 ; DTR), ces derniers s'appuient sur la connaissance des matériaux, le prédimensionnement et le ferrailage.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Nous avons choisi d'étudier un projet de réalisation de 80 logements haut standing à Pont Perry, wilaya de SIDI BEL ABBES. Ce projet contient 6 blocs, nous sommes chargés d'étudier deux blocs mitoyens qui se composent de deux sous sol, un rez-de-chaussée et neuf étages :

- Les deux Sous-sol destinés comme parking sous-terrain.
- Le rez-de-chaussée destiné comme étage commercial.
- Du 1^{er} au 9^{ème} étages sont à usage d'habitations disposés en 2 logements F4 par étages.

I.3. Description géométriques de la structure :

Tableau I.1 : Les dimensions en plan et en élévation de la structure.

	BLOC B'	BLOC B
Largeur total	21,50m	21,50m
Longueur totale	24,20m	21,55m
Hauteur totale du bâtiment	46,72m	46,72m
Hauteur du 2 ^{ème} sous-sol	3,23m	3,23m
Hauteur du 1 ^{er} sous-sol	5,10m	5,10m
Hauteur de RDC	4,76m	4,76m
Hauteur d'étage courant	3,23m	3,23m

I.4. Classification de l'ouvrage :

I.4.1. Selon les zones sismiques : D'après RPA 99/version 2003 :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones.

Notre bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I), wilaya de SIDI BEL ABBES.

I.4.2. Selon leur importance : D'après RPA 99/version 2003 :

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupes définis dans le RPA99/Version 2003.

Notre bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.4.3. Selon le site : D'après RPA 99/version 2003

Les sites sont classés en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le site est considéré comme meuble (S3).

I.5. Conception de la structure :

La bonne conception permettra une meilleure résistance des ouvrages aux séismes, c'est à ce jour la seule stratégie efficace d'où la réglementation parasismique.

I.5.1. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature est en béton armé, constitué par des voiles et des portiques. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de la structure sous l'effet de différentes actions verticales et horizontales.

I.5.2. Plancher :

Les planchers sont des surfaces composites horizontales destinées à séparer deux niveaux successifs dans une construction et supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et des surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs et transmettre aussi des efforts horizontaux aux éléments de contreventement. Ils assurent d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité (protection incendie) et à l'esthétique. Les planchers dans notre projet sont réalisés en deux types :

- **Plancher à corps creux** : pour RDC, étages courants et terrasse.

Un corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- **Plancher en dalle pleine** : pour les planchers de sous-sol, les balcons et la dalle d'ascenseur.

La dalle pleine une plaque en béton armé qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles. Elle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

I.5.3. Maçonnerie :

Un mur en maçonneries est une structure verticale composée par l'assemblage d'éléments de petites dimensions, montés en lits horizontaux et à joints croisés, liés entre eux par joint de mortier, les différentes fonctions d'un mur : Séparation - Protection - L'isolation - Esthétique. On distingue dans notre projet deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10 et 15 cm) d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10 cm.

I.5.4. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.5.5. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

I.5.6. Isolation :

On distingue dans notre projet deux types d'isolations :

- L'isolation acoustique : L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique : L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.5.7. Acrotères :

Dans notre structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.5.8. Gaine d'ascenseurs:

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. La gaine est réalisée en béton armé.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : Béton et Aciers. Le béton est un matériau très résistant en compression mais faible en traction et au cisaillement, en plus il présente un comportement fragile à la rupture. Pour compenser ce déséquilibre, on incorpore dans la masse de béton des barres d'armature en aciers destinées à reprendre ces efforts. La réunion de ces deux matériaux constitue le Béton armé. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre de divers critères tel que la souplesse d'utilisation, la résistance mécanique, la capacité à dissiper l'énergie, la résistance au feu, l'intérêt économique, la disponibilité et la facilité de la mise en œuvre et en fin la durabilité.

I.6.1. Le Béton:

Le béton est un mélange de plusieurs composants: ciment, eau, granulats et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

I.6.1.1. Les principaux avantages du béton armé :

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

- Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa. Par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

I.6.1.3. Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à (j) jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = 1,1 \times F_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = F_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

I.6.1.4. Résistance à la traction :

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

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

$$f_{tj} = 0,275 + f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

I.6.1.5. Les états limites :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Il y a deux états limites :

- **Etat limite ultime :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

- **Etat limite de service :**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

I.6.1.6. Contraintes et déformations :

- **Etats limites ultimes** : Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ε_{bc}) du béton aux l'état limite ultime (ELU) règlementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE-RECTANGLE" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.
- Diagramme Parabole Rectangulaire : C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

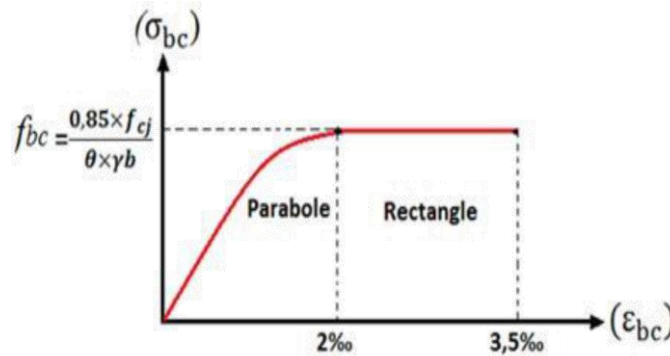


Figure I.1: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.

Avec : f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression Pour $2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5‰$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton. ($\gamma_b=1,5$ cas général) et ($\gamma_b=1,15$ cas accidentel).

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- ✓ $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- ✓ $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h
- ✓ $\theta = 0,85$ dans les autres cas.
- **Etat limite de service** : La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

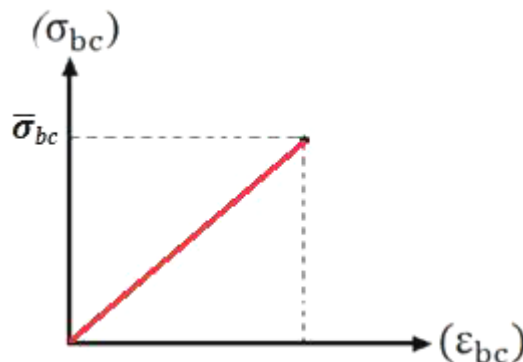


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.

I.6.1.7. Module de déformation longitudinale du béton :**- Module de déformation instantanée (E_{ij}) :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000\sqrt{f_{cj}}$ avec E_{ij} et F_{cj} en MPa

- Module de déformation différée (E_{vj}):

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces phénomènes d'additionnent sans atténuation. Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{ij} \text{ et } F_{cj} \text{ en MPa}$$

I.6.1.8. Module de déformation transversale :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

$$\nu = \frac{(\Delta d / d)}{(\Delta L / L)}$$

Avec : (Δd) : déformation relative transversale.

(ΔL) : déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93, Il est pris égale à : $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ pour ELS.} \\ \nu = 0,0 \text{ pour ELU.} \end{array} \right.$

I.6.1.9. Contrainte admissible de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d}$ ou $\tau = \frac{Vu}{bd}$

b_0 pour la section en T et b pour la section rectangulaire

✓ Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

I.6.2. Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

I.6.2.1. Types d'aciers pour béton armé :

- **Les aciers ronds lisses (RL) :**

L'acier en forme de barre, en principe d'une longueur de 12 m et une section circulaire, ils ont une surface qui est lisse. Les diamètres généralement utilisés sont : (6 ; 8 ; 10 ; 12 mm). Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances (catégories), qui sont notées par : (FeE220 ou FeE215 \rightarrow Fe = 215 MPa) et (FeE240 ou FeE235 \rightarrow Fe = 235 MPa)

- **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. Les diamètres ou les barres à haute adhérence utilisés sont : (6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40 mm). Les hautes adhérences se divisent en deux nuances : (FeE400 \rightarrow Fe = 400 MPa) et (FeE500 \rightarrow Fe = 500 MPa)

- **Les treillis soudés (TS) :**

On utilise pour les dalles des treillis soudés qui sont constitués par des fils se croisant et qui seront soudés aux points du croisement. Les diamètres couramment utilisés sont les suivants : (6 - 8 - 10 mm) avec des espacements entre fils (100 - 200 mm).

I.6.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : D'après C.B.A.93 :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa

I.6.2.3. Contrainte limite : D'après C.B.A.93 :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

($\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas général) ; ($\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 400 MPa \rightarrow Pour les armatures longitudinales.

Fe = 235 MPa \rightarrow Pour les armatures transversales.

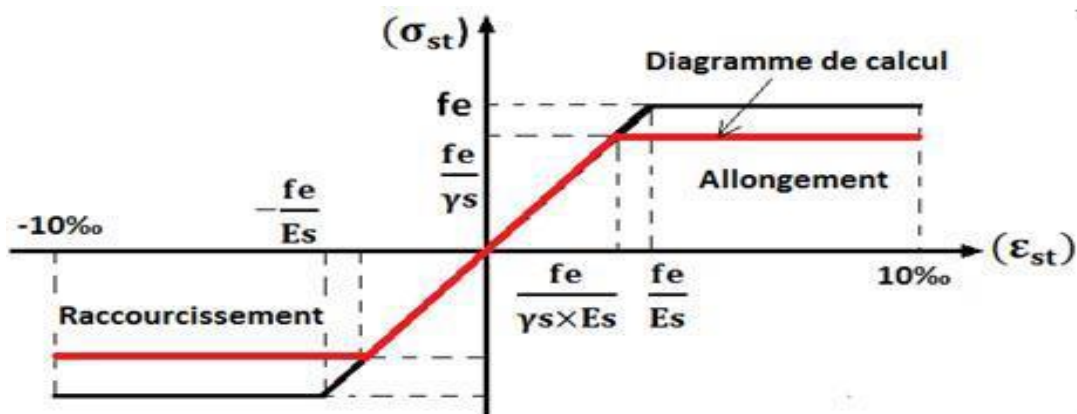


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations d'aciers.

- **Etat limite de service (ELS) :** D'après C.B.A.93 :

-Si la fissuration est considérée peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st}$ pas de limite

-Si la fissuration est considérée préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

-Si la fissuration est considérée très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} fe ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta=1 : \text{pour des ronds lisses.} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

I.6.2.4. Diagramme de déformation d'une section en béton armé :

Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite qui doit obligatoirement passer par l'un des pivots A - B - C à l'intérieur ou à la frontière des domaines repérés (1), (2), (3) dont la position sera définie sur la figure ci-après. Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

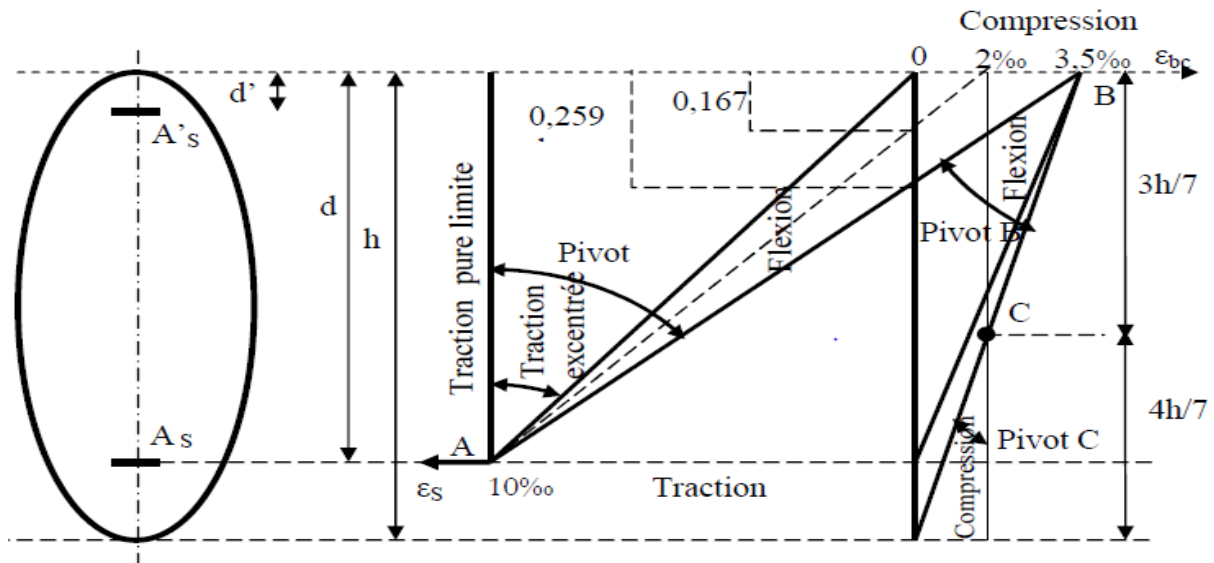


Figure 1.4 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- **Pivot (A) region1 :**

Allongement de l'acier le plus tendu $\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- **Pivot (B) region2 :**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \times 10^{-3}$

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot (C) region3 :**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée:

$\varepsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.7. Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :

I.7.1. Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action Suivante :
 $1,35 G + 1,5 Q$

I.7.2. Etat limite de service :

La combinaison d'action suivante : $G+Q$.

S'il y a une intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8 \times G \pm E \quad ; \quad G + Q \pm 1,2 \times E$$

Avec: G : charge permanente. Q : charge d'exploitation.

I.8. Caractéristiques de calcul :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont présentées dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier utilisés.

La résistance du béton à la compression à 28 jours	$F_{c\ 28} = 25 \text{ MPa.}$
La résistance du béton à la traction	$F_{t\ 28} = 2,1 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinal différé	$: E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$
Limite d'élasticité des armatures	<u>Transversales</u> : $f_e = 235 \text{ MPa [R.L]}$ <u>Longitudinales</u> : $f_e = 400 \text{ MPa [H.A]}$ <u>Treillis soudés</u> : $f_e = 500 \text{ MPa}$

I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a précisé tous les hypothèses de calcul (valeurs des paramètres de l'acier et du béton) pour qu'on puisse bien faire l'étude de notre structure.

Chapitre II :
PRÉDIMENSIONNEMENT
ET
DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement est une étape importante, se fait à partir des règles B.A.E.L91 et le RPA99/version2003. Il consiste à déterminer les différentes dimensions, de façon économique, des éléments structuraux pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ensuite, nous évaluons une descente de charges et surcharges, et après on détermine les différentes sollicitations dans chaque élément porteur, et de tous les niveaux jusqu'à les fondations.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2. Prédimensionnement :

II.2.1. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes, et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux.

II.2.1.1. Les planchers à corps creux :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- Le critère de la plus petite portée (réduire la flèche).
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis)

Le prédimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le C.B.A.93. L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{l}{22,5}$

Avec : L : la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

On a **L = 400 cm**

Donc : $h \geq \frac{400}{22,5} \rightarrow h \geq 17,78\text{cm}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale : **h= 21cm**

h = (16 +5) cm

- ✓ 16 cm pour le corps creux.
- ✓ 5 cm pour la dalle de compression.

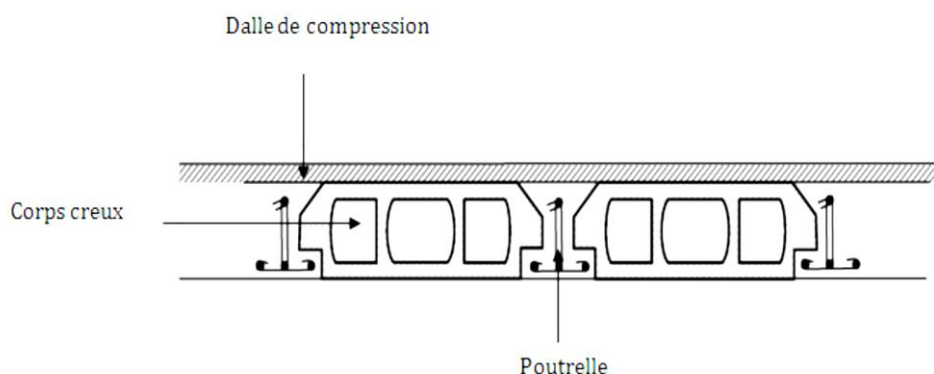


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

• **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple.

Leur prédimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h \rightarrow b_0 = ((0,4 \times 21) \text{ et } (0,8 \times 21)) \text{ cm} \rightarrow b_0 = (8,4 ; 16,8)$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : La distance entre nus de deux poutrelles disposées parallèles(Choix)

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

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

$$(L_y = 380 \text{ cm})$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{380}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 38) \text{ cm} \rightarrow \text{On adopté } (b_1 = 26,5 \text{ cm})$$

$$b = (2 \times b_1) + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

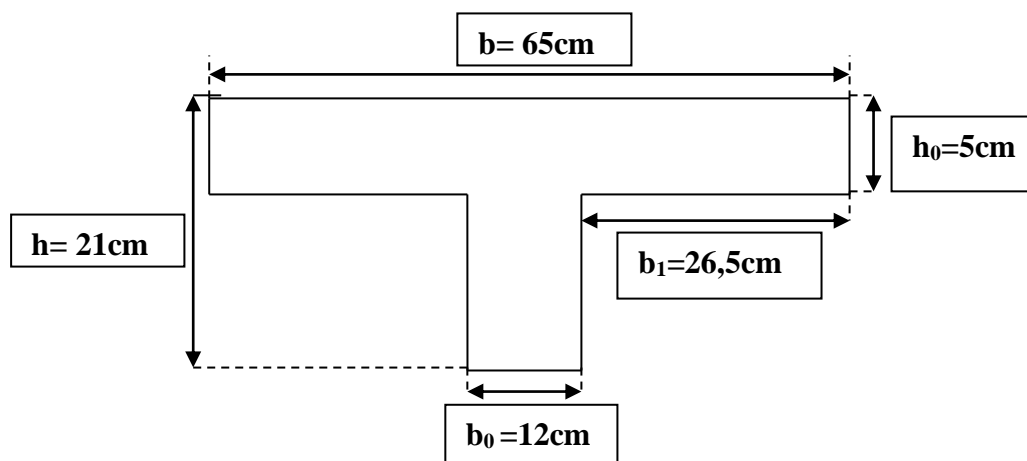


Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.

II.2.1.2. Les planchers en dalle pleine :

Le prédimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères donnés par le règlement (B.A.E.L.91) :

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \rightarrow \text{Pour les dalles qui portent dans une seule direction.}$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow \text{Pour les dalles qui portent dans les deux directions.}$$

Avec : L_x : La plus petite dimension du panneau.

Le sous-sol : $L_x = 4,30 \text{ m}$ et $L_y = 5,75 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{5,75} = 0,75 \geq 0,4 \rightarrow \text{Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} \longrightarrow h \geq \frac{4,30}{40} \longrightarrow h \geq 10,75\text{cm}$$

On prend: **h = 20 cm**

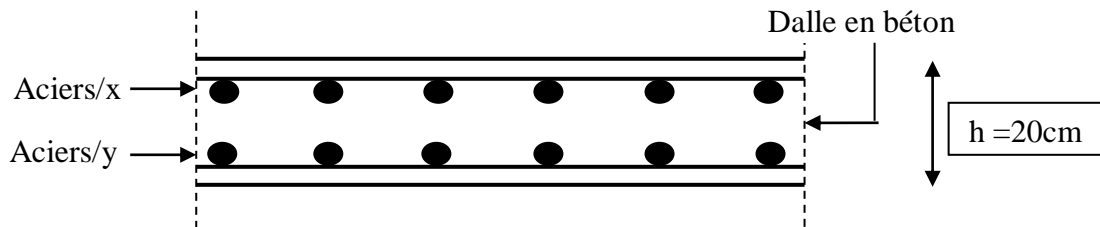


Figure II.3 : Plancher en Dalle pleine.

II.2.2. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux. On distingue dans notre structure deux types des poutres :

II.2.2.1. Poutre principale :

Les poutres principales reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Pour dimensionner la hauteur des poutres principales, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{D'après les règles de B.A.E.L 91})$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$L = 575\text{cm} \longrightarrow \frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \longrightarrow 38,33 \leq h \leq 57,5$$

Alors on prend : **h = 50 cm** pour les poutres principales de Sous Sol et RDC.

Et **h = 45 cm** pour les poutres principales des autres niveaux.

Pour dimensionner la largeur des poutres principales, on utilise cette formule: **$0,3 h \leq b \leq 0,7h$**

➤ **Pour h=50 cm** : (les poutres principales de Sous Sol et RDC)

$$0,3 h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 15 \leq b \leq 35 \longrightarrow \text{On prend } b = 30\text{cm}$$

D'après le RPA99 version 2003 :

- $b > 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ « condition vérifiée »
- $h > 30\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} > 30\text{cm}$ « condition vérifiée »
- $h/b < 4 \Rightarrow 1,66 < 4$ « condition vérifiée »

➤ **Pour h=45 cm** : (les poutres principales des autres niveaux)

$$0,3 h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \longrightarrow \text{On prend } b=30\text{cm}$$

D'après le RPA99 version 2003 :

- $b > 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ « condition vérifiée »
- $h > 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{cm} > 30\text{cm}$ « condition vérifiée »
- $h/b < 4 \Rightarrow 1,5 < 4$ « condition vérifiée »

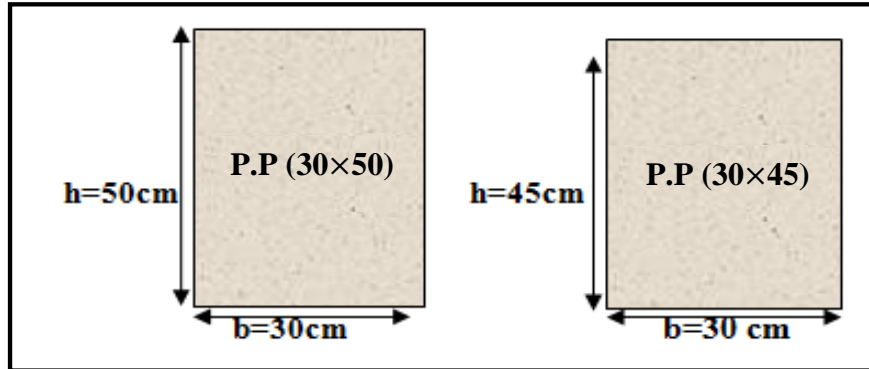


Figure II.4: Dimensions des poutres principales.

II.2.2.2. Poutre secondaire :

Les poutres secondaires relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L = 430\text{cm} \rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28,66 \leq h \leq 43$$

On prend **h=35cm**

$$\begin{cases} 0,3h < b < 0,7h \\ 10,5 < b < 24,5 \end{cases} \rightarrow \text{On prend } \mathbf{b=30\text{cm}} \text{ (le min RPA)}$$

D'après le RPA99 version 2003 :

- $b > 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ « condition vérifié »
- $h > 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} > 30\text{cm}$ « condition vérifié »
- $h/b < 4 \Rightarrow 1,16 < 4$ « condition vérifié »

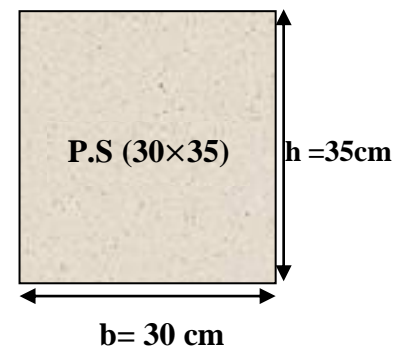


Figure II.5: Dimensions de la poutre secondaire.

II.2.3. Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Aussi, associés à des poutres pour former des portiques, ils sont destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central). Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous. Avec : S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ (zones I et IIa)

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (zone IIb et III)
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

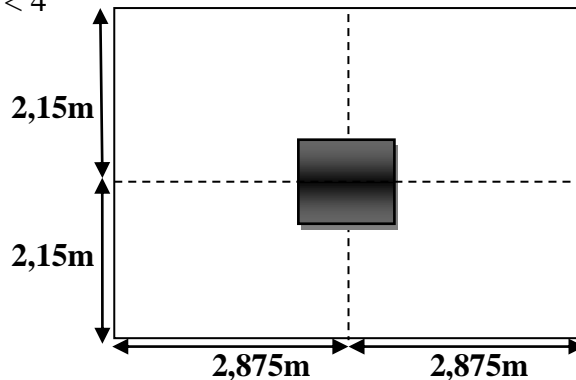


Figure II.6 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L .91) :

S : la surface supportée par le poteau le plus sollicité :

$$S = \left(\frac{5,75}{2} + \frac{5,75}{2} \right) \times \left(\frac{4,30}{2} + \frac{4,30}{2} \right)$$

$$S = 24,725 \text{ m}^2$$

N_u : Etant la charge verticale : $N_u = P \times S \times n$

On suppose une charge répartie moyenne P par étage : ($P = 1 \text{ t/m}^2$)

n : Nombre de planchers

Poteaux de 2^{ème} sous sol (n = 13)

$$N_u = 1 \times 24,725 \times 13 = 321,425 \text{ Tonnes} \rightarrow N_u = 3,21425 \text{ MN.}$$

Section réduite (B_r) :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50. \\ \beta = 0,85 (\lambda)^2 / 1500 & \text{si } 50 < \lambda < 70. \end{cases}$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

Avec :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas général).}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ (cas général).}$$

$$\theta = 1 \text{ (Charge } > 24 \text{ h).}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 3,21425}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$B_r \geq 0,206m^2$$

$$B_r = (a-2)(b-2)cm$$

$$\text{Pour un poteau carré } a = b \rightarrow B_r = (a-2)^2 \text{ et donc } a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a \geq \sqrt{0,206} + 0,02$$

$$a \geq 47,39cm$$

On prend un poteau de sous sol de **(70×70) cm²**

• **Vérification des conditions de RPA 99(version 2003) :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions :

$$\text{Min } (a,b) \geq 25 \Rightarrow 70 > 25 \dots\dots\dots \text{« Condition vérifiée »}$$

$$\text{Min } (a,b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = 70 > \left(\frac{323}{20} = 16,15\right) \dots\dots\dots \text{« Condition vérifiée »}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{a}{b} = \frac{70}{70} = 1\right) < 4 \dots\dots\dots \text{« Condition vérifiée »}$$

• **Vérification du poteau au flambement :**

- Calcul du moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a b^3}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{a b^3}{12} = \frac{70^4}{12} = 2000833,333cm^4$$

- Calcul de rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$\text{Avec : } A = a^2 = 70^2 = 4900cm^2$$

$$\text{Donc : } i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 20,21cm$$

- Calcul de la longueur de flambement :

On a : Longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0$

(l_0 : étant la hauteur d'étage, elle est égale à 3,23 m pour le deuxième sous-sol).

$$\text{Donc : } L_f = 0,7 \times 3,23 = 2,261m$$

- Calcul de L'élanement λ :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{226,1}{20,21} = 10,49 \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y = 11,19 < 50$$

Donc la condition de flambement est vérifiée.

- Les résultats de vérification des autres niveaux, sont représentés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau II.1 : Dimensions et vérification des poteaux du bloc B' &B.

Poteaux	N étages	S (m ²)	Nu (MN)	a=b (cm)	L ₀ (m)	λ _x , λ _y	Condition
2 ^{ème} sous-sol	13	24,725	3,21425	70×70	3,23	11,19	C.V
1 ^{ère} sous-sol	12	24,725	2,96700	70×70	5,1	17,67	C.V
RDC	11	24,725	2,71975	65×65	4,76	17,76	C.V
1 ^{ère} étage	10	24,725	2,47250	65×65	3,23	12,05	C.V
2 ^{ème} étage	9	24,725	2,22525	60×60	3,23	13,05	C.V
3 ^{ème} étage	8	24,725	1,97800	60×60	3,23	13,05	C.V
4 ^{ème} étage	7	24,725	1,73075	55×55	3,23	14,24	C.V
5 ^{ème} étage	6	24,725	1,48350	55×55	3,23	14,24	C.V
6 ^{ème} étage	5	24,725	1,23625	50×50	3,23	15,66	C.V
7 ^{ème} étage	4	24,725	0,98900	50×50	3,23	15,66	C.V
8 ^{ème} étage	3	24,725	0,74175	45×45	3,23	17,41	C.V
9 ^{ème} étage	2	24,725	0,49450	40×40	3,23	19,58	C.V
Buanderie	1	24,725	0,24725	35×35	4,56	31,59	C.V

- **Remarque :** Les dimensions des poteaux seront vérifiées ultérieurement, après avoir fait la partie dynamique.

Les résultats de prédimensionnement des autres niveaux, sont représentés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau II.2 : Récapitulation du prédimensionnement des poteaux et des poutres du bloc B' &B.

Niveaux	Poteaux	Poutre principale	Poutre secondaire
2 ^{ème} sous-sol	70×70	30×50	30×35
1 ^{ère} sous-sol	70×70	30×50	30×35
RDC	65×65	30×50	30×35
1 ^{ère} étage	65×65	30×45	30×35
2 ^{ème} étage	60×60	30×45	30×35
3 ^{ème} étage	60×60	30×45	30×35
4 ^{ème} étage	55×55	30×45	30×35
5 ^{ème} étage	55×55	30×45	30×35
6 ^{ème} étage	50×50	30×45	30×35
7 ^{ème} étage	50×50	30×45	30×35
8 ^{ème} étage	45×45	30×45	30×35
9 ^{ème} étage	40×40	30×45	30×35
Buanderie	35×35	30×45	30×35

II.2.4. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles se sont des murs en béton armé, utilisé comme contreventements, réalisés pour résister aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

➤ Vérification des conditions :

Il faut que notre voile réponde aux exigences du RPA suivantes :

La longueur du voile L doit être supérieure ou égale à 4 fois l'épaisseur du voile ($L \geq 4 a$).

On détermine l'épaisseur du voile comme suit : $a \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right)$

Avec : h_e étant la hauteur d'étage.

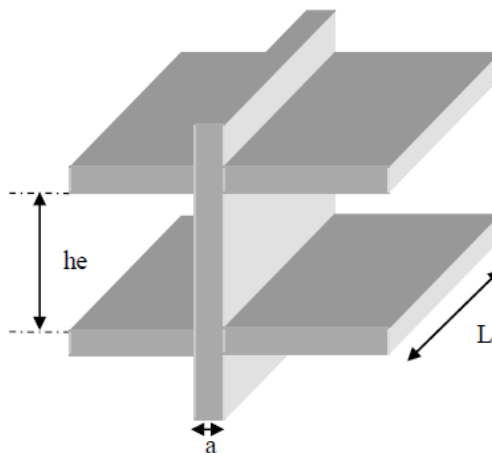


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.

- Exemple de calcul du voile : Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du l'étage courant. (h=323 cm) ; (e =21cm)
 $h_e = 323-21=302 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{302}{20} = 15,10 \text{ cm}$
On adopte une épaisseur égale à 20 cm.
La longueur du voile doit être : $L \geq 80 \text{ cm}$

Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau suivant:

Tableau II.3: Dimensionnement des voiles du bloc B' &B.

Niveau	h _e (m)	a(cm)	L _{min} (cm)
2 ^{ème} Sous-sol	3,03	20cm	80
1 ^{ère} Sous-sol	4,89	25cm	100
RDC	4,55	25cm	100
Étage courant	3,02	20cm	80

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le principe consiste à estimer les charges sur chaque élément à dimensionner, ils sont détaillées afin de montrer les différentes étapes de dimensionnement des éléments en béton armé, les charges sont généralement de deux types :

- **Les charges permanentes (G)** : Les charges permanentes à considérer pour le calcul des structures en béton armé sont :
 - Poids propre : Les poids propre seront évalués avec un poids volumique de béton de 25KN/m³.
 - Surcharge : Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types d'enduits .Elles seront définies et mieux détaillées au niveau du pré dimensionnement des éléments, en fonction du type et du niveau des planchers.
- **Charges d'exploitation (Q)**: Elles résultent de l'exploitation directe de la construction, et elles sont donc constituées par le poids des utilisateurs, et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

Pour la détermination des charges permanentes et d'exploitation, on utilise le DTR B.C.2.2.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

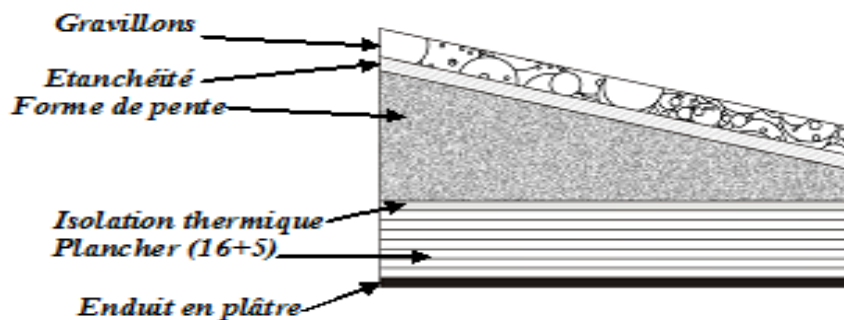


Figure II.8 : Plancher Corps creux terrasse inaccessible.

Tableau II.4 : Charge de la terrasse inaccessible en corps creux.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	1700	0,04	0,68
Etanchéité multicouche	600	0,02	0,12
Forme de pente	2200	0,1	2,20
Isolation thermique en liège	400	0,04	0,16
Dalle en corps creux (16+5)	/	/	3,10
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20

Charges permanentes (G)	6,46KN/m ² .
Charges d'exploitation (Q)	1KN/m ² .

L'inclinaison de la toiture est de 6,4°

$$\left(\frac{G}{\cos \alpha}\right) = \frac{6,46}{\cos \alpha} = 6,5\text{KN/m}^2$$

$$\left(\frac{Q}{\cos \alpha}\right) = \frac{1}{\cos \alpha} = 1,01\text{KN/m}^2$$

II.3.2. Plancher terrasse accessible :

II.3.2.1. Plancher en corps creux (16+5) :

Tableau II.5 : Charge de la terrasse accessible due au corps creux.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	0,40
Lit de sable	1800	0,02	0,36
Isolation thermique en liège	400	0,04	0,16
Dalle en corps creux (16+5)	/	/	3,10
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20

Charges permanentes (G)	4,66KN/m ² .
Charges d'exploitation (Q)	1,5KN/m ² .

II.3.2.2. Plancher en Dalle pleine:

Tableau II.6 : Charge de la terrasse accessible due à la dalle pleine.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	0,40
Lit de sable	1800	0,02	0,36
Isolation thermique en liège	400	0,04	0,16
Dalle pleine	2500	0,15	3,75
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20

Charges permanentes (G)	5,31KN/m ² .
Charges d'exploitation (Q)	1,5KN/m ² .

II.3.3. Plancher étage courant et RDC:



Figure II.9 : Plancher Corps creux étage courant.

Tableau II.7 : Charge du plancher étage courant et RDC en corps creux.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	0,40
Lit de sable	1800	0,02	0,36
Plancher en corps creux (16+5)	/	0,21	3,10
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20
Mur de cloisons	1000	0,1	1

Charges permanentes (G)	5,50KN/m².
Charges d'exploitation (Q)	1,5KN/m ² → Pour l'étage courant. 4,00KN/m ² → Pour RDC (usage de commerce).

II.3.4. Plancher sous-sols (parking) :

Tableau II.8: Charge plancher sous-sol dû à la dalle pleine.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (KN/m ²)
Dalle en B.A	2500	0,20	5
Chape en béton	2200	0,04	0,88
Enduit en ciment	1800	0,02	0,36

Charges permanentes (G)	6,24KN/m².
Charges d'exploitation (Q)	2,5KN/m².

II.3.5. Balcons :

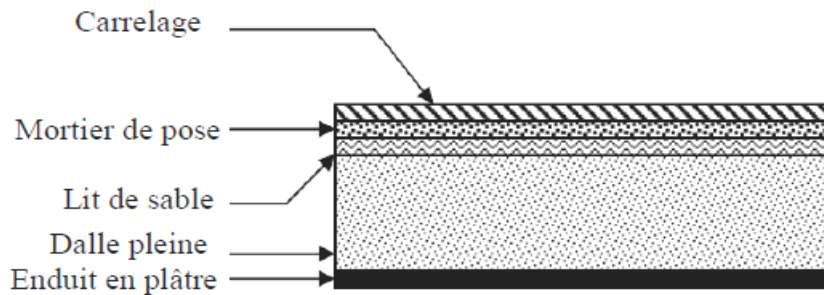


Figure II.10: Dalle de balcon.

Tableau II.9 : Charge de balcon.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	0,40
Lit de sable	1800	0,02	0,36
Dalle en BA (dalle pleine)	2500	0,15	3,75
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20

Charges permanentes (G)	5,15 KN/m ²
Charges d'exploitation (Q)	3,50 KN/m ²

II.3.6. Maçonnerie :

- Mur double paroi :

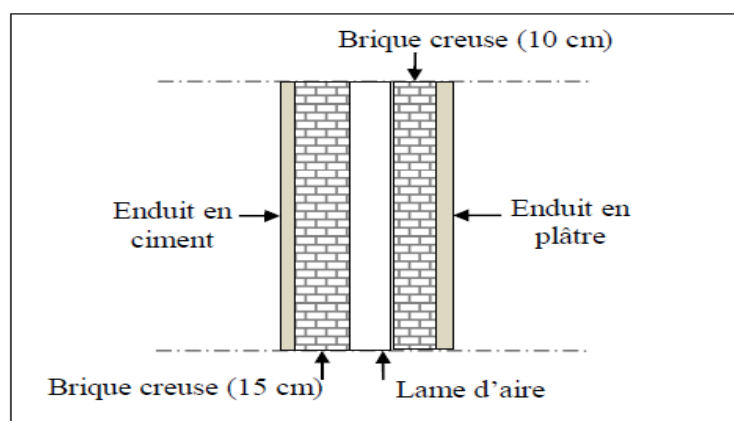


Figure II.11 : Mur extérieur (double paroi).



Tableau II.10 : Charges permanentes du mur double paroi.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieure en ciment	1800	0,02	0,36
Brique creuse	900	0,15	1,35
Brique creuse	900	0,1	0,90
Enduit intérieur en plâtre	1000	0,02	0,20

Charges permanentes (G)	2,81 KN/m².
--------------------------------	-------------------------------

II.4. Conclusion :

Le prédimensionnement est une étape très importante dans l'étude de la structure, permettant de déterminer des dimensions assurant, au même temps, la résistance et l'économie. La descente des charges nous a aidé à évaluer les charges et les surcharges de tous les éléments des différents niveaux de la structure.

Chapitre III :

ETUDE DU

PLANCHER

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux, permettant de délimiter les différents niveaux du bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la reprise et transmission de charges verticales aux éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de l'ouvrage, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Dalles pleine.

III.2. Etude du plancher à corps creux :

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur, espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

- Hauteur du plancher $h_t = 21 \text{ cm}$
- Épaisseur de la nervure $h_0 = 5 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

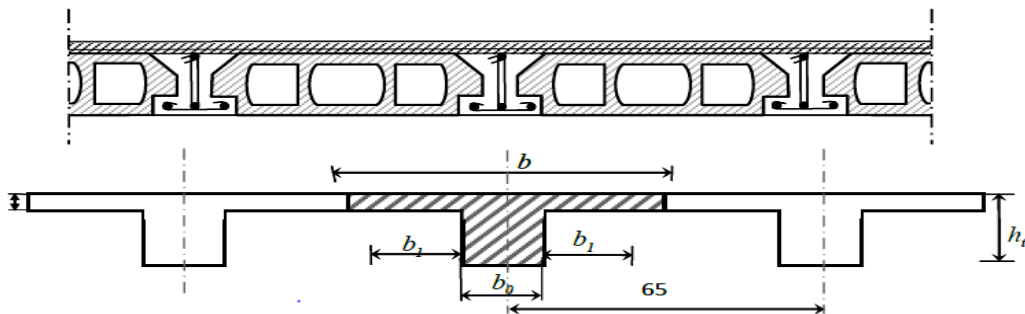


Figure III.1: Coupe transversale du plancher.

III.2.1. Types des poutrelles :

Tableau III.1 : Schéma statique des poutrelles du RDC du bloc B' & B.

Niveau	Types	Schéma Statique des Poutrelles
RDC	01	
	02	
	03	
	04	
	05	
	06	

Tableau III.2 : Schéma statique des poutrelles des étage du bloc B' &B.









Niveau	Types	Schéma Statique des Poutrelles
Etage 1	01	
	05	
	07	
Etage 2, 3, 4, 5, 6, 7, et 8	01	
	05	
Etage 9	01	
	05	
	02	

Tableau III.3 : Schéma statique des poutrelles de terrasse accessible du bloc B' &B.





Niveau	Types	Schéma Statique des Poutrelles
Terrasse accessible	01	
	05	

Tableau III.4 : Schéma statique des poutrelles de terrasse inaccessible du bloc B' &B.

Niveau	Types	Schéma Statique des Poutrelles
Terrasse inaccessible	02	
	08	

III.2.2. Etude des poutrelles :

Il existe principalement Trois méthodes utilisées pour ce type de poutrelle :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Les deux premières méthodes (forfaitaire, Caquot) n'ont pas vérifiées certaines conditions alors on passe à la méthode des trois moments.

III.2.3. Les charges des poutrelles :

Tableau III.5 : Charges supportées par les poutrelles.

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u=(1,35G + 1,5Q) \times b$ (KN/ml)	$q_s=(G + Q) \times b$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,5	1,01	6,689	4,882
Terrasse accessible	4,66	1,5	5,552	4,004
Étage courant	5,5	1,5	6,289	4,550
RDC	5,5	4	8,726	6,175

III.2.4. Détermination des efforts internes:

Nous allons calculer une poutrelle par la méthode des trois moments et nous avons utilisé le **SAP 2000** pour les autres types.

On prend un exemple de calcul (le **type 05** d'étage courant).

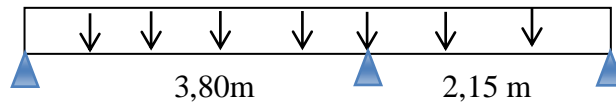


Figure III.2: Schéma statique de poutrelles (Type 05) d'étage courant.

Méthodes des trois moments : L'équation des trois moments s'écrit

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0$$

- **ELU :** $q_u = 6,289 \text{ KN/ml}$

$$R_{1g} = \frac{q_u \times 3,8^3}{24} = 14,38 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{q_u \times 2,15^3}{24} = 2,60 \text{ KN}$$

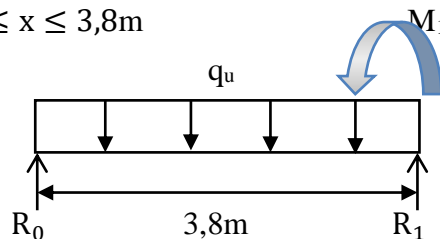
$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} = 16,98 \text{ KN}$$

$$3,8M_0 + 2M_1(3,8 + 2,15) + 2,15M_2 + 6A_1 = 0$$

Les conditions aux limites : $M_0 = M_2 = 0$

$$2M_1(5,95) + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -8,56 \text{ KN.m}$$

Travée 0-1 : $0 \leq x \leq 3,8 \text{ m}$



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow R_0(3,8) - q_u(3,8)(1,9) - M_1 = 0$$

$$R_0 = 9,70 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/0} = 0 \longrightarrow -R_1(3,8) + q_u(3,8)(1,9) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 14,20 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/y} = 0 \longrightarrow R_2 + R_1 - q_u(3,8) = 0$$

Et on a $R_0 + R_1 = 23,90$ et $q_u(3,8) = 23,90 \text{ KN} \dots \dots$ (Condition vérifiée)

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} \longrightarrow M(x) = 9,70x - 6,289 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,8) = -8,56 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 9,70 - 6,289x \longrightarrow x = 1,54 \text{ m}$$

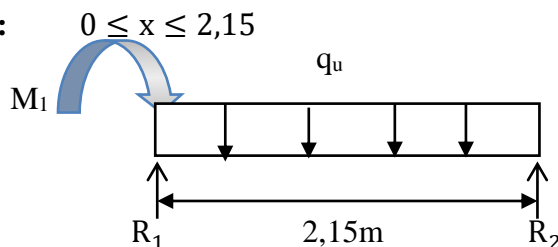
$$M_{\max} = M(x=1,54) = 7,48 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \longrightarrow T(x) = 9,70 - 6,289x$$

$$T(x=0) = 9,70 \text{ KN}$$

$$T(x=3,8) = -14,19 \text{ KN}$$

Travée 1-2 :



$$\sum M_{/1} = 0 \longrightarrow R_2(2,15) - q_u(2,15)(1,075) - M_1 = 0$$

$$R_2 = 2,78 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \longrightarrow -R_1(2,15) + q_u(2,15)(1,075) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 10,74 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/y} = 0 \longrightarrow R_2 + R_1 - q_u(2,15) = 0$$

Et on a $R_2 + R_1 = 13,52$ et $q_u(2,15) = 13,52 \text{ KN} \dots \dots$ (Condition vérifiée)

$$M(x) = R_2 x - q_u \frac{x^2}{2} \longrightarrow M(x) = 2,78x - 6,289 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0$$

$$M(x=2,15) = -8,56 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 2,78 - 6,289x \longrightarrow x = 0,44 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 0,44) = 0,61 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_u x \longrightarrow T(x) = -2,78 + 6,289x$$

$$T(x = 0) = -2,78 \text{ KN}$$

$$T(x = 2,15) = 10,74 \text{ KN}$$

Voici les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants à partir des résultats précédents :

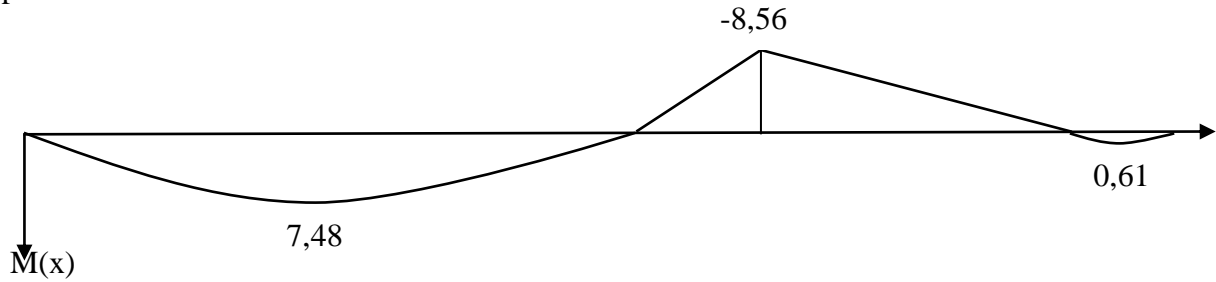


Figure III.3: Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés.

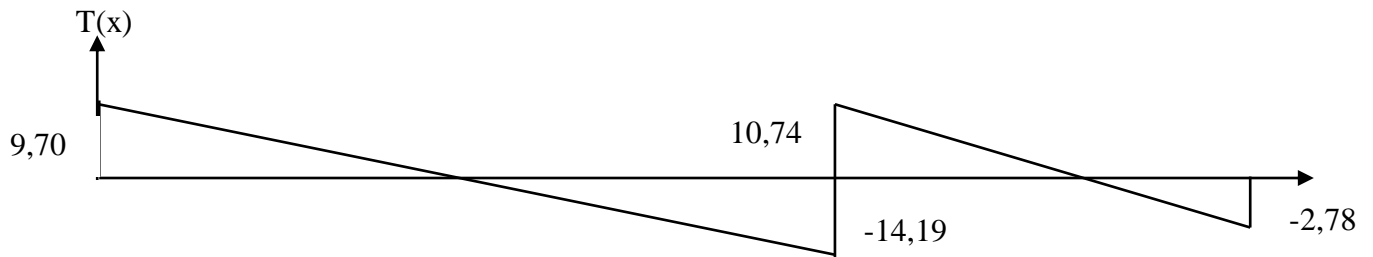


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.

Voici les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants à partir de logiciel **SAP2000** :

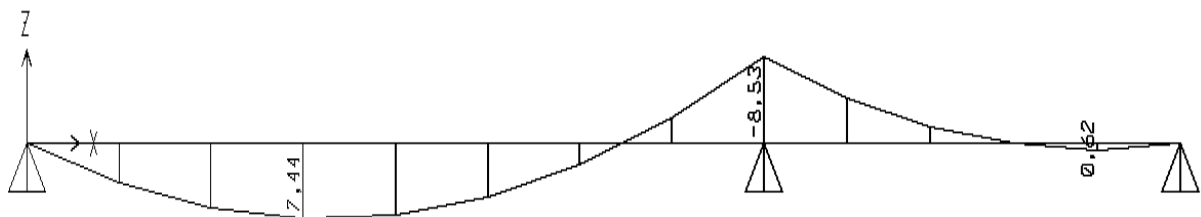


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés par le SAP 2000

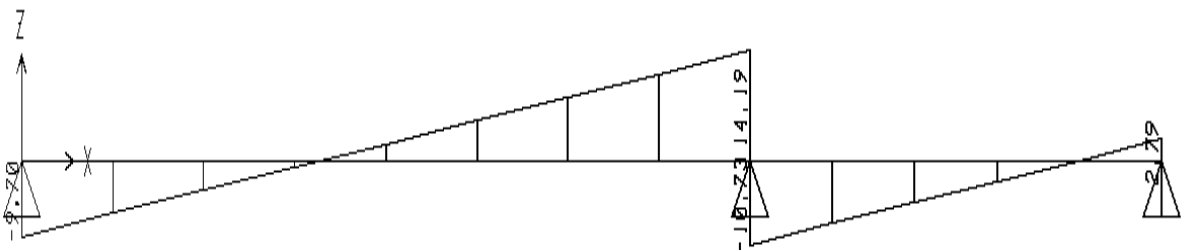


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP 2000.

- **ELS:** $q_s = 4,55 \text{ KN/ml}$

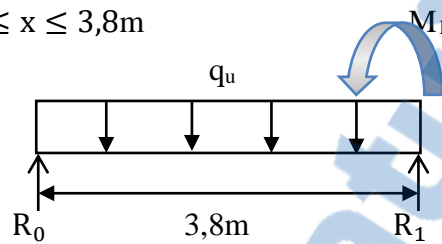
$$R_{1g} = \frac{q_s \times 3,8^3}{24} = 10,40 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{q_s \times 2,15^3}{24} = 1,88 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} = 12,28 \text{ KN}$$

$$2M_1(5,95) + 6 A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6,19 \text{ KN.m}$$

Travée 0-1 : $0 \leq x \leq 3,8 \text{ m}$



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow R_0(3,8) - q_s(3,8)(1,9) - M_1 = 0$$

$$R_0 = 7,02 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow -R_1(3,8) + q_s(3,8)(1,9) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 10,27 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_0 + R_1 - q_s(3,8) = 0$$

Et on a $R_0 + R_1 = 17,29$ et $q_s(3,8) = 17,29 \text{ KN}$ (Condition vérifiée)

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 7,02x - 4,55 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,8) = -6,19 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 7,02 - 4,55x \rightarrow x = 1,54 \text{ m}$$

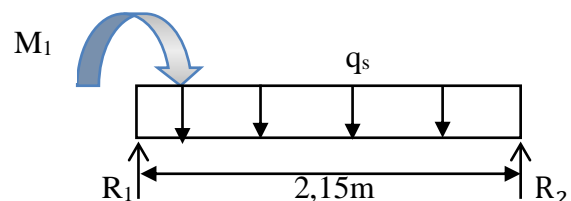
$$M_{\max} = M(x=1,54) = 5,42 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x \rightarrow T(x) = 7,02 - 4,55x$$

$$T(x=0) = 7,02 \text{ KN}$$

$$T(x=3,8) = -10,27 \text{ KN}$$

Travée 1-2 : $0 \leq x \leq 2,15$



$$\sum M_{/1}=0 \longrightarrow R_2(2,15) - q_s(2,15)(1,075) - M_1=0$$

$$R_2 = 2,01 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/2}=0 \longrightarrow -R_1(2,15) + q_s(2,15)(1,075) - M_1=0$$

$$R_1 = 7,77 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/y}=0 \longrightarrow R_2 + R_1 - q_s(2,15)=0$$

Et on a $R_2 + R_1 = 9,78$ et $q_s(2,15) = 9,78 \text{ KN}$ (Condition vérifiée)

$$M(x) = R_2 x - q_s \frac{x^2}{2} \longrightarrow M(x) = 2,01x - 4,55 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0$$

$$M(x=2,15) = -6,19 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 2,01 - 4,55x \longrightarrow x = 0,44 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 0,44) = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_s x \longrightarrow T(x) = -2,01 + 4,55x$$

$$T(x=0) = -2,01 \text{ KN}$$

$$T(x=2,15) = 7,77 \text{ KN}$$

Voici les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants à partir des résultats précédents :

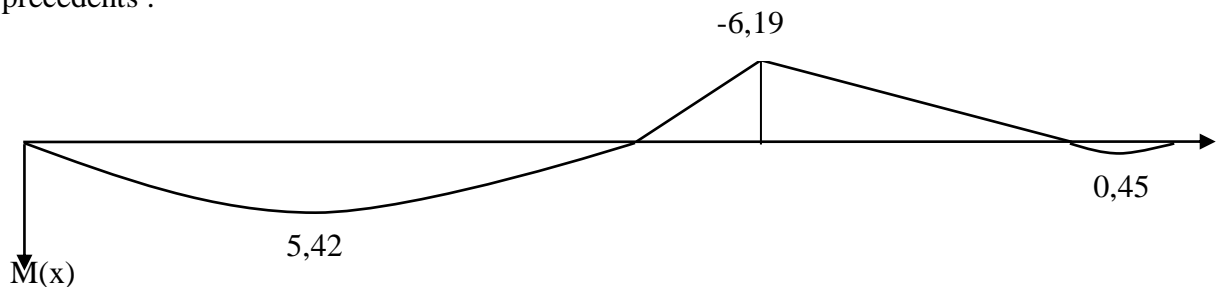


Figure III.7: Diagramme des moments fléchissants de service trouvés.

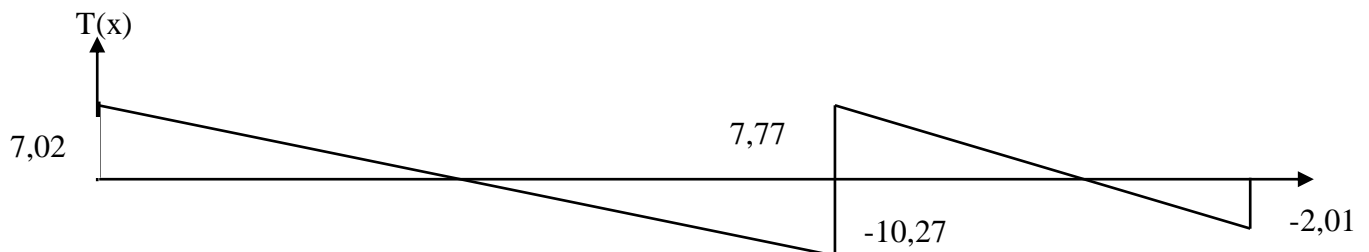


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés.

Voici les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants à partir de logiciel **SAP2000** :

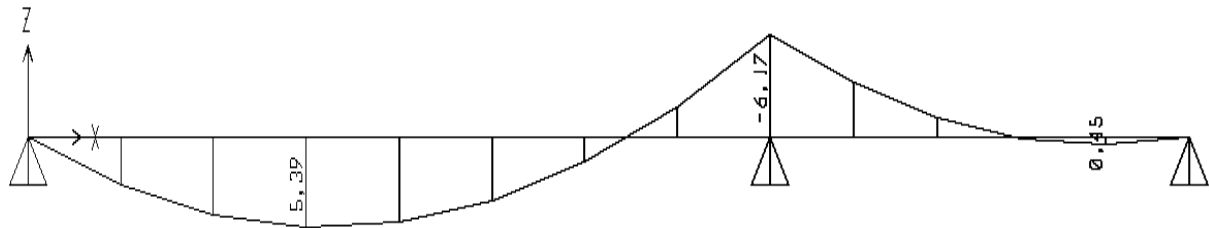


Figure III.9 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000.

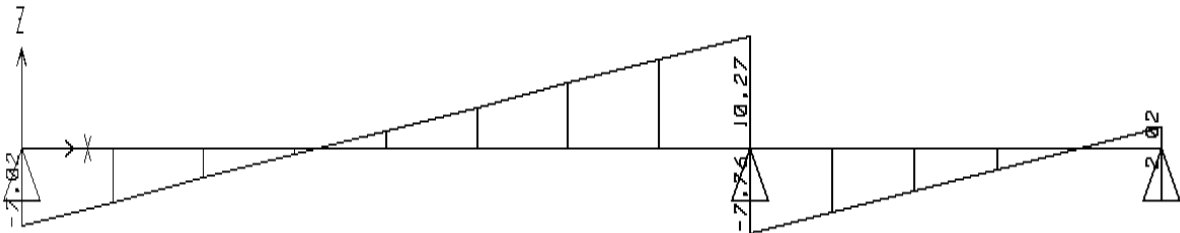


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP 2000

Les résultats des moments et des efforts tranchants obtenus par le logiciel SAP 2000 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Récapitulation des moments fléchissants et des efforts tranchants.

Niveau	Types	ELU			ELS		
		M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
RDC	Type 01	14,67	9,26	20,44	10,38	6,56	14,46
	Type 02	20,13	11,22	23,44	14,25	7,94	16,59
	Type 03	17,20	12,27	22,76	12,18	8,68	16,11
	Type 04	14,56	9,31	20,41	10,29	6,59	14,44
	Type 05	11,83	10,33	19,69	8,38	7,31	13,94
	Type 06	9,19	6,98	16,36	6,50	4,94	11,58
Etages courants	Type 01	10,57	6,68	14,73	7,65	4,83	10,66
	Type 02	14,51	8,08	16,90	10,50	5,85	12,22
	Type 05	8,53	7,77	14,19	6,17	5,39	10,27
	Type 07	12,07	8,99	16,33	8,73	6,51	11,81
Terrasse accessible	Type 01	9,34	5,89	13,01	6,73	4,25	9,38
	Type 05	7,53	6,57	12,53	5,43	4,74	9,04
Terrasse inaccessible	Type 02	15,43	8,60	17,97	11,26	6,28	13,12
	Type 08	0	15,27	14,38	0	11,14	10,50

III.2.5. Ferrailages des poutrelles :

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissants et les efforts tranchants maximums.

Exemple de calcul de ferrailage, sous la flexion simple : on prend le « type 01 » plancher étage courant.

III.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales:**ELU :**

- **En travée :**

On a : $M_{u \max} = 6,68 \text{KN.m}$ (D'après **Tableau III.6**)

$$M_T = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{m.}$$

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$M_T = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_T = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_T$ \longrightarrow Donc l'axe neutre est dans la table et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (65×21) cm^2

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,68 \times 10^{-3}}{(0,189)^2 \times 0,65 \times 14,17} = 0,0203 < \mu_R \quad (\mu_R = 0,392)$$

\longrightarrow Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0203}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,025) = 0,187$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6,68 \times 10^{-3}}{0,187 \times \frac{400}{1,15}} = 1,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,48 \text{cm}^2$$

- **En appui :**

On a $M_{u \max} = 10,57 \text{KN.m}$

La section est considérée comme une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,57 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,17} = 0,174 < \mu_R \quad (\mu_R = 0,392)$$

\longrightarrow Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,240$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,240) = 0,170$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10,57 \times 10^{-3}}{0,170 \times \frac{400}{1,15}} = 1,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée : $A_{st} = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

• **En travée :**

On a : $M_{s \max} = 4,83 \text{ KN.m}$ (D'après **Tableau III.6**)

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{2,36}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18,9 \times 2,36}{15 \times 2,36^2}} - 1 \right)$$

$x = 4,03 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 0,0403^3}{3} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,189 - 0,0403)^2$$

$$I = 1,001.10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{4,83 \times 10^{-3} \times 0,0403}{1,001.10^{-4}} = 1,76 \text{ MPa.}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 4,83 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,0403)}{1,001.10^{-4}} = 97,60 \text{ MPa}$

➤ **Vérification :**

Béton : $\sigma_{bc} = 1,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable)

• **En appui:**

On a : $M_{s \max} = 7,65 \text{ KN.m}$ (D'après **Tableau III.6**)

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{2,26}{12} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 18,9 \times 2,26}{15 \times 2,26^2}} - 1 \right)$$

$$x = 7,89 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,12 \times 0,0789^3}{3} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,189 - 0,0789)^2$$

$$I = 6,07.10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{7,65 \times 10^{-3} \times 0,0789}{6,07.10^{-5}} = 9,94 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 7,65 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,0789)}{6,07.10^{-5}} = 208,138 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 9,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

III.2.5.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \text{ max}} = 14,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14,73 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,650 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

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

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

III.2.5.3. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées on n'a pas besoins de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{0,21}{5,95} = 0,035 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

La condition est non vérifiée donc on doit calculer la flèche.

$$f \leq f_{adm}$$

$$L_{max} = 3,80\text{m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = \mathbf{0,76 \text{ cm}}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{bh^3}{3} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{3} + 15 \times 2,36 \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 2,032 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$e = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 0,01041$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot e} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 0,12/0,65) \times 0,01041} = 3,95$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \times 3,95 = 1,58$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot e \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01041 \times 347,826) + 2,1} = 0,778$$

$$I_{fi} = 5,488 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{4,83 \times 10^{-3} \times 3,8^2}{10 \times 32164,19 \times 5,488 \times 10^{-4}} = 3,95 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_i = 0,000395 < f_{adm} = 0,0076 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right)$$

$$\phi_t \leq \min (0,6; 1,2; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } \phi_t = \mathbf{6 \text{ mm}}$$

➤ Calcul d'espacement des cadres : D'après RPA99 V 2003

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{1 \text{ min}}; 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min(5,25; 14,4; 30\text{cm}) \longrightarrow \text{On prend : } S_t = 5 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm}$$

- **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5\text{cm} \longrightarrow \text{On prend : } S_t' = 10\text{cm}$

$$L = \frac{380}{2} - 5 - 42 = 143 \text{ cm}$$

$$L (\text{chap}) = \max\left(\frac{380}{4}\right) = 95 \text{ cm}$$

III.2.5.5. Ancrage des barres :

Calcul de la contrainte d'adhérence τ_s :

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier béton due au frottement. Cette contrainte d'adhérence est calculée comme suit : $\tau_s = 0,6\phi^2 f_{t28}$
 ϕ : Coefficient de scellement égale à 1,5 (pour les armatures haute adhérence).

f_{t28} : la résistance à la traction

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

On adopte un crochet à $\Theta=90^\circ$ ($\alpha=1,87$ et $\beta=2,19$)

Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

$$L_1 = 10\phi$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r \text{ avec } r = 5,5\phi$$

Calcul de la longueur totale L : $L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$

Tableau III.7 : L'ancrage des armatures des poutrelles

ϕ (mm)	τ_s (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
10	2,835	35,27	10	5,5	4,53	10,53
12		42,33	12	6,6	5,44	12,64
14		49,38	14	7,7	6,34	14,74
16		56,44	16	8,8	7,25	16,85

Le ferrailage de différent type des poutrelles est illustré dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles.

Niveau	Type	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
		Travée		Appui		\varnothing_t (mm)	S_t zone nodale (cm)	S_t' zone courante (cm)
		A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{cal} (cm ²)	Choix			
RDC	01	1,43	3T10 2,36	2,60	1T12+1T14 2,67	$\varnothing 6$	5	10
	02	1,74	3T10	3,47	1T14+1T16 3,55			
	03	1,90	3T10	3,15	1T14+1T16			
	04	1,44	3T10	2,57	1T12+1T14			
	05	1,60	3T10	2,02	2T12 2,26			
	06	1,07	3T10	1,52	2T12			
Etage courant	01	1,03	3T10	1,78	2T12	$\varnothing 6$	5	10
	02	1,25	3T10	2,56	1T12+1T14			
	05	1,20	3T10	1,40	2T12			
	07	1,39	3T10	2,07	2T12			
Terrasse accessible	01	0,90	3T10	1,55	2T12	$\varnothing 6$	5	10
	05	1,01	3T10	1,23	2T12			
Terrasse inaccessible	02	1,33	3T10	2,76	1T14+1T16	$\varnothing 6$	5	10
	08	2,78	3T12 3,39	0	2T12			

III.2.5.6. Ferrailage de la dalle de compression:

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression à une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un espacement qui doit respecter les conditions suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

- Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_1):

$$A_1 \geq \frac{4.L_1}{f_e} \quad \text{Avec : } L : \text{ distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500} \longrightarrow A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Pour les armatures parallèles aux poutrelles (A_2):

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,52}{2} \longrightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de $\varnothing 5$ et un espacement (15×15) cm².

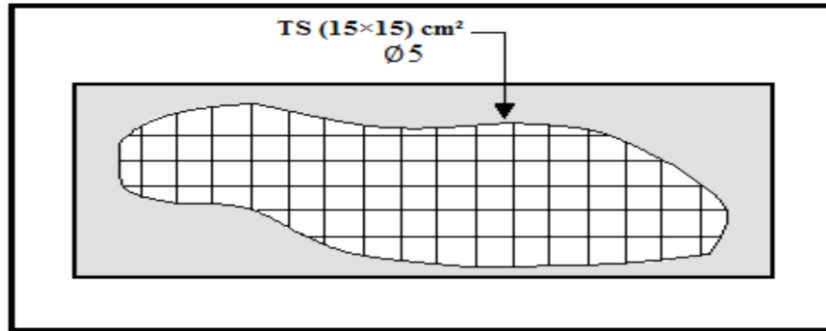


Figure III.11 : Ferrailage de la dalle de compression.

Les deux coupes en appui et en travée, sont illustrées sur les deux figures suivantes :

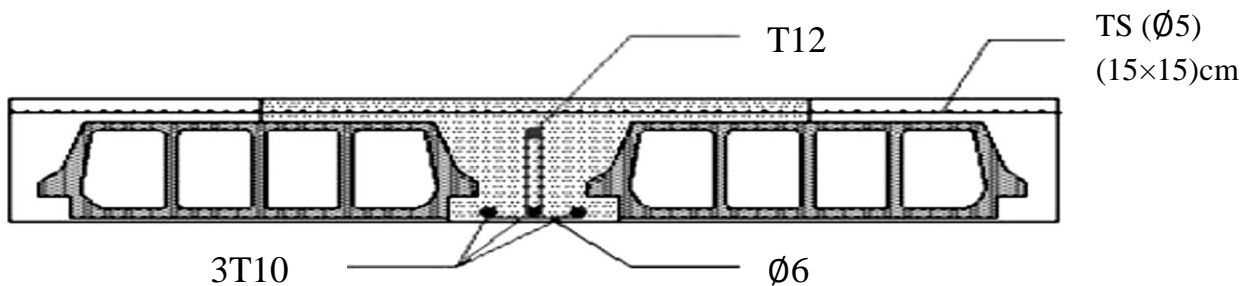


Figure III.12 : Coupe en travée d'étage courant (Type 01)

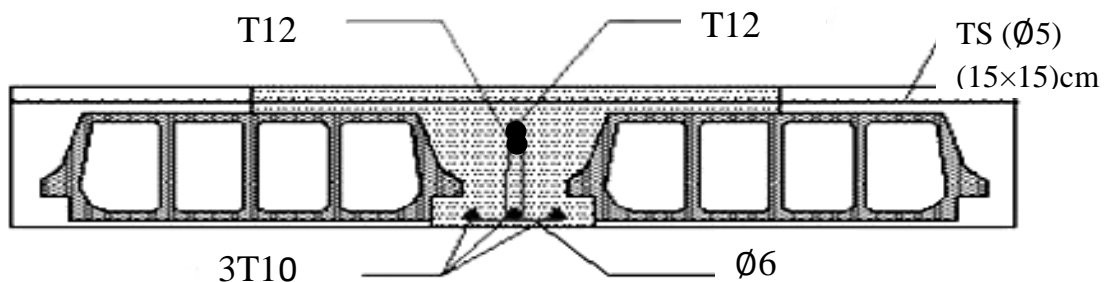


Figure III.13 : Coupe en appui d'étage courant (Type 01)

III.3. Etude du plancher dalle pleine :

III.3.1. Dalle pleine sous-sol 1:

III.3.1.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,3}{5,75} = 0,75 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{430}{40} \Rightarrow h \geq 10,75 \text{ cm}$$

Avec $h_{\min} = 15 \text{ cm}$.

Donc On prend $h = 20 \text{ cm}$.

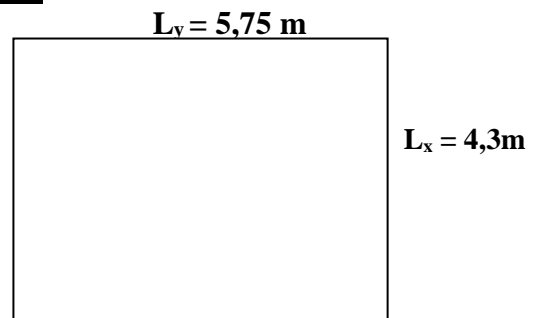


Figure III.14: La section de plus grand Panneau de la dalle pleine de sous-sol (parking).

III.3.1.2. Combinaisons d'action:

Du tableau II.8 de la descente de charge on a les charges suivantes :

$$G = 6,24 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELU: } P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow P_u = 12,174 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{ELS: } P_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow P_s = 8,74 \text{ KN/ ml}$$

III.3.1.3. Calcul des moments fléchissants (Méthode B.A.E.L 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{array} \right. \quad \text{Avec : les coefficients } \mu_x \text{ et } \mu_y \text{ sont en fonction de } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,75$$

ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,0621	0,5105	0,0684	0,6447

- **ELU:** $M_x = 0,0621 \times 12,174 \times 4,3^2 = 13,98 \text{ KN.m}$

$$M_y = 0,5105 \times 13,98 = 7,14 \text{ KN.m}$$

- **ELS:** $M_x = 0,0684 \times 8,74 \times 4,3^2 = 11,05 \text{ KN.m}$

$$M_y = 0,6447 \times 11,05 = 7,12 \text{ KN.m}$$

III.3.1.4. Les moments totaux appliqués sur la dalle :

Pour M_x :

- **ELU:** $M_x = 13,98 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,8 M_x = 11,112 \text{ KN. m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 4,194 \text{ KN. m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 6,990 \text{ KN. m (Les autres appuis)}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$\Rightarrow 11,112 + \frac{4,194 + 6,990}{2} = 16,704 \text{ KN.m} < 17,475 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$$

On augmente $M_t = 0,85 M_x = 11,883 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 11,883 + \frac{4,194 + 6,990}{2} = 17,475 \text{ KN.m} \geq 17,475 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

- **ELS :** $M_x = 11,05 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,8 M_x = 8,84 \text{ KN. m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 3,315 \text{ KN. m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 5,525 \text{ KN. m (Les autres appuis)}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$\Rightarrow 8,84 + \frac{3,315+5,525}{2} = 13,26 \text{ KN.m} < 13,812 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.N.V}$$

On augment $M_t = 0,85 M_x = 9,393 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 9,393 + \frac{3,315+5,525}{2} = 13,813 \text{ KN.m} \geq 13,812 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Pour M_y :

- **ELU:** $M_y = 7,14 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,8 M_y = 5,712 \text{ KN. m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 2,142 \text{ KN. m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 3,570 \text{ KN. m (Les autres appuis)}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$\Rightarrow 5,712 + \frac{2,142+3,570}{2} = 8,568 \text{ KN.m} < 8,925 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.N.V}$$

On augment $M_t = 0,85 M_y = 6,069 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 6,069 + \frac{2,142+3,570}{2} = 8,925 \text{ KN.m} \geq 8,925 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

- **ELS:** $M_y = 7,12 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,8 M_y = 5,696 \text{ KN. m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 2,136 \text{ KN. m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 3,560 \text{ KN. m (Les autres appuis)}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_y$$

$$\Rightarrow 5,696 + \frac{2,136+3,560}{2} = 8,544 \text{ KN.m} < 8,9 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.N.V}$$

On augment $M_t = 0,85 M_y = 6,052 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 6,052 + \frac{2,136+3,560}{2} = 8,9 \text{ KN.m} \geq 8,9 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Tableau III.9 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol.

	Travée		Appui	
	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	11,883	6,069	6,990	3,570
ELS	9,393	6,052	5,525	3,560

III.3.1.5. Calcul du ferrailage de la dalle:

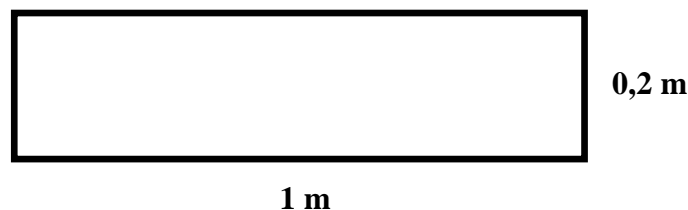


Figure III.15 : Section de calcul de la dalle pleine de sous sol 1 (parking)

III.3.1.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

Dans le sens (x-x) :

- **En travée :** $M_{trav} = 11,883 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,883 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0258 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (A}_{sc}=0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0258}) = 0,0327.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0327) = 0,4181 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{11,883 \times 10^{-3}}{0,4181 \times \frac{400}{1,15}} = 1,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 2,17 \text{ cm}^2$$

- **En appui** : $M_a = 6,990 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,99 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0152 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0152}) = 0,0191$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0191) = 0,178$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6,99 \times 10^{-3}}{0,178 \times \frac{400}{1,15}} = 1,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$\text{En travée : } A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Dans le sens (y-y) :

- **En travée** : $M_{trav} = 6,069 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,069 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0132 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (A}_{sc}=0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0132}) = 0,0166.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0166) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6,069 \times 10^{-3}}{0,178 \times \frac{400}{1,15}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

Rapport-gratuit.com



LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 2,17 \text{ cm}^2$$

- **En appui** : $M_a = 3,570 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,57 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0077 < \mu_R \rightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0077}) = 0,0097$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,009) = 0,179$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3,570 \times 10^{-3}}{0,179 \times \frac{400}{1,15}} = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Tableau III.10 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

		M_u (KN.m)	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisie (cm ²)
Sens (x-x)	Travée	11,883	0,0258	0,0327	0,177	1,92	3T12 = 3,39
	Appui	6,990	0,0152	0,0191	0,178	1,12	3T12 = 3,39
Sens (y-y)	Travée	6,069	0,0132	0,0166	0,178	0,97	3T12 = 3,39
	Appui	3,570	0,0077	0,0097	0,179	0,57	3T12 = 3,39

➤ **Calcul des espacements :**

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge répartie)
(X-X)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm
(Y-Y)	20 cm	Min (4h ; 44 cm) = 44 cm

Vérification à l'ELS :

Dans le sens (x-x) :

- **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{3,39}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$x = 3,8 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,038^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,18 - 0,038)^2$$

$$I = 1,21 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{9,39 \times 10^{-3} \times 0,038}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 2,95 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 9,393 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,038)}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 165,35 \text{MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t2}}\right) = 201,63 \text{MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 2,95 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,35 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

• **En appui:**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{3,39}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$x = 3,8 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,038^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,18 - 0,038)^2$$

$$I = 1,21 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{5,525 \times 10^{-3} \times 0,038}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 1,74 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 5,525 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,038)}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 97,26 \text{MPa}$$

➤ Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Acier : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{nf_{t2}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

➤ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 1,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 97,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Dans le sens (y-y) :

• En travée :

➤ Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{6,052 \times 10^{-3} \times 0,038}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 9,393 \times 10^{-3} \times (0,18-0,038)}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 106,54 \text{ MPa}$$

➤ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 1,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 106,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

• En appui:

➤ Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{3,56 \times 10^{-3} \times 0,038}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 3,56 \times 10^{-3} \times (0,18-0,038)}{1,21 \cdot 10^{-4}} = 62,67 \text{ MPa}$$

➤ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 1,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

III.3.1.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec : T_u : L'effort tranchant à ELU et $b = 1 \text{ ml}$; $d = 0,9h = 0,18 \text{ m}$.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$(T_{u_x}) \text{ au milieu du petit coté : } T_{u_x} = \frac{q_u L_X L_Y}{2L_X + L_Y} = \frac{12,174 \times 4,30 \times 5,75}{2 \times 4,30 + 5,75} = 20,98 \text{ KN}$$

$$(T_{u_y}) \text{ au milieu du grand coté : } T_{u_y} = \frac{q_u L_X}{3} = \frac{12,174 \times 4,30}{3} = 17,45 \text{ KN}$$

$$T_{u_{\max}} = \max(T_{u_x}; T_{u_y}) = 20,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,116 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la contrainte admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc : $\tau_u = 0,116 < \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{C.V}$

III.3.1.5.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{1} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,200 > 0,063 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow \frac{0,2}{1} \geq \frac{1}{10} \times \frac{9,393}{11,05} \Rightarrow 0,200 > 0,085 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39 \times 10^{-4}}{1 \times 0,18} < \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00188 < 0,0105 \dots \dots \text{C.V.}$$

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

III.3.2. La rampe d'accès des deux sous-sols :

La rampe d'accès est un plan incliné établi entre deux niveaux servant à faire passer les véhicules d'un niveau à l'autre.

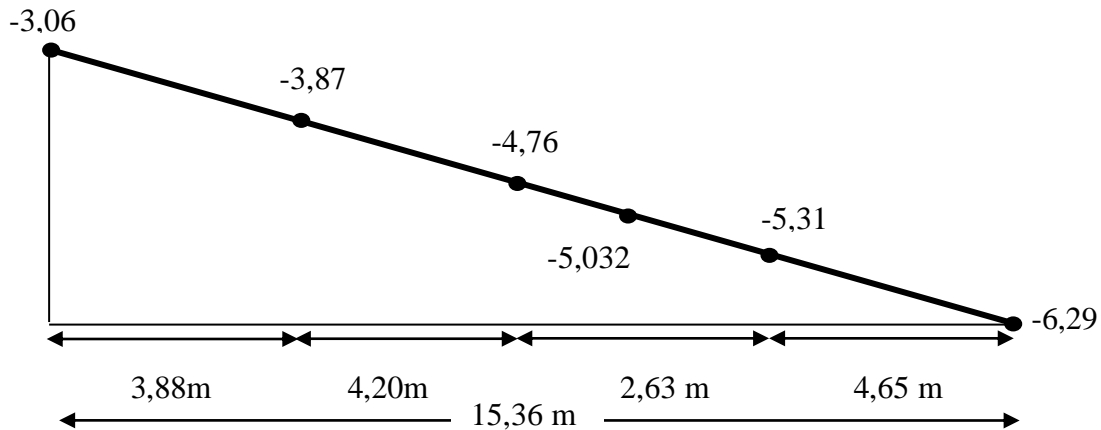


Figure III.16 : Coupe transversale de la rampe d'accès des deux sous-sols.

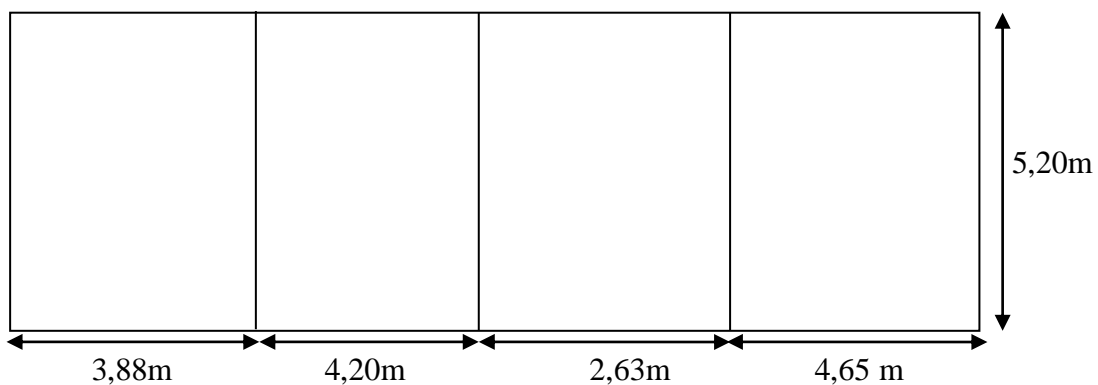


Figure III.17: Vue en plan de la rampe d'accès.

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,06}{15,36} \quad \alpha = 12^\circ$$

III.3.2.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,65}{5,20} = 0,89 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

- **Condition de flèche :**

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{465}{40} \Rightarrow h \geq 11,625 \text{ cm}$$

Donc On prend **h = 15 cm**.

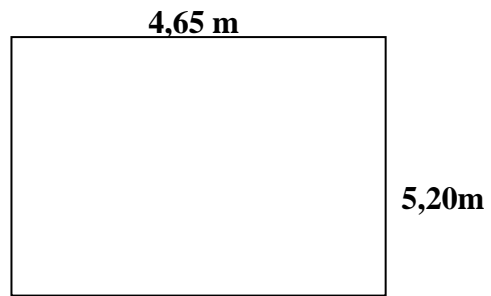


Figure III.18: La section du plus grand panneau de la rampe d'accès.

III.3.2.2. Combinaisons d'action:

$$G = \frac{e_p \times \rho_{\text{béton}}}{\cos \alpha} = \frac{0,15 \times 25}{\cos 15,04} = 3,88 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{ELU: } P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow P_u = 8,988 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } P_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow P_s = 6,38 \text{ kN/ml}$$

III.3.2.3. Les moments totaux appliqués sur la dalle :

Tableau III.11: Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle de la rampe.

	Travée		Appui	
	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	9,852	7,140	5,795	4,200
ELS	7,999	6,460	4,705	3,800

III.3.2.4. Calcul du ferrailage de la dalle:**III.3.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales :**

ELU :

Dans le sens (x-x) :

- **En travée :** $M_{\text{trav}} = 9,852 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,852 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0381 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (A}_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0381}) = 0,0486$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,0486) = 0,132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{9,852 \times 10^{-3}}{0,0486 \times \frac{400}{1,15}} = 2,14 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

- **En appui** : $M_a = 5,795 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,795 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0224 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0224}) = 0,0283$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0191) = 0,133$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5,759 \times 10^{-3}}{0,133 \times \frac{400}{1,15}} = 1,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Tableau III.12 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

		M_u (KN.m)	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisie (cm ²)
Sens (x-x)	Travée	9,852	0,0381	0,0486	0,132	2,14	3T12 = 3,39
	Appui	5,795	0,0224	0,0283	0,133	1,25	3T12 = 3,39
Sens (y-y)	Travée	7,140	0,0276	0,0350	0,133	1,54	3T12 = 3,39
	Appui	4,200	0,0162	0,0205	0,134	0,90	3T12 = 3,39

➤ **Calcul des espacements :**

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge répartie)
(X-X)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm
(Y-Y)	20 cm	Min (4h ; 44 cm) = 44 cm

Vérification à l'ELS :

Dans le sens (x-x) :

- **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{3,39}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$x = 2,16 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0216^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,135 - 0,0216)^2$$

$$I = 6,88 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{7,999 \times 10^{-3} \times 0,0216}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 2,51 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 7,999 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0216)}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 197,76 \text{MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t2}}\right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 2,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 197,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

• **En appui:**

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{4,705 \times 10^{-3} \times 0,0216}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 1,47 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 4,705 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0216)}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 116,33 \text{MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t2}}\right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 1,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 116,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Dans le sens (y-y) :

• **En travée :**

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{6,460 \times 10^{-3} \times 0,0216}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 2,03 \text{MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 6,460 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0216)}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 160,56 \text{MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 2,03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 160,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

- **En appui:**

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{3,800 \times 10^{-3} \times 0,0216}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 1,16 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 3,800 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0216)}{6,88 \cdot 10^{-5}} = 94,45 \text{ MPa}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 94,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

III.3.2.4.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : L'effort tranchant à ELU et $b = 1 \text{ ml}$; $d = 0,9h = 0,135 \text{ m}$.

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

$$(T_{u,x}) \text{ au milieu du petit coté : } T_{u,x} = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{8,988 \times 4,65 \times 5,20}{2 \times 4,65 + 5,20} = 14,99 \text{ KN.}$$

$$(T_{u,y}) \text{ au milieu du grand coté : } T_{u,y} = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{8,988 \times 4,65}{3} = 13,93 \text{ KN.}$$

$$T_{u \max} = \max (T_{u,x}; T_{u,y}) = 14,99 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,111 \text{ MPa.}$$

- **Calcul de la contrainte admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc : $\tau_u = 0,111 < \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

III.3.2.4.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,150 > 0,063 \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow \frac{0,15}{1} \geq \frac{1}{10} \times \frac{7,999}{9,41} \Rightarrow 0,150 > 0,085 \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} < \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0025 < 0,0105 \dots \dots \text{ CV.}$$

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

III.3.3. Dalle pleine Balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

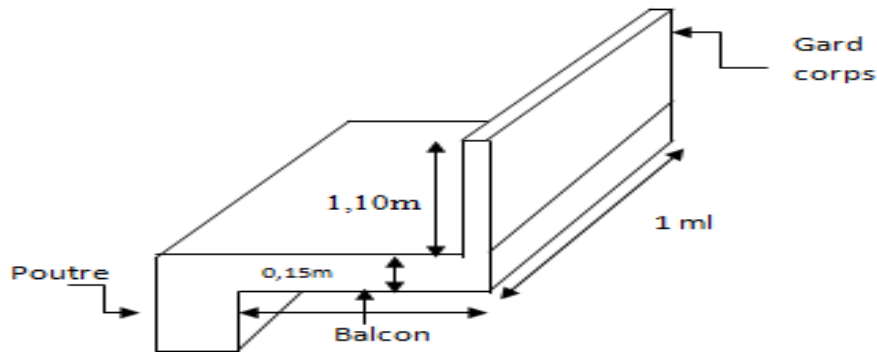
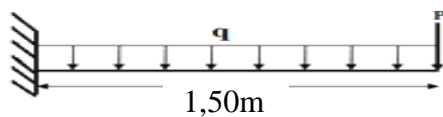


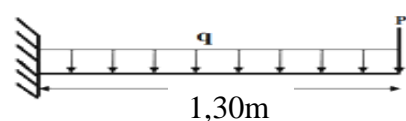
Figure III.19 : Schéma statique du balcon.

III.3.3.1. Types des balcons : Dans notre structure, il y a un 04 type des balcons

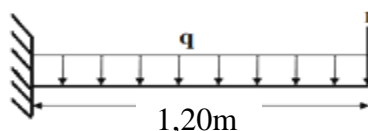
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :

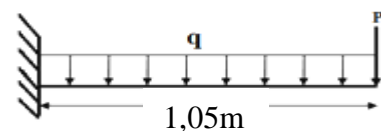


Figure III.20 : Types des balcons.

III.3.3.2. Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

- Poids propre et charge d'exploitation :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,15	3,5	q _u = 12,20	q _s = 8,65

- **Mur de simple cloison :**

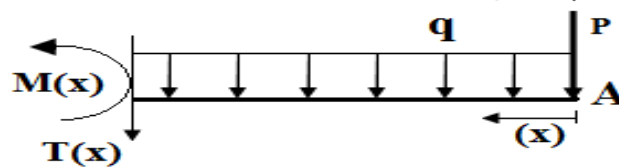
Tableau III.13 : Charge de mur au niveau du balcon.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	1800	0,02	0,36
Brique creuse	900	0,1	0,90
Enduit en ciment	1800	0,02	0,36

P (KN/m ²)	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G) × 1,1	ELS (KN/ml) (G) × 1,1
1,62	1,1	$P_u = 2,41$	$P_s = 1,78$

III.3.3.3. Moments fléchissants et efforts tranchants :

On prend le type 01, le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.



- **ELU :** ($P_u = 2,41$ KN/ml) ; ($q_u = 12,20$ KN/ml)

Travée : $0 \leq x \leq 1,50$ m

$$M_u(x) = -P_u x - q_u \frac{x^2}{2} = -2,41x - 12,2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -17,34 \text{ KN.ml}$$

$$M'_u(x) = -P_u - q_u x = 0 \rightarrow x = -\frac{P_u}{q_u} = -0,19 \rightarrow \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = P_u + q_u x = 2,41 + 12,2 x$$

$$T(0) = 2,41 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 20,71 \text{ KN}$$

- **ELS:** ($P_s = 1,78$ KN/ml) ; ($q_s = 8,65$ KN/ml)

Travée: $0 \leq x \leq 1,50$ m

$$M_s(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} = -1,78x - 8,65 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -12,40 \text{ KN.ml}$$

$$M'_s(x) = -P_s - q_s x = 0 \rightarrow x = -\frac{P_s}{q_s} = -0,20 \rightarrow \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = P_s + q_s x = 1,78 + 8,65 x$$

$$T(0) = 1,78 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 14,76 \text{ KN}$$

Tableau III.14 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon (type 01)

X (m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,41	0	1,78
1,5	-17,34	20,71	-12,40	14,76

III.3.3.4. Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

III.3.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_r \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,087.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4\alpha) = 0,130$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{17,34 \times 10^{-3}}{0,130 \times 347,826} = 3,83 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:**- Armatures longitudinales :**

Condition de non fragilité: $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 15 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/Version 2003 :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 0,5 \times (100 \times 15) / 100 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **7T12** de section **7,92 cm²/ml** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Les armatures de répartition :

$$A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 7,92 / 4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{\text{répartition}} = \mathbf{4T10} = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification à ELS:**➤ Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{7,92}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 7,92}{15 \times 7,92^2}} - 1 \right)$$

$$x = \mathbf{4,60 \text{ cm}}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,046^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4} (0,135 - 0,046)^2$$

$$I = \mathbf{1,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4}$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{12,40 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,26 \cdot 10^{-4}} = 4,53 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 12,40 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,046)}{1,26 \cdot 10^{-4}} = 131,38 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t2}} \right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 4,53\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 131,38\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

III.3.3.4.2. Vérification au cisaillement :

$$T_u = 20,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,153\text{MPa}.$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc : $\tau_u = 0,153 < \overline{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

III.3.3.4.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,75} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,085 > 0,063 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} < \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0059 < 0,0105 \dots \dots \text{C.V.}$$

Tableau III.15: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon (type 01)

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{st} choisi	A _r calculé	A _r choisi
3,83	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

• **Remarque :**

Malgré que la charge d’exploitation dans le type 01 est importante, on a ferrillé avec le minimum. Donc, le ferrailage pour les autres types sera le même de celui du type 01, puisque la charge d’exploitation est moins importante.

III.3.3.5. Schéma de ferrailage de balcon :

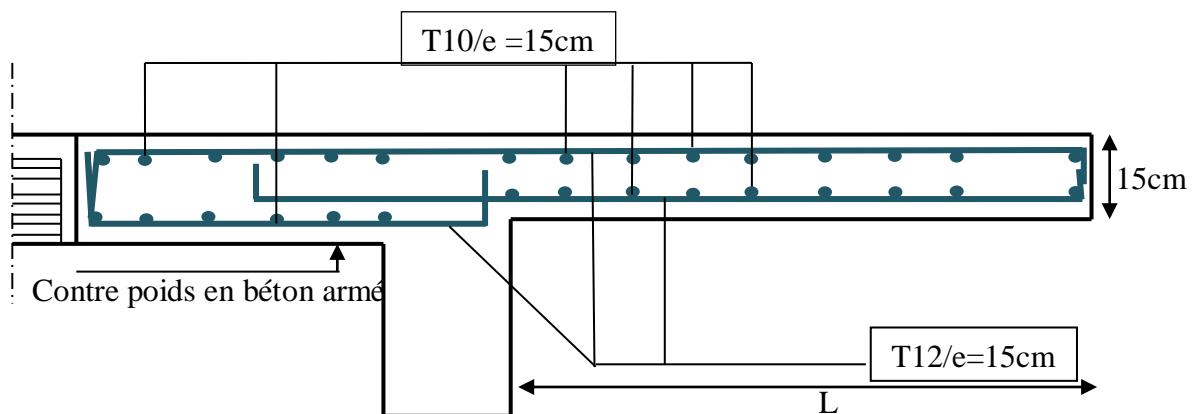


Figure III.21: Ferrailage du balcon.

III.4. Conclusion :

L'étude des planchers nous a permis de calculer d'abord l'épaisseur des différents types des planchers de la structure et, par la suite, calculer leurs ferrillages (poutrelles et dalle pleine).

Chapitre IV :
ETUDE DES
ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

IV.1. Étude des escaliers :

IV.1.1. Introduction :

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

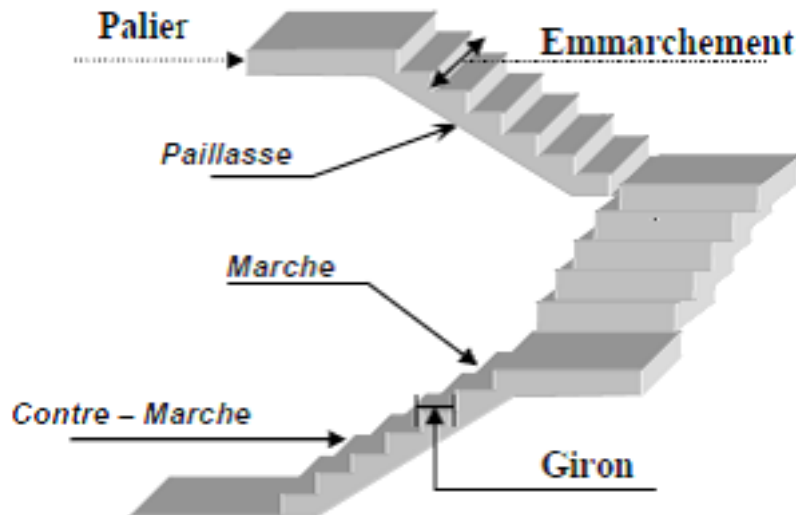


Figure IV.1 : Schéma d'un escalier.

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

IV.1.2. Prédimensionnement des escaliers :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

Pour assurer le confort ; on vérifie généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de contre marche.} \\ g : \text{Giron ou la largeur de la marche.} \end{array} \right.$$

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17$$

$$25 \leq g \leq 32 \quad \text{Donc : on prend } g = 30 \text{ cm}$$

- n : nombre de contremarche : $n = H/h$ avec : H = Hauteur entre deux niveaux.
- n' : nombre de marche : $n' = n - 1$
- La longueur de la ligne de foulée : $L = g \cdot n'$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\alpha = \arctg \alpha \left(\frac{H_v}{L_v} \right)$$

Avec : H_v : la hauteur verticale de la volée.

L_v : la largeur horizontale de la volée.

- **Calcul des épaisseurs :**

La paillasse: $\frac{L}{20 \cos(\alpha)} \leq e \leq \frac{L}{30 \cos(\alpha)}$

Le palier de repos : $\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$

IV.1.3. Les différents types des escaliers :

La structure présente différentes hauteurs d'étage, et pour cela on distingue différents types d'escaliers au niveaux du sous-sol, RDC et étage courant.

Tableau IV.1 : Vue en plan

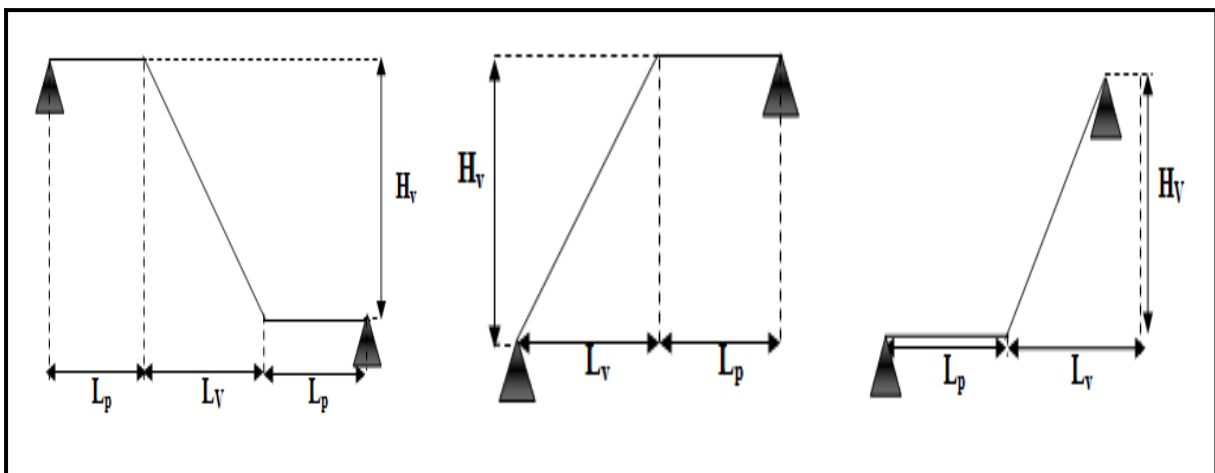
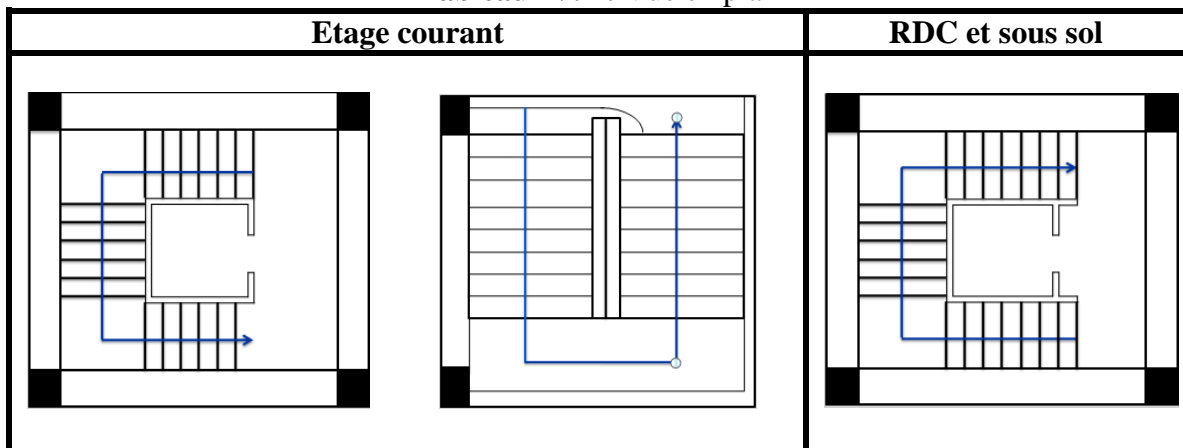
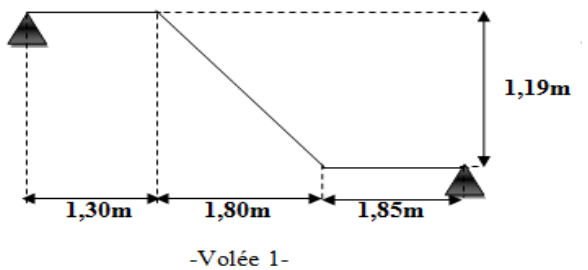
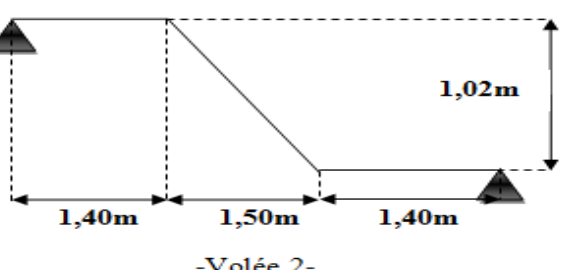
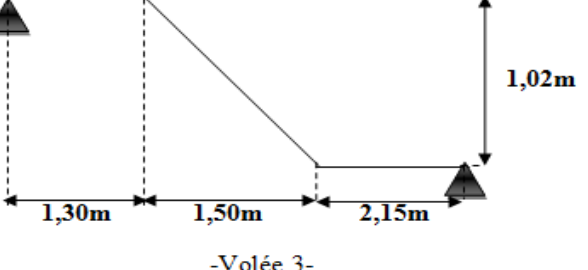
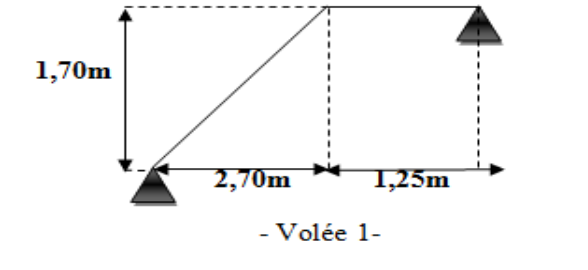
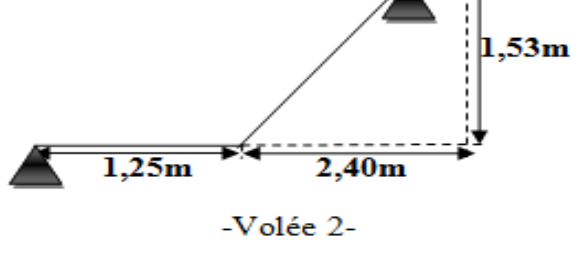


Figure IV.2 : Les différents types d'escaliers

Tableau IV.2: Les différents types d'escaliers

Niveau	Cage d'escalier	Volée	Type
Etage courant	Cage d'escalier 1	 <p>-Volée 1-</p>	Type 01
		 <p>-Volée 2-</p>	Type 02
		 <p>-Volée 3-</p>	Type 03
	Cage d'escalier 2	 <p>- Volée 1-</p>	Type 04
		 <p>-Volée 2-</p>	Type 05

RDC et sous sol	Cage d'escalier 1	<p style="text-align: center;">-Volée 1-</p>	Type 06
		<p style="text-align: center;">-Volée 2-</p>	Type 02
		<p style="text-align: center;">-Volée 3-</p>	Type 06

• **Calcul de Prédimensionnement d'escalier :**

On va calculer avec la volée la plus longue : $L_{max} = 270 \text{ cm}$

- Détermination du nombre de contremarche : $n = H/h = 1,70/0,17=10$
- Détermination du nombre de marches : $n' = n - 1 = 10 - 1 = 9$
- La longueur de la ligne de foulée : $L = g \cdot n' = 0,30 \times 9 = 2,70\text{m}$

• **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,70}{2,70} \quad \alpha = 32,19^\circ$$

• **Calcul des épaisseurs :**

$$\frac{L}{30 \cos(\alpha)} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos(\alpha)}$$

$$\frac{2,70}{30 \cos(32,19)} \leq e \leq \frac{2,70}{20 \cos(32,19)}$$

$$10,63 \leq e \leq 15,95$$

On prend $E_p_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

- Calcul de l'épaisseur du palier de repos: $\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$

On prend $E_p_{\text{palier}} = 15\text{cm}$

Tableau IV.3 : Dimension des différents types des escaliers.

Les types des escaliers		h (cm)	g (cm)	n	n'	H (cm)	L (cm)	α	Ep palier (cm)	Ep paillasse (cm)	
01	Cage d'escalier 1	Volée 1	17	30	7	6	119	180	$33,47^0$	15	15
		Volée 2	17	30	6	5	102	150	$34,22^0$	15	15
		Volée 3	17	30	6	5	102	150	$34,22^0$	15	15
	Cage d'escalier 2	Volée 1	17	30	10	9	170	270	$32,19^0$	15	15
		Volée 2	17	30	9	8	153	240	$32,52^0$	15	15
02	Cage d'escalier 1	Volée 1	17	30	8	7	136	210	$32,93^0$	12	12
		Volée 2	17	30	6	5	102	150	$34,22^0$	12	12
		Volée 3	17	30	8	7	136	210	$32,93^0$	12	12

IV.1.4. Evaluation des charges et surcharges des escaliers :• Le palier :

Tableau IV.4 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	e(m)	ρ (Kg/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	2200	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	0,40
Lit de sable	0,02	1800	0,36
Poids propre du palier (BA)	ep _{palier}	2500	ep _{palier} × 25
Enduit en plâtre	0,02	1000	0,20

• La paillasse :

Tableau IV.5 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse (Volée).

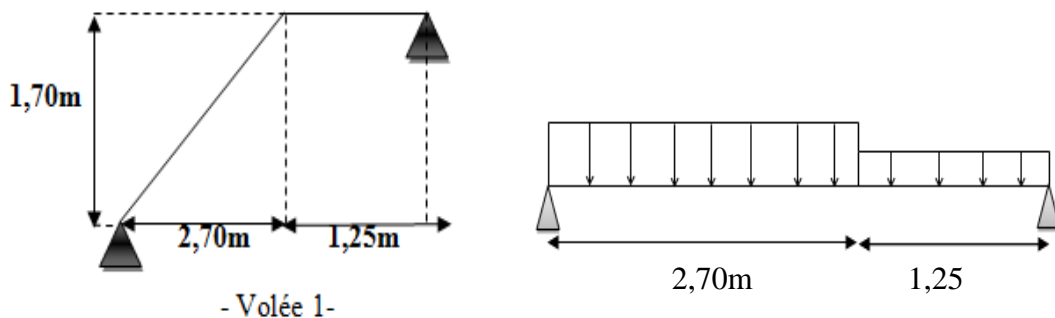
Désignation	e(m)	ρ (Kg/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	0,02	2200	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	0,40
Lit de sable	0,02	1800	0,36
Carrelage verticale	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	2200	0,2494
Mortier de pose verticale	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	2000	0,227
Poids propre de la paillasse	ep _{paillasse} /cos(α)	2500	$\frac{ep_{paillasse} \times 25}{\cos(\alpha)}$
Poids propre des marches	$\frac{0,17}{2} = 0,085$	2500	2,125
Enduit plâtre	0,02	1000	$\frac{0,02 \times 10}{\cos(\alpha)}$
Garde corps	/	/	0,1

Tableau IV.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour les différents types des escaliers.

Les types des escaliers			G_{palier} (KN/m ²)	$G_{\text{paillasse}}$ (KN/m ²)	Q_{palier} (KN/m ²)	$Q_{\text{paillasse}}$ (KN/m ²)
01	Cage d'escalier 1	Volée 1	5,15	8,64	2,50	2,50
		Volée 2	5,15	8,68	2,50	2,50
		Volée 3	5,15	8,68	2,50	2,50
	Cage d'escalier 2	Volée 1	5,15	8,57	2,50	2,50
		Volée 2	5,15	8,59	2,50	2,50
		Volée 3	5,15	8,59	2,50	2,50
02	Cage d'escalier 1	Volée 1	4,40	7,71	2,50	2,50
		Volée 2	4,40	7,77	2,50	2,50
		Volée 3	4,40	7,71	2,50	2,50

IV.1.5. Détermination des efforts internes :

On prend l'exemple de calcul de la volée 1 d'escalier type 01 (cage d'escalier 2)

**Figure IV.3 :** Schéma statique d'escalier type 01 (cage d'escalier 2).**Combinaison d'action :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : Q_U = 1,35G + 1,5Q \text{ (KN/ml)}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : Q_s = G + Q \text{ (KN/ml)}$$

Tableau IV.7 : Combinaison d'action pour le palier et la paillasse.

La paillasse		Le palier	
Q_{U1}	Q_{s1}	Q_{U1}	Q_{s1}
15,32	11,07	10,70	7,65

- **ELU:**

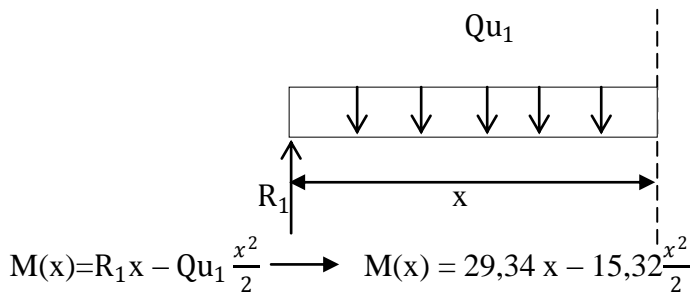
$$\Sigma M_{/1} = 0 \Rightarrow -R_2(3,95) + 10,70(1,25)(3,325) + 15,32(2,7)(1,35) = 0$$

$$R_2 = 25,40 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/2} = 0 \Rightarrow R_1(3,95) - 15,32(2,7)(2,6) - 10,70(1,25)(0,625) = 0$$

$$R_1 = 29,34 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,7$



$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,7) = 23,40 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 29,34 - 15,32x \rightarrow x = 1,92 \text{ m}$$

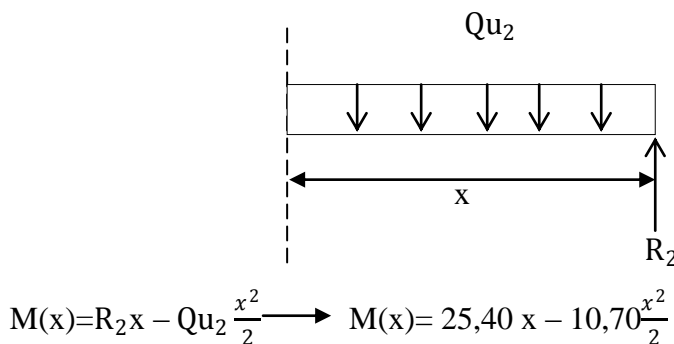
$$M_{\max} = M(x=1,92) = 28,10 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - Qu_1 x \rightarrow T(x) = 29,34 - 15,32x$$

$$T(x=0) = 29,34 \text{ KN}$$

$$T(x=2,7) = -12,02 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,25$



$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=1,25) = 23,40 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 25,40 - 10,70x \rightarrow x = 2,37 \notin [0; 1,35]$$

$$T(x) = -R_2 + Qu_2 x \rightarrow T(x) = -25,40 + 10,70x$$

$$T(x=0) = -25,40 \text{ KN}$$

$$T(x=1,25) = -12,02 \text{ KN}$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELU par **SAP2000** :

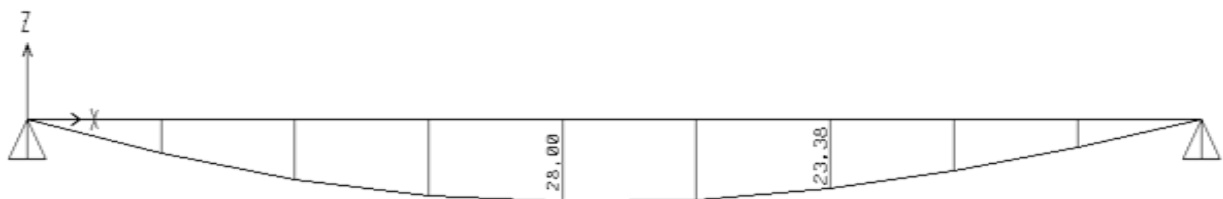


Figure IV.4 : Moment fléchissant ELU Selon SAP 2000

Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE

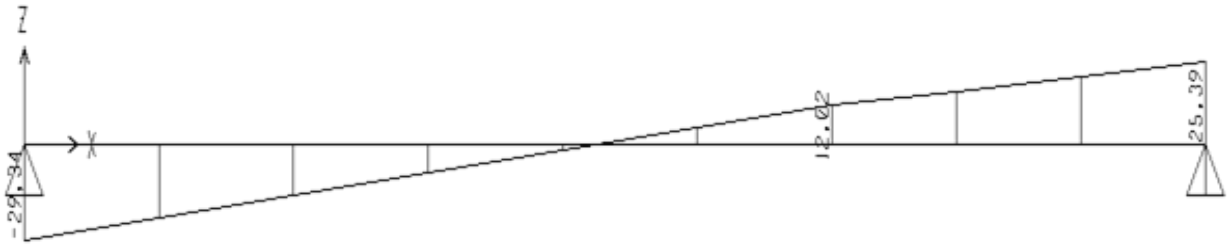


Figure IV.5 : Efforts tranchants ELU Selon SAP 2000

• **ELS:**

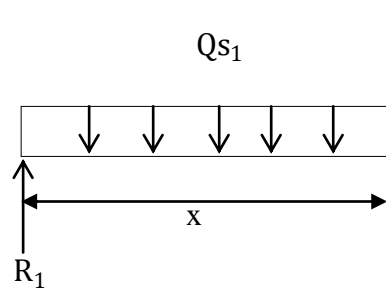
$$\Sigma M_{/1} = 0 \Rightarrow -R_2(3,95) + 7,65(1,25)(3,325) + 11,07(2,7)(1,35) = 0$$

$$R_2 = 18,26 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/2} = 0 \Rightarrow R_1(3,95) - 11,07(2,7)(2,6) - 7,65(1,25)(0,625) = 0$$

$$R_1 = 21,19 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,7$



$$M(x) = R_1 x - Q_{s1} \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 21,19 x - 11,07 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,7) = 16,86 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 21,19 - 11,07 x \quad x = 1,92$$

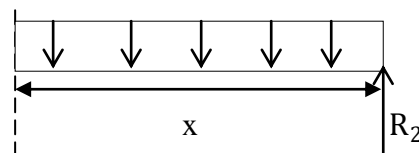
$$M_{\max} = M(x=1,92) = 20,28 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - Q_{s1} x \quad T(x) = 21,19 - 11,07x$$

$$T(x=0) = 21,19 \text{ KN}$$

$$T(x=2,7) = -8,70 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,25$



$$M(x) = R_2 x - Q_{s2} \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 18,26x - 7,65 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=1,25) = 16,86 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 18,26 - 7,65x \longrightarrow x = 2,39 \notin [0; 1,25]$$

$$T(x) = -R_2 + Qu_2 x \longrightarrow T(x) = -18,26 + 7,65x$$

$$T(x=0) = -18,26 \text{ KN}$$

$$T(x=1,25) = -8,70 \text{ KN}$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELS par SAP2000 :



Figure IV.6: Moments fléchissants ELS Selon SAP 2000

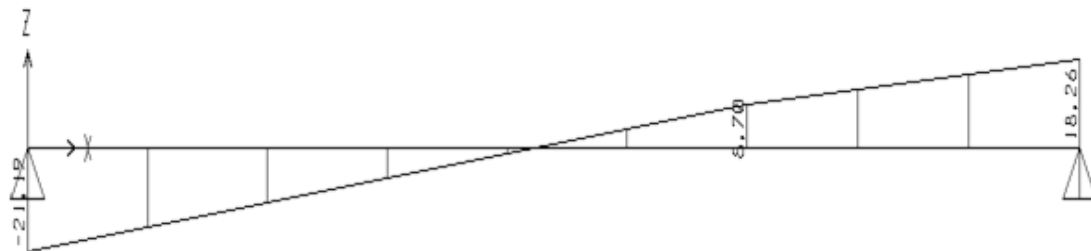


Figure IV.7 : Efforts tranchants ELS Selon SAP 2000.

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-après:

Tableau IV.8 : Les efforts internes pour les différentes volées.

Les types des escaliers			ELU		ELS	
			M_{\max} (KN .m)	T_{\max} (KN .m)	M_{\max} (KN .m)	T_{\max} (KN .m)
01	Cage d'escalier 1	Volée 1	40,82	31,19	29,41	22,42
		Volée 2	30,60	26,58	22,03	19,10
		Volée 3	39,86	30,67	28,68	22,04
	Cage d'escalier 2	Volée 1	28,10	29,34	20,28	21,19
		Volée 2	23,58	27,02	17,00	19,50
02	Cage d'escalier 1	Volée 1	38,72	28,91	27,83	20,73
		Volée 2	26,23	23,32	20,11	17,36
		Volée 3	38,72	28,91	27,83	20,73

IV.1.6. Détermination du ferrailage :

On prend l'exemple de calcul de la volée 1 d'escalier type 01 (cage d'escalier 2)

ELU : $M_{\max} = 28,10 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{\text{tra}} = 0,85 \times M_{\max} = 23,89 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{\text{app}} = 0,5 \times M_{\max} = 14,05 \text{ KN.m}$

ELS : $M_{\max} = 20,28 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{\text{tra}} = 0,85 \times M_{\max} = 17,24 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{\text{app}} = 0,5 \times M_{\max} = 10,14 \text{ KN.m}$

IV.1.6.1. Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

- **En travée** :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,89 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,092 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,121$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,121) = 0,128$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{23,89 \times 10^{-3}}{0,128 \times \frac{400}{1,15}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est: $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 7\text{T}12/\text{ml}$

- **Armature de répartition** :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est: $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4\text{T}10 /\text{ml}$

- **En appui** :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,05 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,070$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,070) = 0,131$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14,05 \times 10^{-3}}{0,131 \times \frac{400}{1,15}} = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est: $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4\text{T}12/\text{ml}$

- **Armature de répartition** :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est: $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4\text{T}10 /\text{ml}$

✓ **Condition du RPA99 version 2003 :**

Le **R.P.A 99 V 2003** exige que : $A_{st\ min}=0,5\%$ ($b \times h$) dans toute la section.

$$A_{st\ min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

Car on a choisi : $7T12+4T12 = 12,44 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

• **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc} (x - d') - \eta A_{st} (d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{7,92}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 7,92}{15 \times 7,92^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,60 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,046^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4} (0,135 - 0,046)^2$$

$$I = 1,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{17,24 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,26 \cdot 10^{-4}} = 6,29 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 17,24 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,046)}{1,26 \cdot 10^{-4}} = 189,66 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 6,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

• **En appui:**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc} (x - d') - \eta A_{st} (d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{4,52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 4,52}{15 \times 4,52^2}} - 1 \right)$$

$$x = 3,65 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0365^3}{3} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,135 - 0,0365)^2$$

$$I = 8,20 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{10,14 \times 10^{-3} \times 0,0365}{8,20 \cdot 10^{-5}} = 4,51 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 10,14 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0365)}{8,20 \cdot 10^{-5}} = 182,71 \text{ MPa}$$

➤ Vérification :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 4,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

IV.1.6.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 29,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,217 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

Tableau IV.9 : Ferrailage des différents types des escaliers.

Les types des escaliers			Armature longitudinales (cm ² /ml)				Armature de répartition (cm ² /ml)			
			Travée		Appui		Travée		Appui	
			A _{cal}	Choix	A _{cal}	Choix	A _{cal}	Choix	A _{cal}	Choix
01	Cage d'escalier 1	Volée 1	7,96	9T12 10,18	4,43	4T12 4,52	2,55	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
		Volée 2	5,85	7T12 7,92	3,36	4T12 4,52	1,98	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
		Volée 3	7,76	9T12 10,18	4,42	4T12 4,52	2,55	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
	Cage d'escalier 2	Volée 1	5,34	7T12 7,92	3,08	4T12 4,52	1,98	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
		Volée 2	4,45	5T12 5,65	2,57	4T12 4,52	1,41	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
02	Cage d'escalier 1	Volée 1	7,52	7T12 7,92	4,29	4T12 4,52	1,98	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
		Volée 2	4,97	5T12 5,65	2,87	4T12 4,52	1,41	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14
		Volée 3	7,52	9T12 10,18	4,29	4T12 4,52	2,55	4T10 3,14	1,13	4T10 3,14

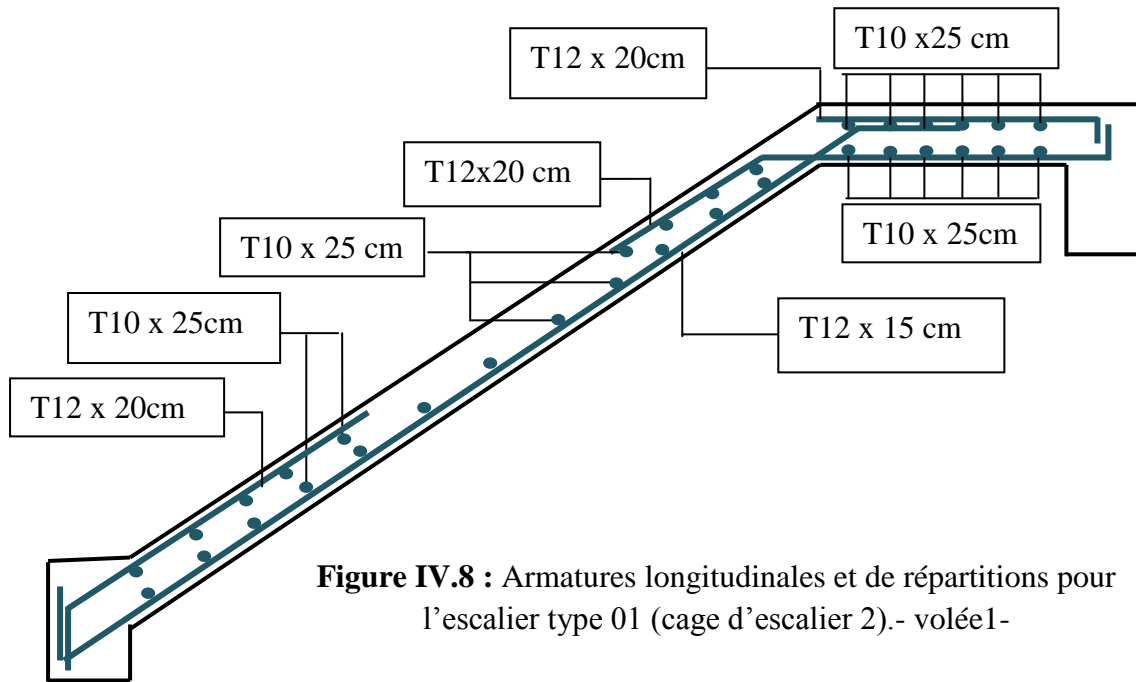


Figure IV.8 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier type 01 (cage d'escalier 2).- volée1-

IV.2. Etude de la poutre palière :

IV.2.1. **Prédimensionnement** : D'après BAEL 91 modifié 99, on à : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$

$$L = 4,30m \Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,67 \leq h \leq 43$$

→ On prend : **h = 40 cm**

$$0,3h < b < 0,7h \Rightarrow 12 < b < 28$$

→ On prend **b = 30cm** (min RPA)

*D'après le RPA99 version 2003 :

- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20cm$ « condition vérifiée »
- $h \geq 30cm \Rightarrow 40cm > 30cm$ « condition vérifiée »
- $h/b < 4 \Rightarrow 1,16 < 4$ « condition vérifiée »

IV.2.2. Charge supportée par la poutre palière :

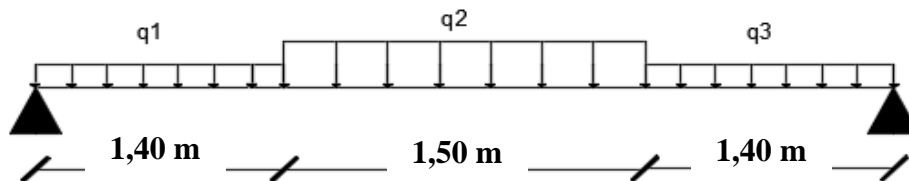


Figure IV.9 : Charges supportées par la poutre palière.

• **Poids propre de la poutre :**

Palier inférieur : $pp_1 = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

Paillasse: $pp_2 = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times \frac{1}{\cos(34,22)} = 3,63 \text{ KN/ml}$

Palier supérieure : $pp_3 = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

• **Poids du mur situé sur la poutre :**

Palier inférieur : $P_1 = 2,81 \times (3,23 - 1,19 - 0,35) = 4,75 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $P_2 = 2,81 \times (\frac{3,23}{2} - 0,35) = 3,56 \text{ KN/ml}$

Palier supérieure : $P_3 = 2,81 \times (3,23 - 2,21 - 0,35) = 1,89 \text{ KN/ml}$

• **Réaction du palier sur la poutre :**

ELU : Avec : R_{bu} : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELU.
 $R_{bu} = \frac{T_u}{b}$ T_u : Effort tranchant du palier à l'ELU.
 b : La largeur de section de palier on a choisi $b = 1 \text{ ml}$.

$$R_{bu} = \frac{21,05}{1} = 21,05 \text{ KN/ml}$$

ELS : Avec : R_{bs} : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELS.
 $R_{bs} = \frac{T_s}{b}$ T_s : Effort tranchant du palier à l'ELS.
 b : La largeur de section de palier on a choisi $b = 1 \text{ ml}$.

$$R_{bs} = \frac{15,59}{1} = 15,59 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons d'actions :**

ELU : $q_u = 1,35 G + R_{bu}$

ELS : $q_s = G + R_{bs}$

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : $Q = 0$

Tableau IV.10 : Charges et surcharges en ELU et ELS.

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)	q_3 (KN/ml)
ELU	31,513	30,757	27,652
ELS	23,340	22,780	20,480

IV.2.3. Calcul des efforts internes :

Après avoir utilisé le SAP 2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

Tableau IV.11 : Détermination des efforts internes de la poutre palière.

ELU		ELS	
M_{max} (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	T_{max} (KN)
69,19	66,31	51,25	49,11

IV.2.4. Calcul du ferrailage de la poutre palière:

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{max}$

En appui : $M_a = 0,50 \times M_{max}$

Tableau IV.12 : Efforts appliqués sur la poutre palière.

Travée		Appui	
M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)
58,81	43,56	34,60	25,63

IV.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales :ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

=> Section simple armature donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (A_{sc} = 0).

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 1,3041 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.13 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

	M _u (KN.m)	μ _u	α	Z (m)	A _{st} (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)
Travée	58,81	0,107	0,141	0,339	4,19	3T14=4,62
Appui	34,60	0,063	0,081	0,348	2,85	3T12=3,39

➤ Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Car on a choisi : 3T14+3T12=8,01 cm²

Vérification à l'ELS

• En travée :

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{9,24}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 4,62}{15 \times 4,62^2}} - 1 \right)$$

$$x = 10,79 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1079^3}{3} + 15 \times 4,62 \times 10^{-4} (0,36 - 0,1079)^2$$

$$I = 5,66.10^{-4} m^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{43,56 \times 10^{-3} \times 0,1079}{5,66.10^{-4}} = 8,30 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 43,56 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,1079)}{5,66.10^{-4}} = 290,98 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 9,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

• **En appui:**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{3,39}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$x = 9,48 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,0948^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,36 - 0,0948)^2$$

$$I = 4,43.10^{-4} m^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{25,63 \times 10^{-3} \times 0,0948}{4,43.10^{-4}} = 6,77 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 25,63 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,0948)}{4,43.10^{-4}} = 237,246 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 6,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

IV.2.4.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 66,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{66,31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,614 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa. (Fissuration peu préjudiciable)}$$

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

IV.2.4.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,034 > 0,063 \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,034 > 0,085 \dots \text{C. V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée} & \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,00428 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{CV.} \\ \text{En Appui} & \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3,39}{30 \times 36} = 0,00314 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{CV.} \end{cases}$$

IV.2.4.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 3; 1,4)$$

$$\rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul d'espacement des cadres** : D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{L \min}; 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12(1,2); 30 \text{ cm}\right) \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Et } L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- **Zone courante**: $S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq \frac{40}{2} \rightarrow \text{on prend } S_t' = 20 \text{ cm}$

IV.3. Etude de l'acrotère :

VI.3.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastree dans le plancher chargée par son poids et la surcharge due à la main courante. Il a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.



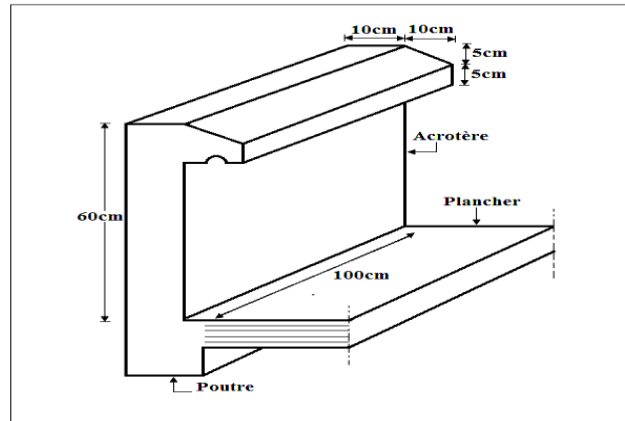


Figure VI.10: Dimensions de l'acrotère

IV.3.2. Principe de calcul :

Le calcul se fait en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale, on fait les calculs pour une bande de 1m linéaire.

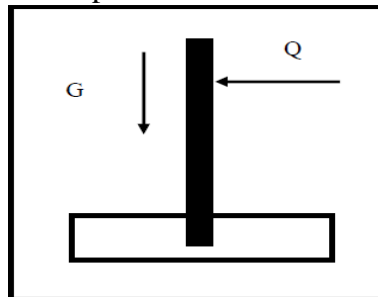


Figure IV.11 : Schéma Statique.

➤ Poids propre de l'acrotère :

• Charge permanente:

$G = \rho \times S$ Avec : S : surface de l'acrotère et ρ : poids volumique de béton

La surface de l'acrotère est : $S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$
 $S = 0,0675 \text{ m}^2$

$G = 2500 \times 0,0675$ (La masse volumique = 2500 Kg/m^3 .)

$G = 1,6875 \text{ KN/ml}$

• Charge d'exploitation :

D'après le R.P.A 99 V2003 $Q = F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Avec: F_p : force horizontale.

A : coefficient d'accélération de zone d'usage : $A = 0,10$

C_p : facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément.

$Q = F_p = 4 \times (0,10) \times (0,8) \times (168,75) = 54 \text{ Kg/ml}$

$Q = 0,54 \text{ KN/ml}$

IV.3.3. Calcul des sollicitations:

E.L.U : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

Moment fléchissant : $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q$ (avec $M_G = 0$)

$M_u = 1,5 \times Q \times l$

$M_u = 1,5 \times (0,54) \times (0,60)$

$M_u = 0,486 \text{ KN.m/ml}$

Effort normal : $N_u = 1,35 \times G$

$$N_u = 1,35 \times (1,6875)$$

$$N_u = 2,2781 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,54$$

$$V_u = 0,810 \text{ KN/ml}$$

• **E.L.S: G + Q**

$$\text{Moment fléchissant : } M_s = M_G + M_Q \quad (\text{avec } M_G = 0)$$

$$M_s = Q \times l = 0,54 \times (0,60) = 0,324 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Effort normal : } N_s = G = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_s = Q = 0,54 = 0,54 \text{ KN /ml}$$

Tableau IV.14 : Calcul des sollicitations

	N (KN/ml)	M (KN.m /ml)	V (KN/ml)
ELU	2,2781	0,486	0,810
ELS	1,6875	0,324	0,540

IV.3.4. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,486}{2,2781}$$

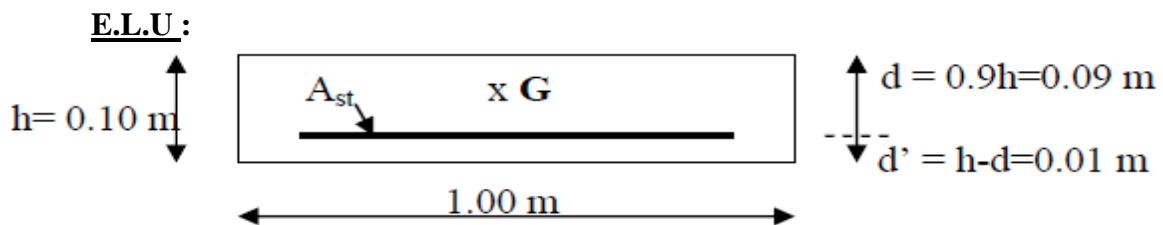
$$e = 0,2133 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$$21,33 > 1,66 \quad (e > \frac{h}{6})$$

- Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.3.5. Détermination du ferrailage :



- **d** : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

- **d'** : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central

$$e_a = e + (d - h/2) = 21,33 + [9 - (10/2)]$$

$$e_a = 25,33 \text{ cm}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 2,2781 \times 25,33 \times 10^{-2}$$

$$M_A = 0,5771 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,5771 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,005$$

On a $\mu_u < \mu_r \rightarrow$ Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}) = 0,00626$$

$$Z = 0,09(1 - 0,4 \times 0,00626) = 0,0898 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{0,5771 \times 10^{-3}}{0,0898} - 2,2781 \times 10^{-3} \right) = 0,1193 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,1193 \text{ cm}^2$ (Faible section) donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \frac{2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc On prend : **4 T 8** ($A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$)

Vérification à ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,324}{1,6875} = 0,192\text{m}$$

$$e \geq \frac{h}{6} \rightarrow \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} < 19,2\text{cm} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(19,2 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (19,2 - 5 + 9)$$

$$P = -562,951 \text{ cm}^2 = -0,0562951 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(19,2 - \frac{10}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \left(19,2 - \frac{10}{2} + 9 \right)^2$$

$$q = 4752,899 \text{ cm}^3 = 0,004752899 \text{ m}^3$$

➤ **Méthode des itérations successives :**

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 - q}$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,50\text{m}$ On trouve $e_1 = 0,28\text{m}$

e_1 choisi	e_1 trouvé
0,5	0,28
0,28	0,22
0,22	0,197
0,197	0,185
0,185	0,178
0,178	0,174
0,174	0,171
0,171	0,170
0,170	0,169
0,169	0,168
0,168	0,167
0,167	0,166
0,166	0,166

On adopte : $e_1 = 0,166\text{m}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{10}{2} + 16,6 - 19,2$$

$$X = 2,4\text{cm}$$

➤ **Détermination du moment statique :**

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 2,4^2}{2} - 15 \times 2,01(9 - 2,4)$$

$$S = 89,01 \text{ cm}^3$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{s} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times 2,4 \times 10^{-2}}{89,01 \times 10^{-6}} = 0,455 \text{ Mpa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n N_s (d - x)}{s} = \frac{15 \times 1,6875 \times 10^{-3} (0,09 - 2,4 \times 10^{-2})}{89,01 \times 10^{-6}} = 18,77 \text{ Mpa}$

➤ **Calcul des contraintes admissibles:**

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Acier : L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$ (Fissuration préjudiciable, avec : $\eta = 1,6$)

$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63)$

$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$

➤ **Vérification :**

$\sigma_{bc} = 0,462 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

$\sigma_{st} = 19,05 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

➤ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$ **Choix: 4 Ø 6 = 1,13 cm²**

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T}{bd}$

$T = 1,5Q = 0,810 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{0,810 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,009 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$ Fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(3,75 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa})$ $\bar{\tau}_u = 3,75 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,009 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

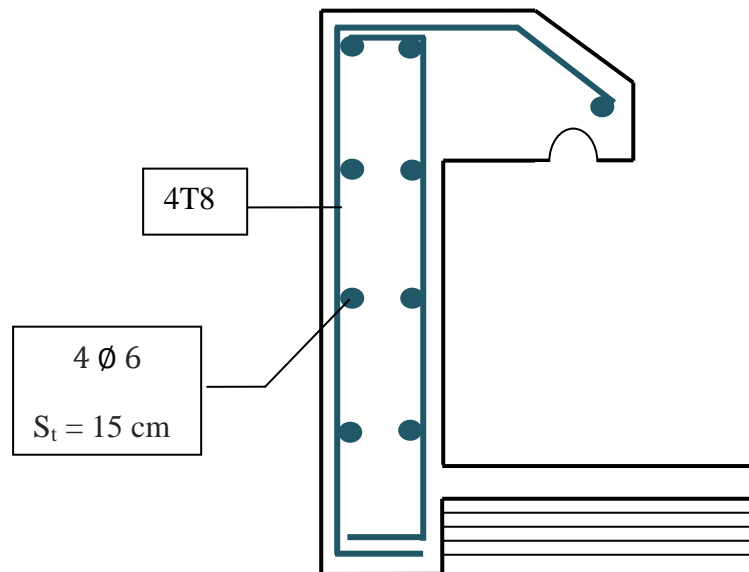


Figure IV.12 : Ferrailage de l'acrotère

IV.4. Etude de l'ascenseur :

IV.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

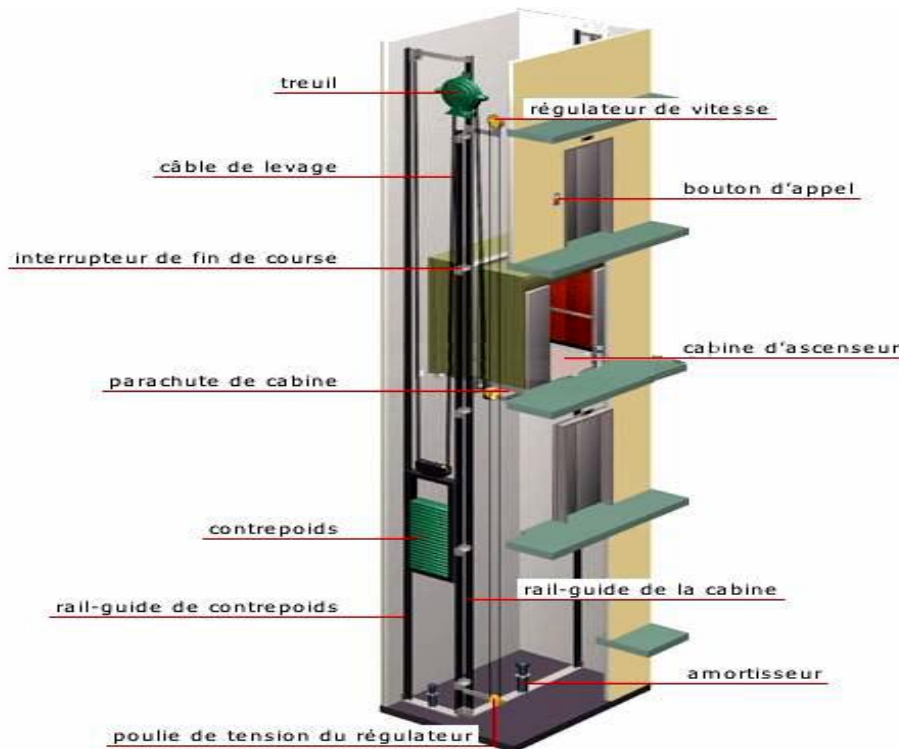


Figure IV.13 : Schéma d'un ascenseur

IV.4.2. Caractéristiques de la machine :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :

- Une cabine : La cabine est l'habitacle dans lequel les usagés voyagent, elle est disposée sur un noyau d'ascenseur et glisse verticalement sur des câbles. La cabine à une capacité de huit personnes.
- Un contrepoids : Le contrepoids est une masse inerte (Acier) posée sur un étrier, il est utilisé pour contrebalancer le poids de la cabine. Le contrepoids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie. Il ce calcul par la formule suivante :

$$P(\text{Contrepoids}) = P(\text{Cabine vide}) + \frac{P(\text{Charge nominale})}{2}$$

- Une machine : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...). La machine repose sur un châssis de quatre pieds de $(10 \times 10) \text{ cm}^2 / 1 \text{ pied}$.
- Accessoires : Y compris les armoires de commandes.

Le système de fonctionnement est présenté dans la figure suivante :

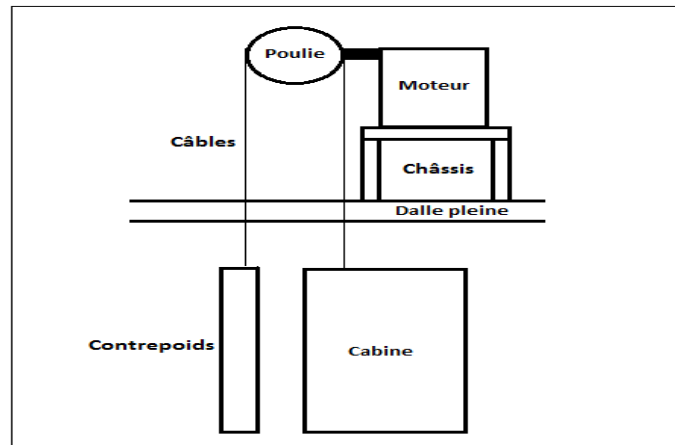


Figure IV.14 : Système de fonctionnement de l'ascenseur.

IV.4.3. Charges et surcharges supportées par la dalle :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

IV.4.3.1. Charge et surcharge de la dalle :

- **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec : ($L_x = 1,6 \text{ m}$) ; ($L_y = 1,8 \text{ m}$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,75 = 0,89 > 0,4 \text{ (La dalle portant dans les deux sens (x ,y)).}$$

$$h \geq \frac{l_x}{40} = \frac{160}{40} = 4 \quad \longrightarrow \quad h \geq 3,88 \quad \longrightarrow \text{Selon la condition de résistance.}$$

$$h \geq 11 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.}$$

$$h \geq 15,00 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{D'après C.B.A.93.}$$

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement soient vérifiées.

- **Charges et surcharges de la dalle :**

Tableau IV.15: Charges et surcharge de la dalle.

Désignation	e (cm)	ρ (Kg/ m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Dalle pleine en(B.A) 20cm	0,2	25	5,00

Charges permanentes (G)	6,60 KN/m ²
charges d'exploitation (Q)	1 KN/m ²

- **Combinaison des charges de la dalle :**

ELU : $P_{U1} = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P_{S1} = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$

IV.4.3.2. Charge et surcharge de la machine :

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

- La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (635 KG), une moyenne de (79,375 KG) pour une personne.
- Le contrepoids est calculé comme suit : P (Contre poids) = P (machine vide) + Q/2
 $P \text{ (Contre poids)} = 700 + 635/2 = 1017,50 \text{ Kg}$

Tableau IV.16 : Charges et surcharge de la machine.

Les composants	Moteur	Treuil	Châssis	Limiteur de vitesse	Cabine vide	Etrier	Câble	Accessoire	Contre poids
G (KN/m ²)	3,00	5,00	1,00	0,50	7,00	1,00	0,50	0,50	10,1750

Charges permanentes (G)	28,675 KN/m²
charges d'exploitation (Q)	6,35 KN/m²

- **Combinaison des charges de la machine :**

ELU : $P_U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P_S = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}^2$

IV.4.4. Moments fléchissants :**IV.4.4.1. Sous la charge répartie :** D'après C.B.A.9. :

Avec : ($L_x = 1,6\text{m}$) ; ($L_y = 1,8 \text{ m}$) ;

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,89 > 0,4 \text{ (La dalle portant dans les deux sens (x, y)).}$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,89$), on adopte :

α	ELU ($v = 0$)		ELS ($v=0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_y	μ_x
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358

- **ELU :**

Sens (x-x) : $M_{xu}' = \mu_x \times P_{U1} \times (L_x)^2$

$$M_{xu}' = 0,0466 \times 10,41 \times (1,6)^2 = 1,24 \text{ KN.m}$$

Sens (y-y) : $M_{yu}' = \mu_y \times M_{xu}'$

$$M_{yu}' = 0,7635 \times 1,24 = 0,95 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

Sens (x-x) : $M_{xs}' = \mu_x \times P_{S1} \times (L_x)^2$

$$M_{xs}' = 0,0537 \times 7,60 \times (1,6)^2 = 1,04 \text{ KN.m}$$

Sens (y-y) : $M_{ys}' = \mu_y \times M_{xs}'$

$$M_{ys}' = 0,8358 \times 1,04 = 0,87 \text{ KN.m}$$

IV.4.4.2. Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise la méthode de **PIGEAU** qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

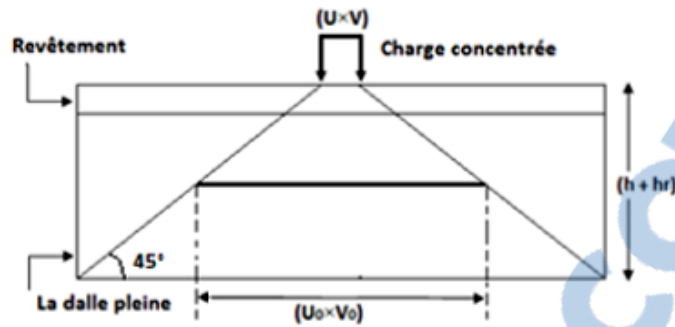


Figure IV.15 : Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

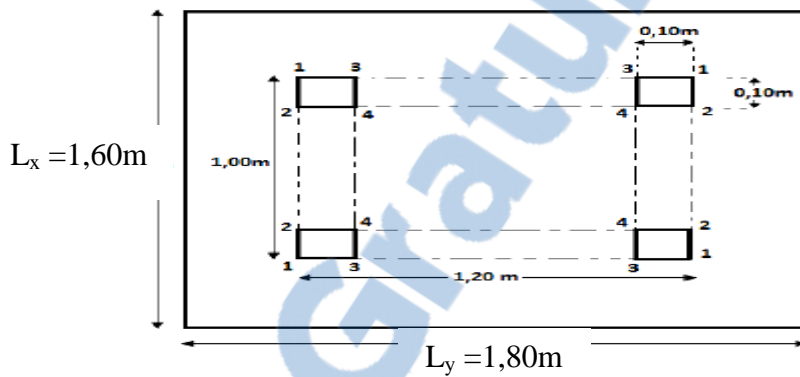
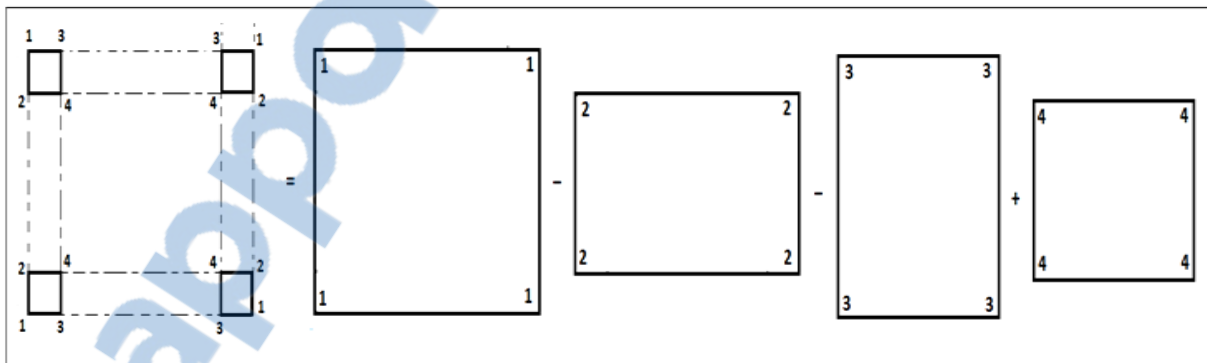


Figure IV.16 : Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4) La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4} \quad \text{et} \quad M_y = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4}$$

➤ **Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

ELU :

(U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ; (h(Revêtement) = 0,05 m)

Pu (La machine) = 48,24 KN / S (4 Pieds) → (Charge répartie)

S (4 Pieds) = (4 × 0,1 × 0,1) = 0,04 m²

$$P_u (\text{La machine}) = \frac{48,24}{0,04} = 1206 \text{ KN/m}^2$$

$U_0 = U + h (\text{La dalle}) + 1,5 \times h (\text{Revêtement}) \rightarrow$ Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$V_0 = V + h (\text{La dalle}) + 1,5 h (\text{Revêtement}) \rightarrow$ Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,80} = 0,89 \rightarrow \text{On utilise l'abaque 3 pour la détermination des moments } (M_1 ; M_2)$$

$$\frac{U_0}{l_x} = \frac{1,275}{1,60} = 0,80 \rightarrow M_1 = 7,2 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{V_0}{l_y} = \frac{1,475}{1,80} = 0,82 \rightarrow M_2 = 5,7 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{u1} = P_u (\text{machine}) \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = 0,072 \times 1447,20 = 104,198 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0,057 \times 1447,20 = 82,490 \text{ KN.m}$$

ELS :

($U = 1,00 \text{ m}$) ; ($V = 1,20 \text{ m}$) ; ($h (\text{La dalle}) = 0,20 \text{ m}$) ; ($h(\text{Revêtement})=0,05 \text{ m}$)

$P_s (\text{La machine}) = 35,025 \text{ KN / S (4 Pieds)} \rightarrow$ (Charge répartie)

$$S (\text{4 Pieds}) = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

$$P_s (\text{La machine}) = \frac{35,025}{0,04} = 875,625 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{l_x} = \frac{1,275}{1,60} = 0,80 \rightarrow M_1 = 7,2 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{V_0}{l_y} = \frac{1,475}{1,80} = 0,82 \rightarrow M_2 = 5,7 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$P_{s1} = P_s (\text{machine}) \times U \times V = 875,625 \times 1,00 \times 1,20 = 1050,75 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{s1} = (0,072 + (0,2 \times 0,057)) \times 1050,75 = 87,633 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{s1} = (0,057 + (0,2 \times 0,072)) \times 1050,75 = 75,024 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau IV.17 : Résultats de calcul.

Panneau	U (m)	V (m)	U ₀ (m)	V ₀ (m)	U ₀ /L _x	V ₀ /L _y
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0,80	0,82
(2-2)	0,80	1,20	1,075	1,475	0,67	0,82
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0,80	0,71
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0,67	0,71

Panneau	M ₁	M ₂	ELU			ELS		
			P _{ui} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)	P _{si} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)
(1-1)	0,072	0,057	1447,20	104,198	82,490	1050,75	87,633	75,024
(2-2)	0,078	0,060	1157,76	90,305	69,467	840,60	75,654	63,550
(3-3)	0,076	0,064	1206	91,656	77,184	875,625	77,756	69,350
(4-4)	0,082	0,068	964,8	79,114	65,606	700,50	66,768	59,122

ELU: $M_{xu} = \frac{(104,198 - 90,305 - 91,656 + 79,114)}{4} = 0,338 \text{ KN.m}$

$M_{yu} = \frac{(82,490 - 69,467 - 77,184 + 65,606)}{4} = 0,361 \text{ KN.m}$

ELS: $M_{xs} = \frac{(87,633 - 75,654 - 77,756 + 66,768)}{4} = 0,248 \text{ KN.m}$

$M_{ys} = \frac{(75,024 - 63,550 - 69,350 + 59,122)}{4} = 0,312 \text{ KN.m}$

IV.4.4.3. Superposition des moments fléchissants :

La dalle est soumise à deux types de chargement (répartie, concentré), donc on fait une superposition des moments fléchissants.

• **ELU :**

$M_{XU} = M_{xu'} + M_{xu} = 1,24 + 0,338 = 1,578 \text{ KN.m}$

$M_{YU} = M_{yu'} + M_{yu} = 0,95 + 0,361 = 1,311 \text{ KN.m}$

• **ELS :**

$M_{XS} = M_{xs'} + M_{xs} = 1,04 + 0,248 = 1,288 \text{ KN.m}$

$M_{YS} = M_{ys'} + M_{ys} = 0,87 + 0,312 = 1,182 \text{ KN.m}$

IV.4.4.4. Calcul des moments fléchissants réels :

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$

ELU :

• **Sens (x-x) :** $M_{XU} = 1,578 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_d = 0,5 M_x = (0,5 \times 1,578) = 0,789 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_x = (0,85 \times 1,578) = 1,341 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$1,341 + \frac{0,789 + 0,789}{2} = 2,13 \text{ KN.m} \geq 1,973 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$

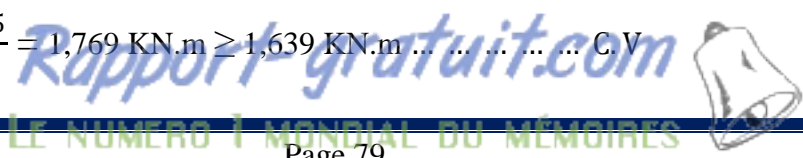
• **Sens (y-y) :** $M_{YU} = 1,311 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_d = 0,5 M_y = (0,5 \times 1,311) = 0,655 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_y = (0,85 \times 1,311) = 1,114 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$1,114 + \frac{0,655 + 0,655}{2} = 1,769 \text{ KN.m} \geq 1,639 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$



ELS :

- Sens (x-x) : $M_{Xss} = 1,288 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_d = 0,5 M_x = (0,5 \times 1,578) = 0,644 \text{ KN. m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_x = (0,85 \times 1,578) = 1,095 \text{ KN. m}$

Vérification de la condition :

$$1,095 + \frac{0,644+0,644}{2} = 1,74 \text{ KN.m} \geq 1,61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

- Sens (y-y) : $M_{Ys} = 1,182 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_d = 0,5 M_y = (0,5 \times 1,311) = 0,591 \text{ KN. m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_y = (0,85 \times 1,311) = 1,005 \text{ KN. m}$

Vérification de la condition :

$$1,005 + \frac{0,591+0,591}{2} = 1,59 \text{ KN.m} \geq 1,48 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

Tableau IV.18 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

Sens	ELU		ELS	
	M(Travée)(KN.m)	M(Appui)(KN.m)	M(Travée)(KN.m)	M(Appui)(KN.m)
X-X	1,341	0,789	1,095	0,644
Y-Y	1,114	0,655	1,005	0,591

IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle:

On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,9 × 0,2 = 0,18 m) ; ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$) ; ($\mu_R = 0,392$)

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

=> Section simple armature Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc} = 0$).

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times \frac{2,1}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq 2,1735 \text{ cm}^2$$

Et $A_{st} \geq 0,08 \% B$ (HA)

$$A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,2)$$

$$A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}^2$$

Sens (x-x) :

Tableau IV.19 : Ferrailage calculé en appui et en travée

	M_u (KN.m)	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisie (cm ²)
Travée	1,341	0,0026	0,0032	0,179	0,22	4T12 = 4,52
Appui	0,789	0,0015	0,0018	0,179	0,13	4T12 = 4,52

Sens (v-v) :

Tableau IV.20 : Ferrailage calculé en appui et en travée

	M_u (KN.m)	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisie (cm ²)
Travée	1,114	0,0021	0,0026	0,179	0,18	4T12 = 4,52
Appui	0,655	0,0012	0,0015	0,179	0,11	4T12 = 4,52

➤ Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
(X-X)	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
(Y-Y)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

Vérification à l'ELS :

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc} (x - d') - \eta A_{st} (d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{4,52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 4,52}{15 \times 4,71^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,40 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,044^3}{3} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,18 - 0,044)^2$$

$$I = 1,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

Tableau IV.21 : Les contraintes dans le béton.

	Travée	Appui	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Sens	σ_{bc}	σ_{bc}		
X-X	0,303	0,178	15	c.v
Y-Y	0,278	0,163	15	c.v

IV.4.6. Vérification au poinçonnement :

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

- La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).
- La charge appliquée sur chaque appui est : $Q_u = \frac{48,24}{4} = 12,06 \text{ KN}$

- Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : $Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
 Avec : (h (Dalle) = 0,20 m) ; (h(Revêtement) = 0,05 m) ; ($f_{c28} = 25$ MPa) ; ($\gamma_b = 1,50$)

(P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V): Dimensions du pied de châssis $\rightarrow (0,10 \times 0,10)$ m²

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,50 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow 12,06 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$12,06 \leq 225$$

Conclusion : Le risque de poinçonnement n'existe pas.

IV.4.7. Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucunes armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

IV.4.7.1. Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

IV.4.7.2. Calcul de l'effort tranchant : D'après (B.A.E.L) :

Lorsque des charges réparties et des charges concentrées agissent simultanément, on admet :
 ($V_x = V_x + V_a$) et ($V_y = V_y + V_b$)

Avec : ($V_x ; V_y$) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

($V_a ; V_b$) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 0,89 > 0,4$$

➤ **Charge répartie :**

$$V_x = \frac{p' u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10,41 \times 1,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,89}{2}} = 5,76 \text{ KN}$$

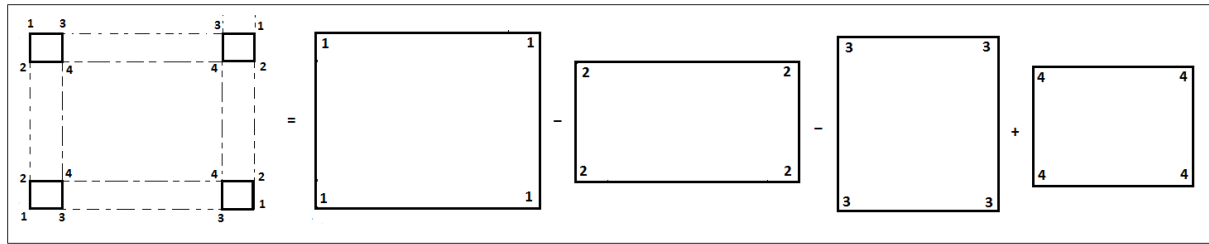
$$V_y = \frac{p' u \times L_x}{2} = \frac{10,41 \times 1,60}{2} = 5,55 \text{ KN} < V_x$$

➤ **Charge concentrée :**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{p}{(2b + a)} \quad \text{et} \quad V_b = \frac{p}{3b} \leq V_a$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$



$$V_{1a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{((2 \times 1,20) + 1)} = 510,78 \text{ KN}$$

$$V_{2a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{((2 \times 1,20) + 0,8)} = 361,80 \text{ KN}$$

$$V_{3a} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{((2 \times 1) + 1)} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{4a} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{((2 \times 1) + 0,8)} = 344,57 \text{ KN}$$

$$V_a = 510,78 - 361,80 - 402 + 344,57 = 91,55 \text{ KN}$$

$$V_{1b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(3 \times 1,20)} = 482,4 \text{ KN} \leq V_{1a}$$

$$V_{2b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(3 \times 1,20)} = 321,6 \text{ KN} \leq V_{2a}$$

$$V_{3b} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(3 \times 1)} = 402 \text{ KN} = V_{3a}$$

$$V_{4b} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(3 \times 1)} = 321,60 \text{ KN} \leq V_{4a}$$

$$V_b = 482,4 - 321,6 - 402 + 321,60 = 80,40 \text{ KN}$$

IV.4.7.3. Superposition des efforts tranchants:

$$V_X = V_x + V_a = 5,76 + 91,55 = 97,31 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 5,55 + 80,40 = 85,95 \text{ KN}$$

IV.4.7.4. La contrainte tangente:

$$\tau_{Ua} = \frac{97,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,54 \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa C.V}$$

$$\tau_{Ub} = \frac{80,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,45 \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa C.V}$$

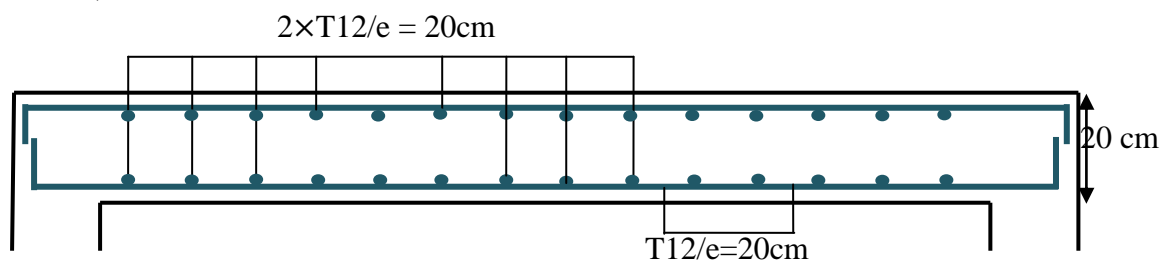


Figure IV.17 : Ferrailage de la dalle machine

IV.5. Conclusion :

Dans cette partie nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour les éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions RPA.

Chapitre V :

ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction :

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exigence le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Objectif de l'étude dynamique:

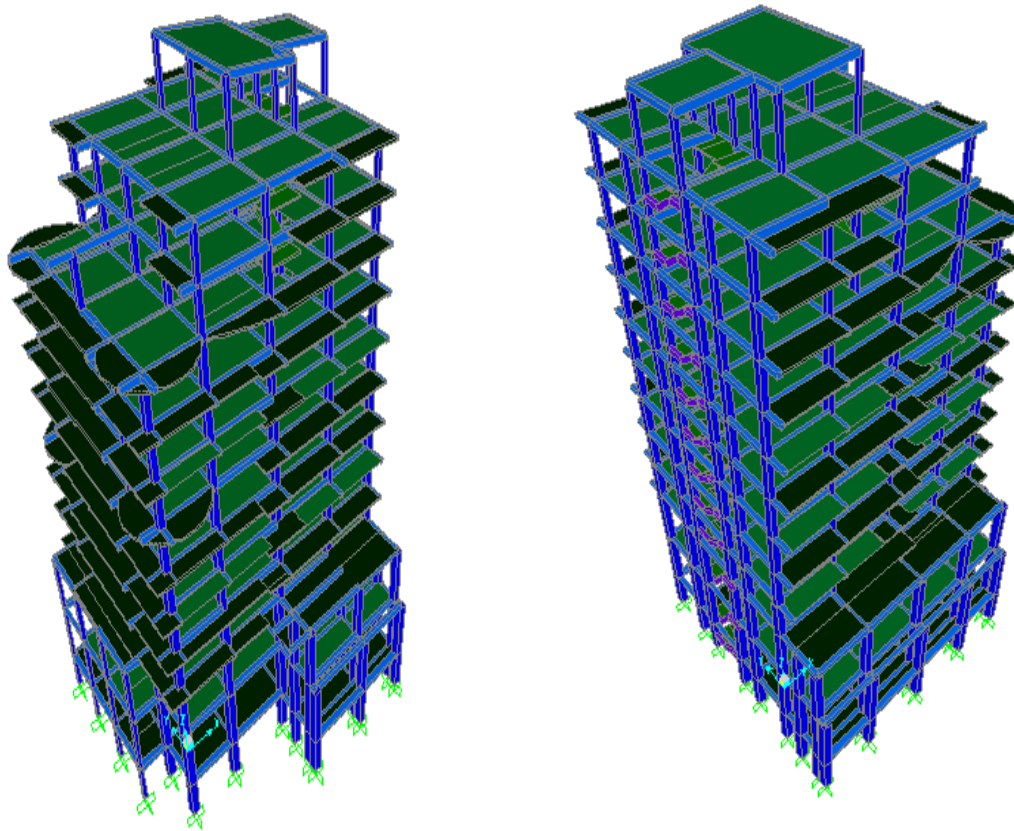
L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations (en utilisant le logiciel SAP2000 version 14).

V.3. Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encasté à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le SAP2000 version 14 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.



-Bloc B'-

-Bloc-B-

Figure V.1 : Modélisation des blocs B & B'.

V.4. Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA 99 V 2003, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.4.1. Méthode statique équivalente :

V.4.1.1. Principe:

Dans cette méthode, le RPA 99 V 2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.4.1.2. Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en a).

V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale:**V.4.2.1. Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.4.2.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.4.3. Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utilisée, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \text{ (RPA99 Version2003-article 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

IV.5. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons fondamentales :**

ELU : $1,35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$ Où : $E (x ; y)$ c'est l'action du séisme.

V.6. Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considéré.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le « tableau 4.6 » du RPA99 V 2003.

$C_T = 0,05$ → Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

• **Bloc B :**

Dans le sens x : $D_X = 21,55\text{m}$.

$$h_N = 46,72\text{m}$$

$$T_x = \min \left(0,05 \times 46,72^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times 46,72}{\sqrt{21,55}} \right)$$

$$T_x = \min (0,894 ; 0,906)$$

$$T_x = 0,894\text{s}$$

Dans le sens y : $D_y = 21,50\text{m}$.

$$h_N = 46,72\text{m}$$

$$T_y = \min \left(0,05 \times 46,72^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times 46,72}{\sqrt{21,50}} \right)$$

$$T_y = \min (0,894 ; 0,907)$$

$$T_y = 0,894\text{s}$$

• **Bloc B' :**

Dans le sens x : $D_X = 24,20\text{m}$.

$$h_N = 46,72\text{m}$$

$$T_x = \min \left(0,05 \times 46,72^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times 46,72}{\sqrt{24,20}} \right)$$

$$T_x = \min (0,894 ; 0,855)$$

$$T_x = 0,855\text{s}$$

Dans le sens y : $D_y = 21,50\text{m}$.

$$h_N = 46,72\text{m}$$

$$T_y = \min \left(0,05 \times 46,72^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times 46,72}{\sqrt{21,50}} \right)$$

$$T_y = \min (0,894 ; 0,907)$$

$$T_y = 0,894\text{s}$$

V.7. Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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.
- Selon le RPA99version2003, [Art4.2.4] :

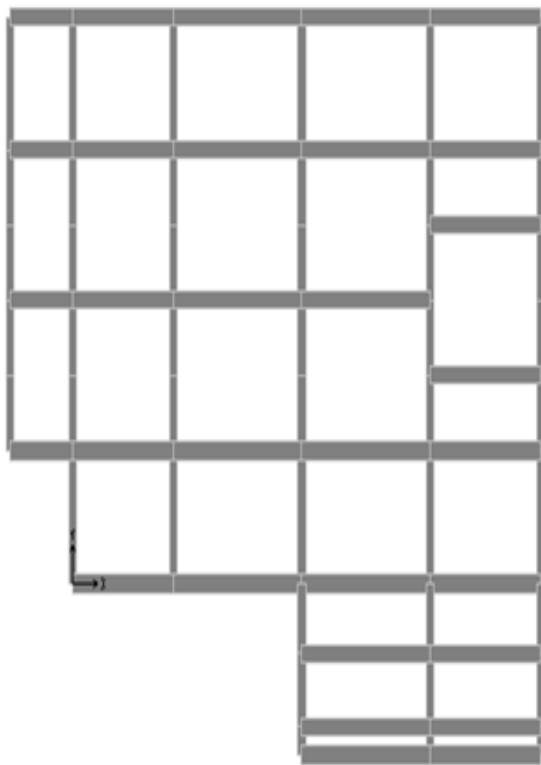
Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

Temp = $1,3 \times 0,894 = 1,162 \text{ s}$ → Pour le bloc **B**.

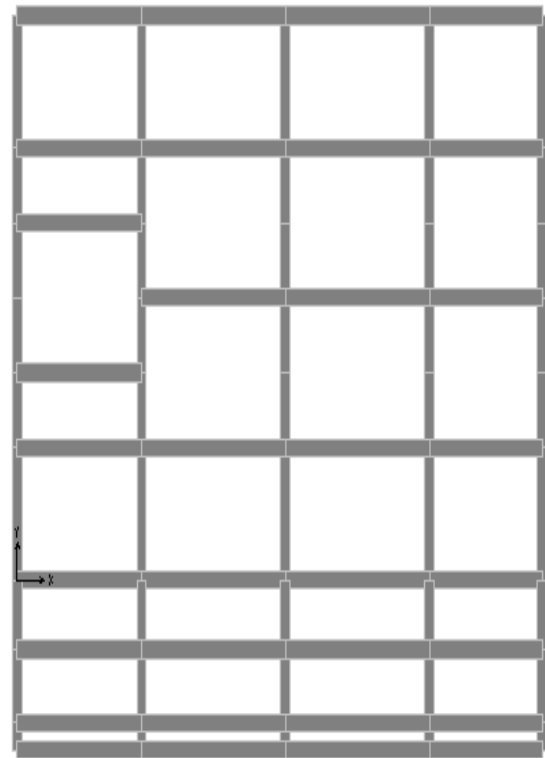
Temp = $1,3 \times 0,855 = 1,112 \text{ s}$ → Pour le bloc **B'**.

V.7.1. Les différentes dispositions des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes pour trouver la période la plus petite, et on couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure. Les différentes dispositions des voiles sont illustrées sur les figures suivantes :

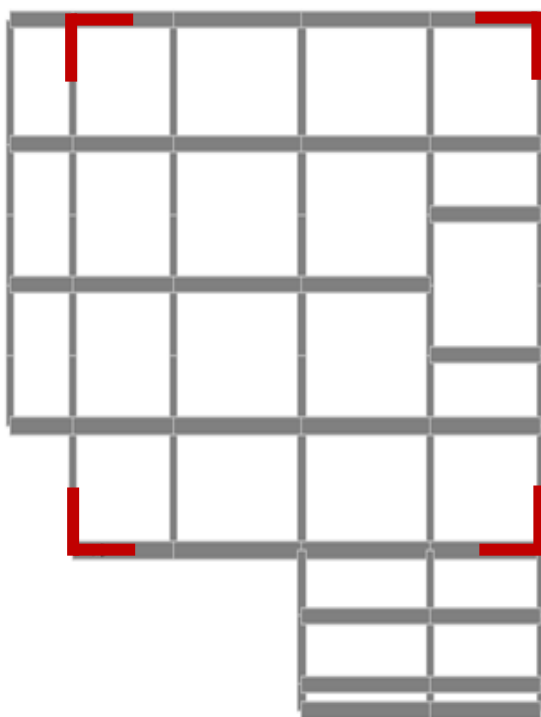


Bloc B' (T = 2,373s)

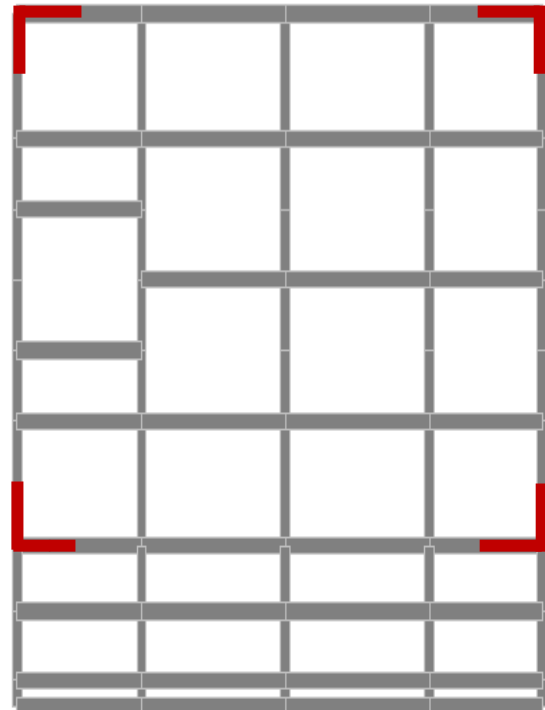


Bloc B (T = 1,917s)

Figure V.2: Structure sans voile.

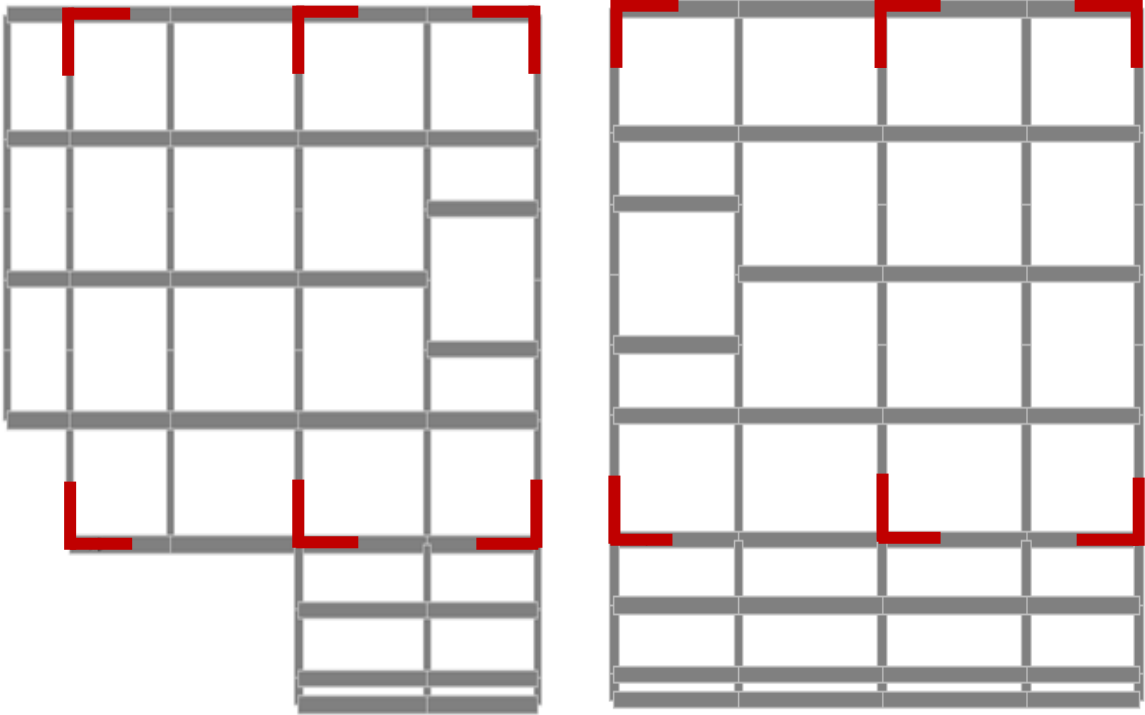


Bloc B' (T = 1,708 s)



Bloc B (T = 1,498s)

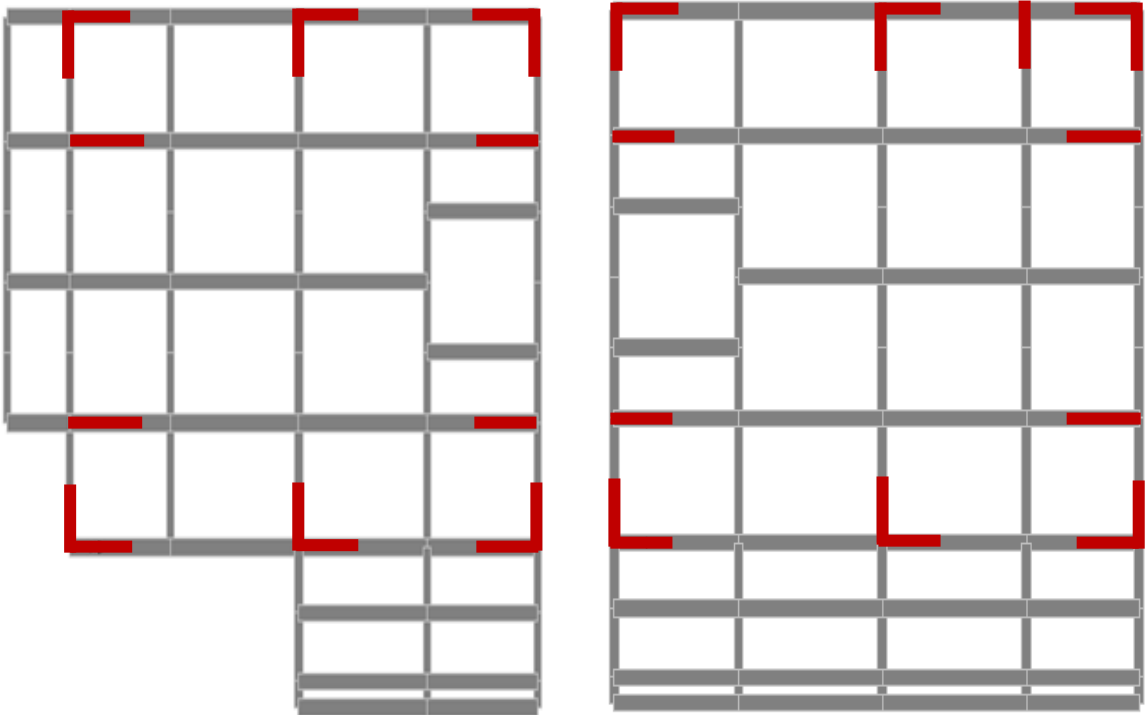
Figure V.3: Disposition 1.



Bloc B' (T = 1,553 s)

Bloc B (T = 1,411s)

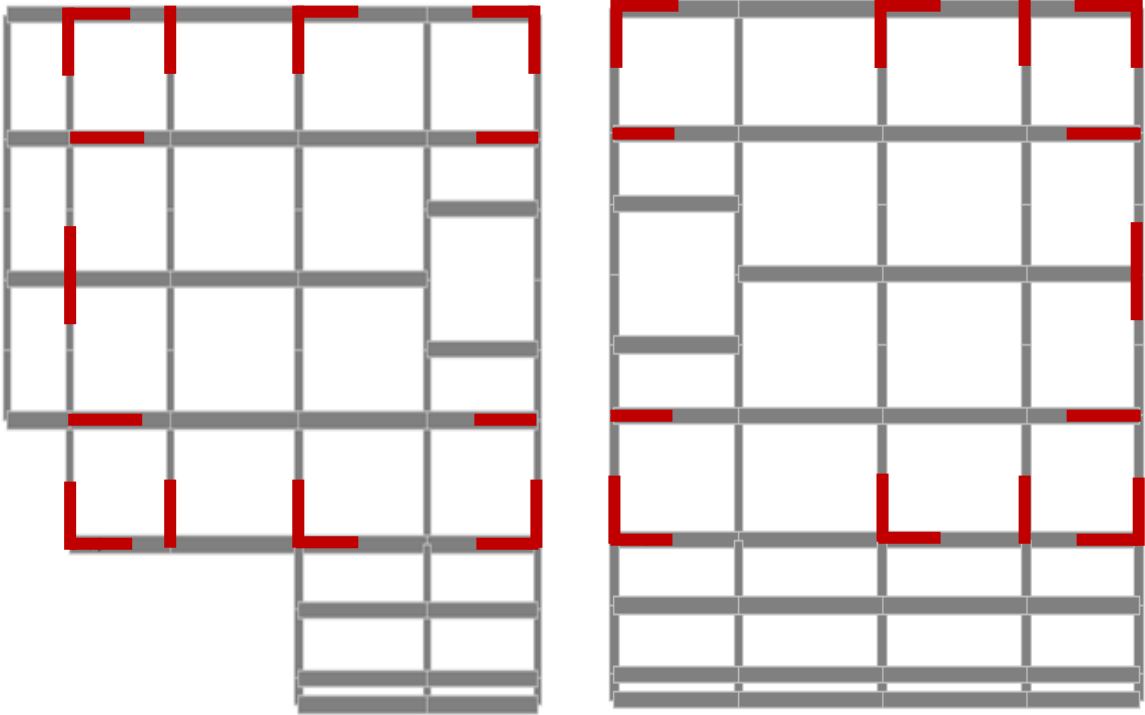
Figure V.4: Disposition 2.



Bloc B' (T = 1,127s)

Bloc B (T = 1,324s)

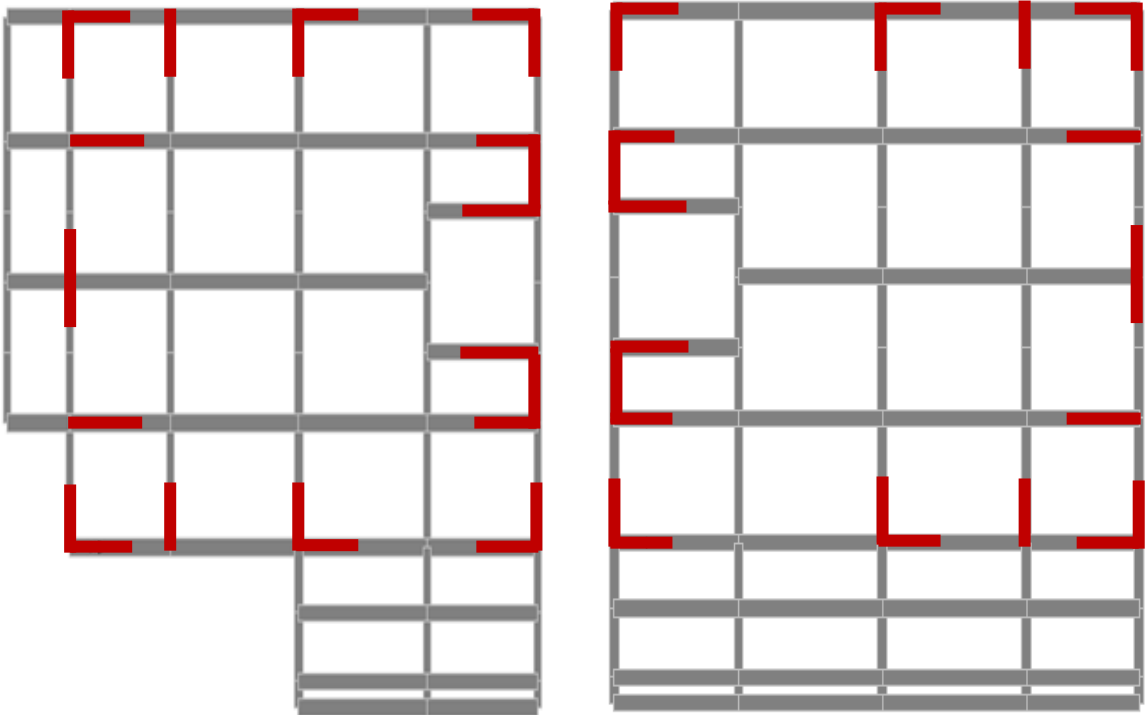
Figure V.5: Disposition 3.



Bloc B' (T = 1,315 s)

Bloc B (T = 1,291s)

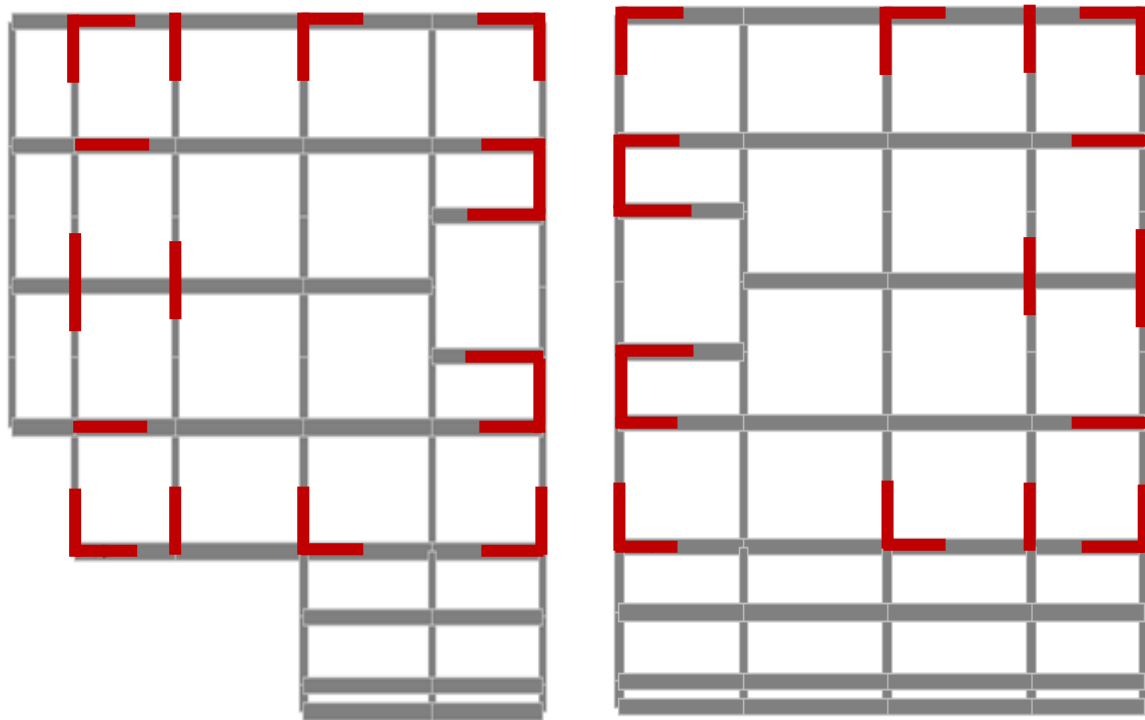
Figure V.6: Disposition 4.



Bloc B' (T = 1,136 s)

Bloc B (T = 1,243s)

Figure V.7: Disposition 5.



Bloc B' (T = 1,112 s)

Bloc B (T = 1,154s)

Figure V.8: Disposition 6.

La période de chaque disposition est représentée sur le tableau suivant :

Tableau V.1: Périodes de chaque disposition.

Bloc B'				
Disposition	T_{num} (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	2,373	Translation	Translation	Rotation
1	1,708	Translation	Translation	Rotation
2	1,553	Translation	Rotation	Rotation
3	1,527	Translation	Rotation	Rotation
4	1,315	Translation	Rotation	Rotation
5	1,136	Translation	Rotation	Rotation
6	1,112	Translation	Translation	Rotation
Bloc B				
Disposition	T_{num} (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	1,917	Translation	Translation	Rotation
1	1,498	Translation	Translation	Rotation
2	1,411	Translation	Rotation	Rotation
3	1,324	Translation	Rotation	Rotation
4	1,291	Translation	Rotation	Rotation
5	1,243	Translation	Rotation	Rotation
6	1,154	Translation	Translation	Rotation

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer T_{num} avec $1,3T_{emp}$

• **Bloc B :**

$T_{emp} = 1,3 \times 0,894 = 1,162s > T_{num} = 1,154s$ condition verifier.

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

Tableau V.2 : Tableau de vérification des masses modales (BLOC B).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,154126	0,57709	0,09346	0,00001196	0,57709	0,09346
MODAL	Mode	2	1,100054	0,14792	0,44206	0,000005572	0,72501	0,53552
MODAL	Mode	3	0,352759	0,10643	0,01186	0,00026	0,83474	0,72916
MODAL	Mode	4	0,346222	0,00033	4,081E-08	0,00031	0,85445	0,78064
MODAL	Mode	5	0,24951	0,00097	0,03345	0,000002312	0,85998	0,85558
MODAL	Mode	6	0,238064	0,00693	0,00001487	0,00101	0,86691	0,8556
MODAL	Mode	7	0,236702	0,00002375	0,00016	0,000008966	0,86693	0,85576
MODAL	Mode	8	0,231632	0,00164	8,003E-10	0,00083	0,87428	0,85577
MODAL	Mode	9	0,158016	0,00233	0,0336	0,000002339	0,87685	0,89731
MODAL	Mode	10	0,151014	0,03747	0,00125	0,0000447	0,91433	0,89856
MODAL	Mode	11	0,144757	0,00002885	0,000001054	0,00211	0,91436	0,89856
MODAL	Mode	12	0,116352	0,00044	0,01144	0,00000871	0,91554	0,911

• **Bloc B' :**

$T_{emp} = 1,3 \times 0,855 = 1,112s$ et $T_{num} = 1,112s$ condition verifier.

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le troisième mode est un mode de rotation.

Tableau V.3 : Tableau de vérification des masses modales (BLOC B').

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,11298	0,00367	0,52523	7,842E-09	0,00367	0,09346
MODAL	Mode	2	1,007802	0,79596	0,00269	0,000003043	0,79963	0,7173
MODAL	Mode	3	0,733917	0,00357	0,00061	4,212E-07	0,8032	0,82159
MODAL	Mode	4	0,346254	5,266E-09	1,717E-07	3,878E-09	0,8032	0,82213
MODAL	Mode	5	0,346237	1,493E-08	1,963E-13	0,00026	0,8032	0,85558
MODAL	Mode	6	0,344746	6,722E-08	3,152E-12	0,00098	0,8032	0,8556
MODAL	Mode	7	0,344725	5,504E-09	6,073E-07	1,17E-08	0,8032	0,85576
MODAL	Mode	8	0,237045	0,00876	0,00000212	0,0016	0,81196	0,85577
MODAL	Mode	9	0,236858	4,391E-07	0,0001	5,534E-07	0,81196	0,85577
MODAL	Mode	10	0,235483	0,09322	0,00003215	0,00033	0,90519	0,85582
MODAL	Mode	11	0,231791	0,000001645	0,00108	9,975E-07	0,90519	0,86371
MODAL	Mode	12	0,23172	0,00043	2,168E-07	0,0012	0,90562	0,902

V.8. Méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x,y) est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

V.8.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de SIDI BELABES → zone I

Ouvrage d'importance moyenne → groupe 2

D'après le «tableau 4.1 » du RPA99 V 2003, le coefficient d'accélération de la zone **A=0,10**.

V.8.2. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » RPA99 V 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.4 » du RPA99 V 2003.

Dans les deux blocs, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égale à : **R=5**.

V.8.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99 RPA99 V 2003

η : C'est le coefficient de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$.

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,8819 > 0,7 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site :

On va supposer site 3 (site meuble) : donc : $T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,50s$.

- **Bloc B** :

Puisque la période fondamentale de la structure T, est comprise entre T_2 et 3s ($T_2 < T < 3.0s$),

donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule : $D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

Dans le sens x : $D_x = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,894}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$D_x = D_y = 1,50.$$

Dans le sens y : $D_y = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,894}\right)^{\frac{2}{3}}$

- **Bloc B'** :

Dans le sens x : $D_x = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,855}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_x = 1,54.$

Dans le sens y : $D_y = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,894}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_y = 1,50.$

V.8.4. Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le «tableau 4.4 » du RPA99 V 2003.

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99 V 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

• Bloc B :

Dans le sens x :

$$\frac{4,95}{5,75} = 0,86 < 1,5 .$$

$$\frac{5,75}{5,75} = 1 < 1,5.$$

$$\frac{5,75}{4,50} = 1,28 < 1,5.$$

Dans le sens y :

$$\frac{3,8}{4,30} = 0,88 < 1,5.$$

$$\frac{4,30}{4,30} = 1 < 1,5.$$

$$\frac{4,30}{3,8} = 1,13 < 1,5.$$

Puisque on a au moins 3 travées qui vérifient donc critère observé $P_{qx} = P_{qy} = 0$

• Bloc B' :

Dans le sens x :

$$\frac{4,50}{5,75} = 0,78 < 1,5.$$

$$\frac{5,75}{5,75} = 1 < 1,5.$$

$$\frac{5,75}{4,95} = 1,16 < 1,5.$$

Dans le sens y :

$$\frac{3,8}{4,30} = 0,88 < 1,5.$$

$$\frac{4,30}{4,30} = 1 < 1,5.$$

$$\frac{4,30}{3,8} = 1,13 < 1,5.$$

Puisque on a au moins 3 travées qui vérifient donc critère observé $P_{qx} = P_{qy} = 0$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

• Bloc B :

Dans le sens x :

On a 5 files, dont la valeur maximale égale à 5,75 m, et la valeur minimale égales à 4,50 m.

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5,75}{4,50} = 1,27 < 1,5. \rightarrow \text{Critère observé } P_{qx}=0$$

Dans le sens y :

On a 8 files, dont la valeur maximale égale à 4,30 m, et la valeur minimale égales à 0,80 m.

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,30}{0,80} = 5,38 > 1,5. \rightarrow \text{Critère non observé } P_{qy}=0,05$$

- **Bloc B' :**

Dans le sens x :

On a 6 files, dont la valeur maximale égale à 5,75 m, et la valeur minimale égales à 2,50 m.

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5,75}{2,80} = 2,05 > 1,5. \rightarrow \text{Critère non observé } P_{qx}=0,05$$

Dans le sens y :

On a 8 files, dont la valeur maximale égale à 4,30 m, et la valeur minimale égales à 0,80 m.

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,30}{0,80} = 5,38 > 1,5. \rightarrow \text{Critère non observé } P_{qy}=0,05$$

c) Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (c_1 à c_4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

C_1 . Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Puisque les deux bâtiments présentent une dissymétrie, donc cette condition n'est pas vérifiée.

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc on n'est pas obligé de vérifier les autres conditions. \rightarrow Critère non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0,05$

Un de ces critères n'est pas satisfait, donc les blocs B sont classés irrégulier en plan d'après le RPA 99 V2003.

d) Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation ($d1$ à $d4$) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

$d1$. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. \rightarrow Condition vérifiée.

$d2$. Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$d4$. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles $d3$ et $d4$ et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

- **Bloc B :**

Dans le sens x : $\frac{10,70}{16,45} = 0,65 > 0,2 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

Dans le sens y : $\frac{8,60}{16,20} = 0,53 > 0,2 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{21,10}{20,95} = 1,01 < 1,5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Bloc B' :**

Dans le sens x : $\frac{10,70}{16,45} = 0,65 > 0,2 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

Dans le sens y : $\frac{8,60}{16,20} = 0,53 > 0,2 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{23,75}{21,10} = 1,13 < 1,5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque les 3 critères ne sont pas tous vérifiés donc c'est un critère non observé.

Donc $P_{qx}=P_{qy} = 0,05$

- e) **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc le critère est non observé : $P_{qx}=P_{qy} = 0,05$.

- f) **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Donc ce critère est vérifié $P_{qx}=P_{qy} = 0$ (observé).

Les différents critères sont illustrés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.4 : Pénalité correspondante au critère de qualité.

Critère q	Bloc B'		Bloc B	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0	0	0
Redondance en plan	0,05	0,05	0	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05	0,05	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0	0	0
ΣP_q	0,20	0,2	0,15	0,20

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

- **Bloc B :**

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,15.$$

$$Q_y = 1 + 0,20 = 1,20.$$

- **Bloc B' :**

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,20 = 1,20.$$

V.8.5. Le poids total de la structure (WT):

D'après le RPA99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Où : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99, il est pris égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau V.5: Poids des différents étages du bloc B & B'.

Niveaux	Bloc B'		Bloc B	
	W_i (Tonnes)	W_i (KN)	W_i (Tonnes)	W_i (KN)
Sous-sol 2	757.505325	7575,05325	803.439933	8034,39933
Sous-sol 1	633.828824	6338,28824	678.363348	6783,63348
RDC	615.935289	6159,35289	625.830485	6258,30485
1 ^{er} étage	472.758268	4727,58268	470.208984	4702,08984
2 ^{ème} étage	440.919921	4409,19921	461.059710	4610,59710
3 ^{ème} étage	466.777153	4667,77153	439.403000	4394,03000
4 ^{ème} étage	437.929622	4379,29622	448.276102	4482,76102
5 ^{ème} étage	450.919454	4509,19454	436.205928	4362,05928
6 ^{ème} étage	440.550735	4405,50735	444.930429	4449,30429
7 ^{ème} étage	397.617949	3976,17949	394.904967	3949,04967
8 ^{émé} étage	338.565833	3385,65833	334.194335	3341,94335
9 ^{ème} étage	300.257350	3002,57350	290.214479	2902,14479
Buanderie	91.992071	919,92071	70.093789	700,93789
$W_{total} = \sum W_i$	5845,557794	58455,57794	5897,12549	58971,2549

V.8.6. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

- Bloc B :**

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W_T$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,50 \times 1,15}{5} \times 58971,2549$$

$$V_{x(\text{statique})} = 2034,5083 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W_T$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,50 \times 1,20}{5} \times 58971,2549$$

$$V_{y(\text{statique})} = 2122,9652 \text{ KN}$$

- Bloc B' :**

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W_T$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,54 \times 1,20}{5} \times 58455,57794$$

$$V_{x(\text{statique})} = 2160,5182 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W_T$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,50 \times 1,20}{5} \times 58455,57794$$

$$V_{y(\text{statique})} = 2104,4008 \text{ KN}$$

V.8.7. Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_i^n W_i h_i}$$

Avec : F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0,07 \times T \times V$

$$F_t = 0,07 \times T \times V \leq 0,25V \quad \text{Si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0,7s$$

T : période fondamentale

V : effort tranchant

W_i : poids de chaque niveau

h_i : la hauteur de chaque niveau

Dans notre cas, et suivant les deux directions $T > 0,7$ sec

- **Bloc B :**

Dans le sens x :

$$F_t = 0,07 \times 0,894 \times 2034,5083$$

$$0,25 \times 2034,5083 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} F_t = 127,3195 \text{ KN} \\ 0,25V_x = 508,6271 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times T \times V < 0,25V_x$$

Dans le sens y :

$$F_t = 0,07 \times 0,894 \times 2122,9652$$

$$0,25 \times 2122,9652 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} F_t = 132,8552 \text{ KN} \\ 0,25V_y = 530,7413 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times T \times V < 0,25V_y$$

- **Bloc B' :**

Dans le sens x :

$$F_t = 0,07 \times 0,855 \times 2160,5182$$

$$0,25 \times 2160,5182 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} F_t = 129,3070 \text{ KN} \\ 0,25V_x = 540,1296 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times T \times V < 0,25V_x$$

Dans le sens y :

$$F_t = 0,07 \times 0,894 \times 2104,4008$$

$$0,25 \times 2104,4008 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} F_t = 131,6934 \text{ KN} \\ 0,25V_y = 526,1002 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times T \times V < 0,25V_y$$



La répartition des efforts élastiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.6 : Les Forces sismiques du bloc B & B'.

Niveaux	Bloc B'		Bloc B	
	Fx (KN)	Fy (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
Sous-sol 2	39,5640	38,4245	39,8153	41,5464
Sous-sol 1	85,0672	82,6171	86,3842	90,1400
RDC	130,0740	126,3276	125,3989	130,8509
1 ^{er} étage	124,5296	120,9428	117,5184	122,6279
2 ^{ème} étage	139,1720	135,1634	138,0799	144,0835
3 ^{ème} étage	171,7130	166,7673	153,3692	160,0374
4 ^{ème} étage	183,9737	178,6748	178,6810	186,4498
5 ^{ème} étage	212,9819	206,8475	195,4865	203,9859
6 ^{ème} étage	231,0942	224,4381	221,4454	231,0735
7 ^{ème} étage	229,3408	222,7352	216,1173	225,5137
8 ^{ème} étage	212,9634	206,8295	199,4539	208,1258
9 ^{ème} étage	204,5489	198,6575	187,5877	195,7436
Buanderie	66,1884	64,2819	47,8511	49,9316

V.9. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

V.9.1. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times X_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times Y_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- Pour les poteaux :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{a \times b^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{b \times a^3}{12} \end{cases}$$

Les poteaux sont de section carrée donc : $I_{xi} = I_{yi} = \frac{b^4}{12}$

- Pour les voiles :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{cases}$$

D'après l'application des formules précédentes, les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.7 : Centre de torsion des planchers.

Niveaux	Bloc B'		Bloc B	
	X _t (m)	Y _t (m)	X _t (m)	Y _t (m)
Sous-sol 2	9,997	8,416	9,860	4,445
Sous-sol 1	9,989	8,428	9,989	4,436
RDC	9,982	8,422	9,982	6,432
Etage 1	9,989	8,405	9,989	8,406
Etage 2	9,982	8,390	9,982	8,391
Etage 3	9,982	8,390	9,982	8,391
Etage 4	9,976	8,369	9,976	8,371
Etage 5	9,976	8,369	9,976	8,371
Etage 6	9,972	8,337	9,972	8,340
Etage 7	10,972	8,337	9,972	8,340
Etage 8	13,633	8,428	7,008	7,505
Etage 9	14,517	8,419	6,971	7,354
Buanderie	16,948	8,1	5,878	8,275

V.9.2. Centre de masse :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\Sigma(W_i \times X_i)}{\Sigma W_i} \\ X_m = \frac{\Sigma(W_i \times Y_i)}{\Sigma W_i} \end{cases}$$

Les résultats du centre de masse donné par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Centre de masse de chaque niveau.

Niveaux	Bloc B'		Bloc B	
	X _m (m)	Y _m (m)	X _m (m)	Y _m (m)
Sous-sol 2	9,951913	6,295640	10,910442	4,832678
Sous-sol 1	10,791655	6,333050	10,266023	4,873036
RDC	10,154768	7,096027	10,718376	6,352393
Etage 1	10,001220	7,628754	10,896433	8,569996
Etage 2	10,415813	8,434580	10,890694	7,654338
Etage 3	10,318896	7,863744	10,653665	8,258136
Etage 4	10,310812	7,963163	10,910655	7,641629
Etage 5	10,050999	8,562701	10,910186	8,598571
Etage 6	9,983487	7,605192	10,614664	7,783386
Etage 7	10,986912	8,089596	10,004288	8,051618
Etage 8	12,941084	8,112505	7,963826	8,144937
Etage 9	13,199876	8,046348	7,814464	8,100512
Buanderie	16,262580	10,028167	6,151835	8,100000

V.9.3. Evaluation des excentricités :

Selon le RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricités théoriques :

$$E_{X_t} = |X_m - X_t|$$

$$E_{Y_t} = |Y_m - Y_t|$$

Avec :

X_m , Y_m : les coordonnées du centre de masse.

X_t , Y_t : les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Les excentricités théoriques des planchers.

Niveaux	Bloc B'		Bloc B	
	Ex _t (m)	Ey _t (m)	Ex _t (m)	Ey _t (m)
Sous-sol 2	0,045087	2,12036	1,050442	0,387678
Sous-sol 1	0,802655	2,09495	0,277023	0,437036
RDC	0,172768	1,325973	0,736376	0,079607
Etage 1	0,01222	0,776246	0,907433	0,163996
Etage 2	0,433813	0,04458	0,908694	0,736662
Etage 3	0,336896	0,526256	0,671665	0,132864
Etage 4	0,334812	0,405837	0,934655	0,729371
Etage 5	0,074999	0,193701	0,934186	0,227571
Etage 6	0,011487	0,731808	0,642664	0,556614
Etage 7	0,014912	0,247404	0,032288	0,288382
Etage 8	0,691916	0,315495	0,955826	0,639937
Etage 9	1,317124	0,372652	0,843464	0,746512
Buanderie	0,68542	1,928167	0,273835	0,175

- Excentricités accidentelles :

$$Ex_a = \max (5\% L_{x \max} ; Ex_t)$$

$$Ey_a = \max (5\% L_{y \max} ; Ey_t)$$

Avec:

- **Bloc B** :

$$L_x = 21,55m. \rightarrow 5\% L_x = 1,0775m.$$

$$L_y = 21,50m. \rightarrow 5\% L_y = 1,075m.$$

- **Bloc B'** :

$$L_x = 24,20m. \rightarrow 5\% L_x = 1,21m.$$

$$L_y = 21,50m. \rightarrow 5\% L_y = 1,075m$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Les excentricités accidentelles.

Niveaux	Bloc B'		Bloc B	
	Ex _a (m)	Ey _a (m)	Ex _a (m)	Ey _a (m)
Sous-sol 2	1,21	2,12036	1,0775	1,075
Sous-sol 1	1,21	2,09495	1,0775	1,075
RDC	1,21	1,325973	1,0775	1,075
Etage 1	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 2	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 3	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 4	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 5	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 6	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 7	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 8	1,21	1,075	1,0775	1,075
Etage 9	1,317124	1,075	1,0775	1,075
Buanderie	1,21	1,928167	1,0775	1,075

V.10. Vérifications :

V.10.1. Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule :

Selon le RPA99 version 2003, il existe une deuxième formule pour vérifier l'effort tranchant à la base : $V = F_t + \sum_i^n F_i$

- **Bloc B :**

Dans le sens x : $V_x = F_t + \sum_i^n F_i = 127,3195 + 1907,269 \rightarrow V_x = 2034,5885 \text{KN.}$

Dans le sens y : $V_y = F_t + \sum_i^n F_i = 132,8552 + 2020,112 \rightarrow V_y = 2152,9672 \text{KN.}$

- **Bloc B' :**

Dans le sens x : $V_x = F_t + \sum_i^n F_i = 129,3070 + 2031,216 \rightarrow V_x = 2160,523 \text{KN.}$

Dans le sens y : $V_y = F_t + \sum_i^n F_i = 131,6934 + 1972,708 \rightarrow V_y = 2104,4014 \text{KN.}$

Donc, on a trouvé les mêmes résultats qu'on a trouvé par la première formule.

V.10.2. Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.

B : La section transversale des poteaux.

$f_{c28} = 25$ MPa.

La combinaison (G + Q ± 1,2×E) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit du bloc B' & B.

Niveaux	(a=b) (m)	S (m ²)	Bloc B'		Bloc B		< 0,3
			N _{d max} (MN)	μ	N _{d max} (MN)	μ	
Sous-sol 2	0,70×0,70	0,4900	3,322	0,271	3,307	0,270	C.V
Sous-sol 1	0,70×0,70	0,4900	3,087	0,252	2,903	0,237	C.V
RDC	0,65×0,65	0,4225	2,756	0,261	2,584	0,245	C.V
Etage 1	0,65×0,65	0,4225	2,462	0,233	2,300	0,218	C.V
Etage 2	0,60×0,60	0,3600	2,187	0,243	2,036	0,226	C.V
Etage 3	0,60×0,60	0,3600	1,92	0,213	1,782	0,198	C.V
Etage 4	0,55×0,55	0,3025	1,656	0,219	1,530	0,202	C.V
Etage 5	0,55×0,55	0,3025	1,402	0,185	1,286	0,170	C.V
Etage 6	0,50×0,50	0,2500	1,151	0,184	1,053	0,168	C.V
Etage 7	0,50×0,50	0,2500	0,909	0,145	0,817	0,131	C.V
Etage 8	0,45×0,45	0,2025	0,671	0,133	0,586	0,116	C.V
Etage 9	0,40×0,40	0,1600	0,439	0,110	0,357	0,089	C.V
Buanderie	0,35×0,35	0,1225	0,135	0,044	0,109	0,036	C.V

V.10.3. Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0,01$ he

$\Delta k_x = \delta k_x - \delta k_{x-1}$, x et $\Delta k_y = \delta k_y - \delta k_{y-1}$, y

$\delta k_x = R \times \delta e_{k,x}$ et $\delta k_y = R \times \delta e_{k,y}$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta e_{k,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

$\Delta_{k,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements du bloc B' & B.

BLOC B'								
Niveaux	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\delta_{k,x}$	$\delta_{k,y}$	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	1%he (cm)	Vérification
sous-sol2	0,1209	0,1067	0,6045	0,5335	0,6045	0,5335	3,23	C.V
sous-sol1	0,3597	0,3216	1,7985	1,608	1,194	1,0745	5,1	C.V
RDC	0,6077	0,5425	3,0385	2,7125	1,24	1,1045	4,76	C.V
Étage 1	0,771	0,6765	3,855	3,3825	0,8165	0,67	3,23	C.V
Étage 2	0,9244	0,8168	4,622	4,084	0,767	0,7015	3,23	C.V
Étage 3	1,0628	0,8349	5,314	4,1745	0,692	0,0905	3,23	C.V
Étage 4	1,1791	0,8717	5,8955	4,3585	0,5815	0,184	3,23	C.V
Étage 5	1,2329	0,9389	6,1645	4,6945	0,269	0,336	3,23	C.V
Étage 6	1,2665	1,0434	6,3325	5,217	0,168	0,5225	3,23	C.V
Étage 7	1,3084	1,1188	6,542	5,594	0,2095	0,377	3,23	C.V
Étage 8	1,3141	1,1592	6,5705	5,796	0,0285	0,202	3,23	C.V
Étage 9	1,3214	1,165	6,607	5,825	0,0365	0,029	3,23	C.V
Buanderie	1,3301	1,1924	6,6505	5,962	0,0435	0,137	4,56	C.V
BLOC B								
Niveaux	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\delta_{k,x}$	$\delta_{k,y}$	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	1%he (cm)	Vérification
Sous-sol2	0,1031	0,0419	0,5155	0,2095	0,5155	0,2095	3,23	C.V
Sous-sol1	0,3146	0,1364	1,573	0,682	1,0575	0,4725	5,1	C.V
RDC	0,5511	0,246	2,7555	1,23	1,1825	0,548	4,76	C.V
Étage 1	0,7103	0,326	3,5515	1,63	0,796	0,4	3,23	C.V
Étage 2	0,8678	0,4066	4,339	2,033	0,7875	0,403	3,23	C.V
Étage 3	1,0231	0,4855	5,1155	2,4275	0,7765	0,3945	3,23	C.V
Étage 4	1,1694	0,5616	5,847	2,808	0,7315	0,3805	3,23	C.V
Étage 5	1,3102	0,6333	6,551	3,1665	0,704	0,3585	3,23	C.V
Étage 6	1,4454	0,7	7,227	3,5	0,676	0,3335	3,23	C.V
Étage 7	1,5702	0,7608	7,851	3,804	0,624	0,304	3,23	C.V
Étage 8	1,6837	0,8162	8,4185	4,081	0,5675	0,277	3,23	C.V
Étage 9	1,7926	0,8673	8,963	4,3365	0,5445	0,2555	3,23	C.V
Buanderie	1,8464	1,4316	9,232	7,158	0,269	2,8215	4,56	C.V

D'après le tableau, on remarque que les déformations sont vérifiées dans tous les niveaux.

V.10.4. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta(k) = \frac{P(k) \times \Delta(k)}{V(k) \times h(k)} \leq 0,1$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V_k = \sum_1^n F_i$

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0,1$: l'effet P- Δ peut être négligé.
- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau V.13 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x du bloc B' & B.

BLOC B'							
Niveaux	h_k (cm)	V (KN)	Δk_x (cm)	W_k (KN)	P_k (KN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Sous-sol2	323	2160,5181	0,6045	7575,05325	58455,578	0,0506363	Cv
Sous-sol1	510	2120,9541	1,194	6338,28824	50880,525	0,0561635	Cv
RDC	476	2035,8869	1,24	6159,35289	44542,237	0,0569945	Cv
Étage 1	323	1905,8129	0,8165	4727,58268	38382,884	0,0509109	Cv
Étage 2	323	1781,2833	0,767	4409,19921	33655,301	0,0448656	Cv
Étage 3	323	1642,1113	0,692	4667,77153	29246,102	0,0381565	Cv
Étage 4	323	1470,3983	0,5815	4379,29622	24578,33	0,0300929	Cv
Étage 5	323	1286,4246	0,269	4509,19454	20199,034	0,0130766	Cv
Étage 6	323	1073,4427	0,168	4405,50735	15689,839	0,0076023	Cv
Étage 7	323	842,3485	0,2095	3976,17949	11284,332	0,0086889	Cv
Étage 8	323	613,0077	0,0285	3385,65833	7308,1525	0,0010519	Cv
Étage 9	323	400,0443	0,0365	3002,57350	3922,49421	0,001108	Cv
Buanderie	456	195,4954	0,0435	919,92071	919,92071	0,0004489	Cv
BLOC B							
Niveaux	h_k (cm)	V (KN)	Δk_x (cm)	W_k (KN)	P_k (KN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Sous-sol2	323	2034,5083	0,5155	8034,39933	58971,255	0,0462602	Cv
Sous-sol1	510	1994,693	1,0575	6783,63348	50936,856	0,05295	Cv
RDC	476	1908,3088	1,1825	6258,30485	44153,222	0,0574788	Cv
Étage 1	323	1782,9099	0,796	4702,08984	37894,917	0,0523796	Cv
Étage 2	323	1665,3915	0,7875	4610,59710	33192,827	0,0485932	Cv
Étage 3	323	1527,3116	0,7765	4394,03000	28582,23	0,0449891	Cv
Étage 4	323	1373,9424	0,7315	4482,76102	24188,2	0,0398701	Cv
Étage 5	323	1195,2614	0,704	4362,05928	19705,439	0,035933	Cv
Étage 6	323	999,7749	0,676	4449,30429	15343,38	0,0321191	Cv
Étage 7	323	778,3295	0,624	3949,04967	10894,076	0,0270401	Cv
Étage 8	323	562,2122	0,5675	3341,94335	6945,026	0,0217039	Cv
Étage 9	323	362,5783	0,5445	2902,14479	3603,08268	0,016752	Cv
Buanderie	456	175,1706	0,269	700,93789	700,93789	0,0023605	Cv

Tableau V.14 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y du bloc B & B'

BLOC B'							
Niveaux	h_k (cm)	V (KN)	Δk_y (cm)	W_k (KN)	P_k (KN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Sous-sol 2	323	2104,4006	0,5335	7575,05325	58455,578	0,0458806	Cv
Sous-sol 1	510	2065,9761	1,0745	6338,28824	50880,525	0,0518875	Cv
RDC	476	1983,359	1,1045	6159,35289	44542,237	0,052111	Cv
Étage 1	323	1857,0314	0,67	4727,58268	38382,884	0,0428737	Cv
Étage 2	323	1736,0886	0,7015	4409,19921	33655,301	0,0421024	Cv
Étage 3	323	1600,9252	0,0905	4667,77153	29246,102	0,0051185	Cv
Étage 4	323	1434,1579	0,184	4379,29622	24578,33	0,0097627	Cv
Étage 5	323	1255,4831	0,336	4509,19454	20199,034	0,0167362	Cv
Étage 6	323	1048,6356	0,5225	4405,50735	15689,839	0,0242035	Cv
Étage 7	323	824,1975	0,377	3976,17949	11284,332	0,0159802	Cv
Étage 8	323	601,4623	0,202	3385,65833	7308,1525	0,0075989	Cv
Étage 9	323	394,6328	0,029	3002,57350	3922,49421	0,0008924	Cv
Buanderie	456	195,9753	0,137	919,92071	919,92071	0,0014103	Cv
BLOC B							
Niveaux	h_k (cm)	V (KN)	Δk_y (cm)	W_k (KN)	P_k (KN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
sous-sol2	323	2122,9652	0,2095	8034,39933	58971,255	0,0180169	Cv
sous-sol1	510	2081,4188	0,4725	6783,63348	50936,856	0,0226728	Cv
RDC	476	1991,2788	0,548	6258,30485	44153,222	0,0255272	Cv
Étage 1	323	1860,4279	0,4	4702,08984	37894,917	0,0252247	Cv
Étage 2	323	1737,8	0,403	4610,59710	33192,827	0,0238313	Cv
Étage 3	323	1593,7165	0,3945	4394,03000	28582,23	0,0219043	Cv
Étage 4	323	1433,6791	0,3805	4482,76102	24188,2	0,0198748	Cv
Étage 5	323	1247,2293	0,3585	4362,05928	19705,439	0,0175358	Cv
Étage 6	323	1043,2434	0,3335	4449,30429	15343,38	0,0151855	Cv
Étage 7	323	812,1699	0,304	3949,04967	10894,076	0,0126245	Cv
Étage 8	323	586,6562	0,277	3341,94335	6945,026	0,0101524	Cv
Étage 9	323	378,5304	0,2555	2902,14479	3603,08268	0,0075294	Cv
Buanderie	456	182,7868	2,8215	700,93789	700,93789	0,0237274	Cv

Tableau V.14 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y du Bloc B&B'

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

V.11. Justification de la largeur de joint sismique :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont

calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le **RPA99 V2003**, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

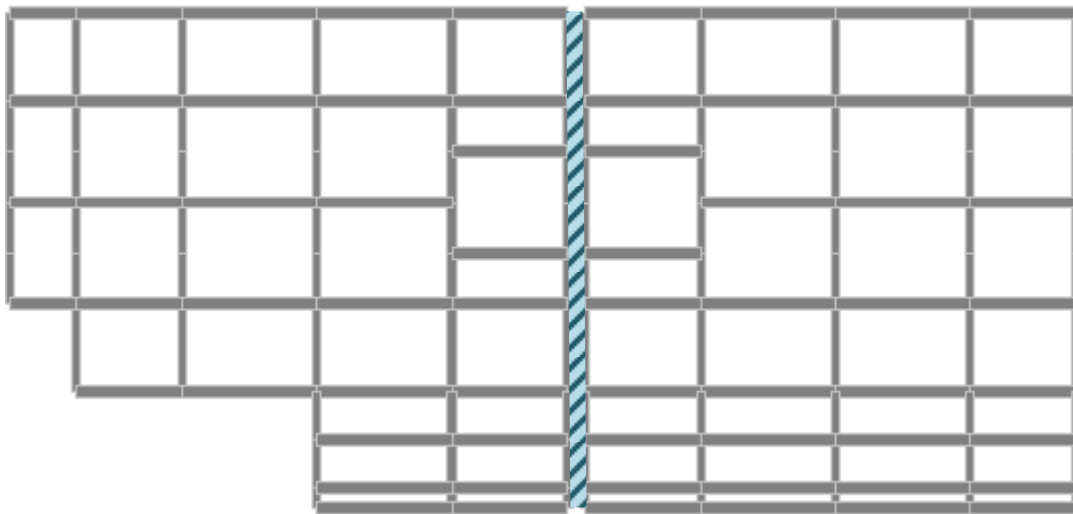


Figure V.9: Représentation de joint sismique.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_1 = 13,301\text{mm} \\ \delta_2 = 18,646\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow dx (\min) = 15 \text{ mm} + (13,301 + 18,646) \text{ mm} = 46,947\text{mm} \geq 40 \text{ mm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_1 = 11,924\text{mm} \\ \delta_2 = 14,316\text{mm} \end{array} \right. \longrightarrow dy (\min) = 15 \text{ mm} + (11,924 + 14,316) \text{ mm} = 41,240\text{mm} \geq 40 \text{ mm} \longrightarrow \text{C.V}$$

On prend une largeur de 10 cm ($d = 100 \text{ mm}$)

V.12. Méthode dynamique modale spectrale :

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.12.1. Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du **RPA99, V2003** :

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Version2003.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone I et Groupe d'usage 2 (A = 0,1).
- Pourcentage d'amortissement critique (ε) : Béton armé dense (ξ = 7%).
- Facteur de correction d'amortissement (η) : (η = 0,8819).
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3)

(T1 = 0,15 s) ; (T2 = 0,50 s).

- La période fondamentale de la structure (T) :

T (analytique) = 0,894s → Pour le bloc B.

T (analytique) = 0,855s → Pour le bloc B'.

- Facteur de qualité (Q) :

$$\begin{cases} Q(x) = 1,15 \\ Q(y) = 1,20 \end{cases} \rightarrow \text{Pour le bloc B.}$$

Q(x) = Q(y) = 1,20 → Pour le bloc B'.

- Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 5).

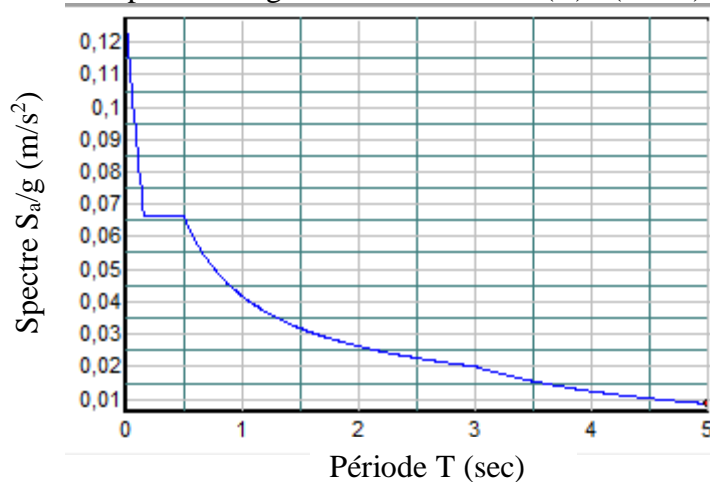


Figure V.10 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE » (BLOC B').

V.12.2. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{t \text{ dyn}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente $V_{t \text{ sta}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 V 2003, article 4.3.6]

Si $V_{t\ dyn} < 80\% V_{t\ sta}$ il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

D'après le fichier des résultats de SAP on a :

Tableau V.15 : Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (BLOC B)

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex	LinRespSpec	Max	1985,313	419,222	27,921	9231,4854	42492,0831	17934,4951
Ey	LinRespSpec	Max	419,222	1688,089	4,448	36177,7556	9303,3157	22039,9627

Tableau V.16 : Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (BLOC B')

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex	LinRespSpec	Max	2481,051	209,792	13,352	3316,6645	33850,6402	22274,1148
Ey	LinRespSpec	Max	129,008	2136,32	0,4	33193,8604	1798,2824	21925,8667

Tableau V.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		80% V statique (KN)		V dynamique (KN)		$V_{dyn} > 0,8V_{sta}$
	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y	
Bloc B	2034,5083	2122,9652	1627,6066	1678,3722	1985,313	1688,089	C.V
Bloc B'	2160,5182	2104,4008	1728,4146	1683,5206	2481,051	2136,32	C.V

Tableau V.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

V.13. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations.

Une telle étude est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations (SAP) et des références (RPA99, version 2003) qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel SAP, a permis de vérifier plusieurs critères : Période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

Chapitre VI :
ETUDE
DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

VI.1. Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel SAP2000 dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Dans ce chapitre, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis.

Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le R.P.A.99 version 2003, B.A.E.L.91 (révisé en 99), et aussi le C.B.A.93.

VI.2. Etude des poteaux :

VI.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants. On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93).

VI.2.2. Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le RPA99, version2003.

- **Combinaisons fondamentales :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : $E (x ; y)$ c'est l'action du séisme

VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d}$$

Où : T : l'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est $0,9b$

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- **D'après le BAEL 91:** $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right)$

- **D'après le RPA99, version 2003 :** $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : C'est l'élançement géométrique du béton, il est calculé par cette formule : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$

Avec : a et b , les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau VI.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Bloc B' & B).

BLOC B'									
Niveau	B (cm ²)	bd (m)	T (KN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Vérif.
Sous-sol 2	70×70	0,441	64,282	0,1458	3,23	0,04	1	3,33	C.V
Sous-sol 1	70×70	0,441	78,38	0,1777	5,10	0,075	1,875	3,33	C.V
RDC	65×65	0,380	57,63	0,1517	5,13	0,075	1,875	3,33	C.V
Étage 1	65×65	0,380	62,5	0,1645	3,48	0,04	1	3,33	C.V
Étage 2 +3	60×60	0,324	46,083	0,1422	3,77	0,04	1	3,33	C.V
Étage 4 +5	55×55	0,272	47,73	0,1755	4,11	0,04	1	3,33	C.V
Étage 6 +7	50×50	0,225	48,82	0,2169	4,52	0,04	1	3,33	C.V
Étage 8	45×45	0,182	48,82	0,2682	5,02	0,075	1,875	3,33	C.V
Étage 9	40×40	0,144	64,068	0,4449	5,65	0,075	1,875	3,33	C.V
Buanderie	35×35	0,110	40,93	0,3721	9,12	0,075	1,875	3,33	C.V
BLOC B									
Niveau	B (cm ²)	Bd (m)	T (KN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Vérif.
Sous-sol 2	70×70	0,441	97,55	0,2212	3,23	0,04	1	3,33	C.V
Sous-sol 1	70×70	0,441	78,66	0,1784	5,10	0,075	1,875	3,33	C.V
RDC	65×65	0,380	56,96	0,1499	5,13	0,075	1,875	3,33	C.V
Étage 1	65×65	0,380	55,97	0,1473	3,48	0,04	1	3,33	C.V
Étage 2 +3	60×60	0,324	46,20	0,1426	3,77	0,04	1	3,33	C.V
Étage 4 +5	55×55	0,272	42,86	0,1576	4,11	0,04	1	3,33	C.V
Étage 6 +7	50×50	0,225	41,71	0,1854	4,52	0,04	1	3,33	C.V
Étage 8	45×45	0,182	36,58	0,2009	5,02	0,075	1,875	3,33	C.V
Étage 9	40×40	0,144	47,05	0,3267	5,65	0,075	1,875	3,33	C.V
Buanderie	35×35	0,110	34,08	0,3098	9,12	0,075	1,875	3,33	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

VI.2.4. Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

$$\begin{cases} N \text{ max} \longrightarrow M \text{ correspondant. (ELU)} \\ M \text{ max} \longrightarrow N \text{ correspondant. (G + Q } \pm \text{ E (x ;y))} \\ N \text{ min} \longrightarrow M \text{ correspondant. (0.8 G } \pm \text{ E (x ;y))} \end{cases}$$

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Sollicitations des poteaux du bloc B' & B.

BLOC B'							
Niveau	B (cm ²)	ELU		G + Q ± E (x ;y)		0.8 G ± E (x ;y)	
		N(max) (KN)	M (cor) (KN.m)	M (max) (KN.m)	N (cor) (KN)	N (min) (KN)	M (cor) (KN.m)
Sous-sol 2	70×70	4442,6	5,8867	277,185	2415,01	9,311	26,3104
Sous-sol 1	70×70	3988,99	1,974	176,725	433,485	0,931	21,733
RDC	65×65	3543,2	4,5406	171,341	1465,74	2,645	35,5661
Étage 1	65×65	3155,24	4,8919	157,851	600,218	349,386	141,0256
Étage 2 +3	60×60	2794,72	4,3447	133,608	604,208	200,197	6,0349
Étage 4 +5	55×55	2101,81	3,2086	100,948	439,886	13,45	5,2332
Étage 6 +7	50×50	1437,81	0,5094	81,5265	483,988	0,052	19,5188
Étage 8	45×45	798,752	1,3367	75,2589	417,647	0,509	3,0516
Étage 9	40×40	485,7	19,7709	102,335	266,776	0,088	5,3806
Buanderie	35×35	413,838	3,4025	67,0257	93,116	0,931	21,733
BLOC B							
Niveau	B (cm ²)	ELU		G + Q ± E (x ;y)		0.8 G ± E (x ;y)	
		N(max) (KN)	M (cor) (KN.m)	M (max) (KN.m)	N (cor) (KN)	N (min) (KN)	M (cor) (KN.m)
Sous-sol 2	70×70	4541,70	9,1415	229,141	662,042	4,285	127,3769
Sous-sol 1	70×70	3987,99	1,3100	119,411	476,662	1,744	34,8262
RDC	65×65	3542,01	8,2896	154,304	506,687	3,678	20,8369
Étage 1	65×65	3153,80	9,8801	144,503	509,773	222,733	10,5478
Étage 2 +3	60×60	2792,96	9,2056	128,974	750,691	215,184	8,0941
Étage 4 +5	55×55	2099,24	10,7679	120,078	472,123	136,149	8,4723
Étage 6 +7	50×50	1445,89	12,4793	118,380	344,101	10,976	27,7413
Étage 8	45×45	805,697	15,1785	80,5755	386,085	3,857	18,0154
Étage 9	40×40	492,507	31,1714	94,8554	249,706	0,655	0,7686
Buanderie	35×35	148,055	62,1154	71,5774	86,651	28,734	31,7902

VI.2.5. Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé, parce qu'on a un moment M et un effort normal N.

Le RPA 99 version 2003 exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\emptyset_{\min} = 12\text{mm}$).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en 2^{ème} sous sol, on a choisi ce poteau car il est le plus sollicité.

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du 2^{ème} sous sol (BLOC B') :

Tableau VI.3 : Sollicitations du poteau de 2^{ème} sous sol (BLOC B').

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
70×70	4442,6	5,8867	300,931

On à : $S = b \times h = (70 \times 70) \text{ m}^2$

$$d = 0,9 \times h = 0,63 \text{ m}$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,070 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,8867}{4442,6} = 0,00133 \text{ m}$$

(N : Effort de compression, donc (C) sera posé au dessus de (G))

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = e + \left(0,63 - \frac{0,7}{2}\right)$$

$$e_a = 0,2813 \text{ m}$$

• **Calcul du moment fictif M_A :**

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 4,4426 \times 0,2813$$

$$M_A = 1,2498 \text{ MN.m}$$

• **Vérification du domaine :**

$$N_u(d-d') - M_A = 4,4426 \times (0,630 - 0,070) - 1,2498$$

$$N_u(d-d') - M_A = 1,2380 \text{ MN.m} \dots (1)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,070}{0,70}\right) \times 0,70 \times 0,70^2 \times 14,17$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = 1,2442 \text{ MN.m} \dots (2)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,070}{0,630}\right) \times 0,70 \times 0,630^2 \times 14,17$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = 0,9724 \text{ MN.m} \dots (3)$$

(1) < (2) → Domaine 3 → La section est partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

• **Calcul de μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,2498}{0,70 \times 0,63^2 \times 14,17}$$

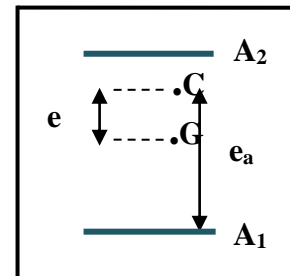
$$\mu_u = 0,317 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{donc section à simple armature (A}_2 = 0).$$

• **Calcul de A_1 :**

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,317}\right) = 0,494.$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,630 \times (1 - 0,4 \times 0,494) = 0,505$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u\right) = \frac{1}{348} \left(\frac{1,2498}{0,505} - 4,4426\right) = -56,54$$



De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans ce tableau :

Tableau VI.4 : Ferrailage du poteau de 2^{ème} sous sol (BLOC B') dû à plusieurs sollicitations

Sollicitations	N (MN)	M (MN.m)	μ_u	α	z (m)	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)
N _{max} ; M _{cor}	4,4426	0,0058567	0,317	0,494	0,505	0	-56,54
M _{max} ; N _{cor}	2,4115	0,277185	0,241	0,351	0,541	0	-18,74
N _{min} ; M _{cor}	0,009311	0,0263104	0,007	0,009	0,628	0	1,05

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec le min de RPA99 version 2003.

- **Ferrailage minimal :**

$$A_{St \min} = 0,7\% B = 0,7\% (70 \times 70)$$

$$A_{St \min} = 34,3 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : $A_{St \text{ choisie}} = 12T20 = 37,7 \text{ cm}^2$.

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va le procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau VI.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux du bloc B' & B.

Niveau	B (cm ²)	Section	A _{st min} (cm ²)	BLOC B'		BLOC B	
				A _{st cal} (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	A _{st cal} (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
Sous-sol 2	70×70	Domaine 3 P.C	34,3	-56,59	12T20 = 37,7	-56,34	12T20 = 37,7
Sous-sol 1	70×70	Domaine 3 P.C	34,3	-53,02	12T20 = 37,7	-53,06	12T20 = 37,7
RDC	65×65	Domaine 3 P.C	29,57 5	-46,49	8T20+4T16 = 33,17	-46,14	8T20+4T16 = 33,17
Étage 1	65×65	Domaine 3 P.C	29,57 5	-42,70	8T20+4T16 = 33,17	-42,33	8T20+4T16 = 33,17
Étage 2 + Étage 3	60×60	Domaine 3 P.C	25,2	-37,41	4T20+8T16 = 28,65	-37,01	4T20+8T16 = 28,65
Étage 4 + Étage 5	55×55	Domaine 3 P.C	21,17 5	-28,89	4T14+8T16 = 22,24	-28,25	12T16 = 24,13
Étage 6 + Étage 7	50×50	Domaine 3 P.C	17,5	-20,57	12T14 = 18,47	-19,67	12T14 = 18,47
Étage 8	45×45	Domaine 3 P.C	14,17 5	-11,70	8T14+4T12 = 16,84	-10,75	8T14+4T12 = 16,84
Étage 9	40×40	Domaine 3 P.C	11,2	-5,58	8T14+4T12 = 16,84	-4,60	8T14+4T12 = 16,84
Buanderie	35×35	Domaine 3 P.C	8,575	-5,89	8T12 = 9,03	-4,07	8T12 = 9,03

• **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).
 $L_r \geq (40 \times \phi) \rightarrow$ Zone (I)

Tableau VI.6 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

$\phi(\text{max})$ (mm)	L_r (calculé) (mm)	L_r (choix) (mm)
$\phi 20$	800	800
$\phi 16$	640	700
$\phi 14$	560	600
$\phi 12$	480	500

VI.2.6. Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm})$ Zone (I)

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{\min}$ Zone (I)

Avec : (ϕ) : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

Section minimale d'armature transversale :

La quantité d'armatures transversales minimale A_t/t , en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi t$ (au minimum).

▪ On adopte les espacements suivant :

Zone nodale : $t \leq \text{Min}(10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm})$

$$t \leq \text{Min}(12 ; 15) \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante: $t' \leq 15 \times 1,2$

$$t' \leq 18 \text{ cm}$$

$$t' = 15 \text{ cm}$$

➤ Exemple de calcul :

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du 2^{ème} sous sol (BLOC B') :

($\lambda_g = 3,23$) ; ($\rho_a = 3,75$) ; ($t = 0,10 \text{ m}$) ; ($V = 0,064282 \text{ MN}$) ; ($h = 0,70 \text{ m}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

$$A_{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,064282 \times 0,1}{0,7 \times 400}$$

$$A_{t \text{ cal}} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Rapport-gratuit.com



- Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :
 $3 < \lambda_g = 3,23 < 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

On prend :
$$\begin{cases} F(x_a) = Y_a \rightarrow F(5) = 0,3 \% \\ F(x_b) = Y_b \rightarrow F(3) = 0,8 \% \end{cases}$$

$$F(x) = \frac{y_a - y_b}{x_a - x_b} \times (x) + \frac{(x_a \times y_b) - (x_b \times y_a)}{x_a - x_b}$$

$$F(x) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (3,23) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,74 \%$$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,74 \%$$

$$A_t (\text{mim}) = 0,74 \% \times t \times b = (0,74 \%) \times 0,10 \times 0,70$$

$$A_t (\text{min}) = 5,18 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Ferrailage transversal des poteaux.

Niveau	h(cm)	λ_g	ρ_a	t(cm)	t'(cm)	A _{t min} (cm ²)	BLOC B'		BLOC B	
							A _{t cal} (cm ²)	A _{t choisi} (cm ²)	A _{t cal} (cm ²)	A _{t choisi} (cm ²)
Sous-sol 2	70	3,23	3,75	10	15	5,18	0,86	Ø8	1,31	Ø8
Sous-sol 1	70	5,10	2,50	10	15	2,1	0,70	Ø8	0,70	Ø8
RDC	65	5,13	2,50	10	15	1,95	0,55	Ø8	0,55	Ø8
Étage 1	65	3,48	3,75	10	15	4,42	0,90	Ø8	0,81	Ø8
Étage 2+3	60	3,77	3,75	10	15	3,66	0,72	Ø8	0,72	Ø8
Étage 4+5	55	4,11	3,75	10	15	2,86	0,81	Ø8	0,73	Ø8
Étage 6+7	50	4,52	3,75	10	15	2,1	0,92	Ø8	0,78	Ø8
Étage 8	45	5,02	2,50	10	15	1,35	0,68	Ø8	0,51	Ø8
Étage 9	40	5,65	2,50	10	15	1,2	1,00	Ø8	0,74	Ø8
Buanderie	35	9,12	2,50	10	15	1,05	0,73	Ø8	0,61	Ø8

VI.2.7. Longueur de la zone nodale :

La zone nodale est définie par l' et h', qui sont représentées sur la figure suivante :

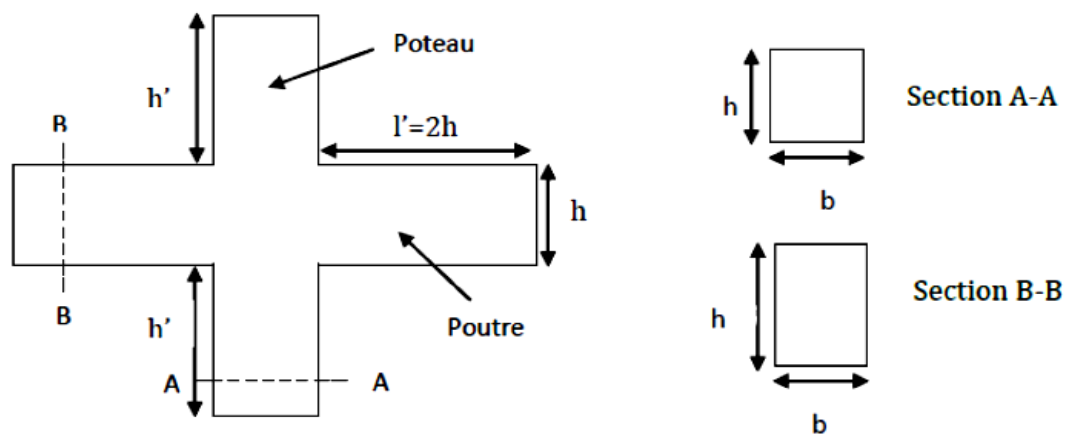


Figure VI.1 : Zone nodale

Avec $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$

Où :

h_e : hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : les dimensions de la section du poteau.

Poutre :

$l' = 2 \times h$ Avec : (h : Hauteur de la poutre).

- Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8: La longueur de la zone nodale.

Niveau	Poteau			Poutre	
	a = b (cm)	he (cm)	h' (cm)	h (cm)	l' (cm)
Sous-sol 2	70	323	70	50	100
Sous-sol 1	70	510	85	45	90
RDC	65	476	80	35	70
Étage 1	65	323	65		
Étage 2 +Étage 3	60	323	60		
Étage 4 +Étage 5	55	323	60		
Étage 6 +Étage 7	50	323	60		
Étage 8	45	323	60		
Étage 9	40	323	60		
Buanderie	35	456	75		

VI.2.8. Vérification à l'ELS :

➤ Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité du 2^{ème} sous sol (BLOC B').

($a = b = 70 \text{ cm}$) ; ($n = 15$) ; ($A_1 = 37,7 \text{ cm}^2$) ; ($A_2 = 0 \text{ cm}^2$) ; ($d = 63 \text{ cm}$)

• Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,0042914}{3,30744}$$

$$e = 0,001297\text{m}$$

• Position de l'axe neutre :

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0,22843139\text{m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -0,12315448\text{m}^2$$

• Calcul de e_1 :

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,50\text{m}$ On trouve $e_1 = 0,62\text{m}$

e_1 choisi	e_1 trouvé
0,5	0,62
0,62	0,64
0,64	0,65
0,65	0,65

Donc, on prend $e_1 = 0,65\text{m}$

- Calcul de 'X' :

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,70}{2} + 0,65 - 0,001297$$

$$X = 1,0013\text{m}$$

- Calcul de 'S':

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = \frac{0,70 \times 1,0013^2}{2} - 15 \times 0,00377(0,63 - 1,0013)$$

$$S = 0,3719076065\text{m}^3 = 371907,6065\text{cm}^3$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{s} = \frac{3,30744 \times 1,0013}{0,3719076065} = 8,90$$

$$\sigma_{bc} = 8,90\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa C.V}$$

On va faire la même chose pour les autres étages, les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification à l'ELS.

BLOC B'								
Niveau	M(MN.m)	N(MN)	e(m)	P(m ²)	q(m ²)	e ₁ (m)	σ _{bc} (Mpa)	< σ̄ _{bc}
ss2	0,0042914	3,30744	0,0012975	-0,22843139	-0,12315448	0,65	8,93	C.V
ss1	0,0014898	2,904047	0,00051301	-0,23045481	-0,12351447	0,65	7,83	C.V
RDC	0,0033019	2,584692	0,00127748	-0,19439009	-0,09920279	0,6	8,12	C.V
Etage 1	0,003574	2,301148	0,00155314	-0,1937283	-0,0990958	0,6	7,23	C.V
Etage 2+3	0,0031572	2,037879	0,00154926	-0,16341274	-0,07824193	0,55	7,54	C.V
Etage 4+5	0,0023368	1,531996	0,00152533	-0,14374608	-0,05876464	0,51	6,73	C.V
Etage 6+7	0,0003863	1,047319	0,00036885	-0,12033251	-0,04445938	0,46	5,58	C.V
Etage 8	0,0010346	0,580935	0,00178092	-0,08825646	-0,03337389	0,41	3,83	C.V
Etage 9	0,0140684	0,352487	0,03991183	-0,02146911	-0,01928378	0,3	3,67	C.V
Buanderie	0,0024821	0,302295	0,00821085	-0,0490413	-0,0143803	0,31	3,43	C.V
BLOC B								
Niveau	M(MN.m)	N(MN)	e(m)	P(m ²)	q(m ²)	e ₁ (m)	σ _{bc} (Mpa)	< σ̄ _{bc}
ss2	0,0066522	3,306359	0,00201194	-0,22659185	-0,12282939	0,65	8,93	C.V
ss1	0,000894	2,902992	0,00030796	-0,2309843	-0,12360909	0,65	7,83	C.V
RDC	0,0060597	2,583511	0,00234553	-0,19182848	-0,09879029	0,6	8,12	C.V
Etage 1	0,0073794	2,299807	0,0032087	-0,18976323	-0,09846091	0,6	7,23	C.V
Etage 2+3	0,0060213	2,583641	0,00233055	-0,16167975	-0,07798793	0,55	9,57	C.V
Etage 4+5	0,0078167	1,529942	0,00510915	-0,13659986	-0,05775998	0,51	6,75	C.V
Etage 6+7	0,0090598	1,05317	0,00860241	-0,10546643	-0,04260081	0,45	5,77	C.V
Etage 8	0,0110609	0,585964	0,01887642	-0,06047922	-0,03083617	0,37	4,27	C.V
Etage 9	0,0223237	0,35742	0,06245789	0,00491183	-0,01892194	0,26	4,40	C.V
Buanderie	0,0448485	0,10869	0,41262766	-0,04108057	-0,04407706	0,39	8,90	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc on va garder ces sections du béton.

VI.2.9. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux des Sous-sol. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

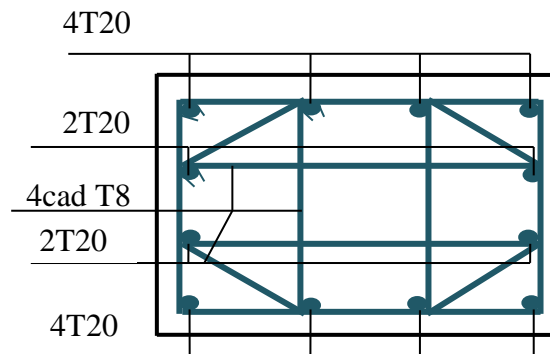


Figure VI.2. Ferrailage des poteaux des Sous-sol (70x70).

VI.3. Etude des poutres :**VI.3.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- **Poutres principales:** (30×50) cm² et (30×45) cm²
- **Poutres secondaires:** (30×35) cm²

VI.3.2. Combinaisons des charges :

-Combinaisons fondamentales :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

-Combinaisons accidentelles :

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$ Où : E c'est l'action du séisme

VI.3.3. Recommandations du RPA99, version 2003 :

-Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

-Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

-La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I.

VI.3.4. Sollicitations dans les poutres :

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10 : Sollicitations dans les poutres principales.

BLOC B'	ELU		ELS		G+Q± E		0,8G± E	
	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)
PP (30×50)	108,7021	141,230	79,8368	127,8627	64,7069	103,9044	40,4128	100,190
T	169,450		124,293		145,589		108,360	
PP (30×45)	75,632	118,1055	65,6361	100,8846	39,1303	69,8512	30,2897	69,7895
T	135,982		99,425		51,677		47,723	
BLOC B	ELU		ELS		G+Q± E		0,8G± E	
	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)
PP (30×50)	113,3241	138,584	90,4762	138,2664	89,0034	116,6882	66,0811	100,350 1
T	191,879		140,445		99,309		71,154	
PP (30×45)	70,3212	117,588	65,6367	100,3883	64,8256	78,8483	35,8943	69,3051
T	128,362		93,699		93,284		65,390	

Tableau VI.11 : Sollicitations dans les poutres secondaires.

BLOC B'	ELU		ELS		G+Q± E		0,8G± E	
	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)
PS (30×35)	72,6297	78,600	55,3094	70,1075	35,1303	66,4105	18,9251	65,390
T	92,754		65,958		43,703		23,623	
BLOC B	ELU		ELS		G+Q± E		0,8G± E	
	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	M _{app} (KN.m)
PS (30×35)	72,6318	77,296	51,3676	70,2784	51,0410	62,6980	31,0644	35,1364
T	92,861		66,039		62,676		33,049	

VI.3.5. Calcul des poutres principales :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du sous sol 1 (BLOC B).

VI.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

(b = 0,3m); (h = 0,50m) ; (d = 0,45m) ; (d' = 0,05m) ; (F_e=400MPa) ; (f_{bc}= 14,17 MPa)

ELU :

- **En travée :** M_{trav} = 113,3241 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{113,3241 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,1316 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (A}_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1316}) = 0,1771$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,1771) = 0,4181 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{113,3241 \times 10^{-3}}{0,4181 \times \frac{400}{1,15}} = 7,79 \text{ cm}^2$$

- **En appui** : $M_a = 138,584 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{138,584 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,1609 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (} A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1609}) = 0,2207$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,2207) = 0,4103 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{138,584 \times 10^{-3}}{0,4103 \times \frac{400}{1,15}} = 9,71 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st \text{ trav}} = 7,79 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV} \\ A_{st \text{ app}} = 9,71 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

- **Armatures minimales** : Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 7,79 + 9,71 = 17,5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Armatures maximales** :

- Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures** :

$$\text{En travée : } A_{st} = 3T14 + 3T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 3T14 + 3T16 = 10,65 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

- **En travée** : $M_s = 90,4762 \text{ KN.m}$

- **Position de l'axe neutre** :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{9,24}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 45 \times 9,24}{15 \times 9,24^2}} - 1 \right)$$

$$x = 16,29 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1629^3}{3} + 15 \times 9,24 \times 10^{-4} (0,45 - 0,1629)^2$$

$$I = 1,5747 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{90,4762 \times 10^{-3} \times 0,1629}{1,5747 \cdot 10^{-3}} = 9,36 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 90,4762 \times 10^{-3} \times (0,45 - 0,1629)}{1,5747 \cdot 10^{-3}} = 247,435 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 2,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

- **En appui:** $M_s = 138,2664 \text{ KN.m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{8,01}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 45 \times 8,01}{15 \times 8,01^2}} - 1 \right)$$

$$x = 16,98 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0,12 \times 0,1266^3}{3} + 15 \times 3,08 \times 10^{-4} (0,189 - 0,1266)^2$$

$$I = 1,7014 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{138,2664 \times 10^{-3} \times 0,1698}{1,7014 \times 10^{-3}} = 13,80 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 10,52 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,1266)}{9,92 \cdot 10^{-5}} = 341,56 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 13,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

VI.3.5.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \text{ max}} = 191,879 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{191,879 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45} = 1,42 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

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

VI.3.5.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,5}{5,75} = 0,087 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Avec : L c'est La longueur maximale de la poutre ($L_{\max} = 5,75 \text{ m}$)

En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{9,24}{30 \times 45} = 0,00684 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

En appui :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{10,65}{30 \times 45} = 0,00788 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

VI.3.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,43; 1,4; 3)$$

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

➤ **Calcul d'espacement des cadres:** D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min}; 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,2; 30\right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$$S_t' \leq \frac{50}{2}$$

$$S_t' = 20 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

VI.3.6. Calcul des poutres secondaires :

On va faire un exemple de calcul d'une poutre du bloc B'.

VI.3.6.1. Calcul des armatures longitudinales :

($b = 0,3 \text{ m}$); ($h = 0,35 \text{ m}$); ($d = 0,315 \text{ m}$); ($d' = 0,035 \text{ m}$); ($F_e = 400 \text{ MPa}$); ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$)

ELU :

- **En travée :** $M_{trav} = 72,6297 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72,6297 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,172 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,172}) = 0,238$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,238) = 0,2850 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{72,6297 \times 10^{-3}}{0,2850 \times \frac{400}{1,15}} = 7,3225 \text{ cm}^2$$

- **En appui :** $M_a = 78,6 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{78,6 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,315)^2 \times 14,17} = 0,186 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,186}) = 0,260$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,2207) = 0,2822 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{78,6 \times 10^{-3}}{0,2822 \times \frac{400}{1,15}} = 8,00 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st \text{ trav}} = 7,3225 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV} \\ A_{st \text{ app}} = 8,00 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 7,3225 + 8,00 = 15,3225 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Armatures maximales :**

- Dans la zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 63 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$\text{En travée : } A_{st} = 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

- **En travée :** $M_s = 55,3094 \text{ KN.m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{8,01}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31,5 \times 8,01}{15 \times 8,01^2}} - 1 \right)$$

$$x = 12,38 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1238^3}{3} + 15 \times 8,01 \times 10^{-4} (0,315 - 0,1238)^2$$

$$I = 6,2898 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{55,3094 \times 10^{-3} \times 0,1238}{6,2898 \times 10^{-4}} = 10,89 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 55,3094 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,1238)}{6,2898 \times 10^{-4}} = 299,34 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 10,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

- **En appui :** $M_s = 70,1075 \text{ KN.m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{8,01}{12} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31,5 \times 8,01}{15 \times 8,01^2}} - 1 \right)$$

$$x = 12,38 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1238^3}{3} + 15 \times 8,01 \times 10^{-4} (0,315 - 0,1238)^2$$

$$I = 6,2898 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{70,1075 \times 10^{-3} \times 0,1238}{6,2898 \times 10^{-3}} = 13,76 \text{ MPa.}$$



$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 70,1075 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,1238)}{6,2898 \times 10^{-3}} = 319,7319 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 13,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

Acier : Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

VI.3.6.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 92,754 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{92,754 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,98 \text{ MPa.}$$

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

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

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

VI.3.6.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{4,3} = 0,081 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{C.V}$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8,01}{30 \times 31,5} = 0,008476 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{C.V}$$

En appui :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8,01}{30 \times 31,5} = 0,008476 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{C.V}$$

VI.3.6.4. Détermination du diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

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

➤ **Calcul d'espacement des cadres:** D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min}; 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right)$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$$S_t' \leq \frac{35}{2}$$

$$S_t' = 15 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

VI.3.7. Tableau récapitulatif des poutres :

Tableau VI.12: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales (30×50)

P.P (30×50)	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø _t (mm)	S _t zone nodale (cm)	S _t ' zone courante (cm)
			A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Bloc B'	SS	7,5	7,45	3T14+3T14 9,24	9,91	3T14+3T16 10,65	8	10	20
	RDC	7,5	7,45	3T14+3T14	9,91	3T14+3T16	8	10	20
	Etage	7,5	7,45	3T14+3T14	9,91	3T14+3T16	8	10	20
Bloc B	SS	7,5	7,79	3T14+3T14	9,71	3T14+3T16	8	10	20
	RDC	7,5	7,79	3T14+3T14	9,71	3T14+3T16	8	10	20
	Etage	7,5	7,79	3T14+3T14	9,71	3T14+3T16	8	10	20

Tableau VI.13: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales (30×45)

P.P (30×45)	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø _t (mm)	S _t zone nodale (cm)	S _t ' zone courante (cm)
			A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Bloc B'	Ss	6,75	5,69	3T14+3T12 8,01	9,24	3T14+3T14 9,24	8	10	20
	RDC	6,75	5,69	3T14+3T12	9,24	3T14+3T14	8	10	20
	Etage	6,75	5,69	3T14+3T12	9,24	3T14+3T14	8	10	20
Bloc B	Ss	6,75	5,27	3T14+3T12	9,19	3T14+3T14	8	10	20
	RDC	6,75	5,27	3T14+3T12	9,19	3T14+3T14	8	10	20
	Etage	6,75	5,27	3T14+3T12	9,19	3T14+3T14	8	10	20

Tableau VI.14: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaire (30×35)

P.S (30×35)	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø _t (mm)	S _t zone nodale (cm)	S _t ' zone courante (cm)
			A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Bloc B'	Ss	5,25	7,32	3T14+3T12 8,01	8,00	3T14+3T12 8,01	8	8	15
	RDC	5,25	7,32	3T14+3T12	8,00	3T14+3T12	8	8	15
	Etage	5,25	7,32	3T14+3T12	8,00	3T14+3T12	8	8	15
Bloc B	Ss	5,25	7,32	3T14+3T12	7,85	3T14+3T12	8	8	15
	RDC	5,25	7,32	3T14+3T12	7,85	3T14+3T12	8	8	15
	Etage	5,25	7,32	3T14+3T12	7,85	3T14+3T12	8	8	15

VI.3.8. Schéma du ferrailage :

Le schéma du ferrailage des poutres principales ainsi que les poutres secondaire est illustré sur la figure ci-dessous :

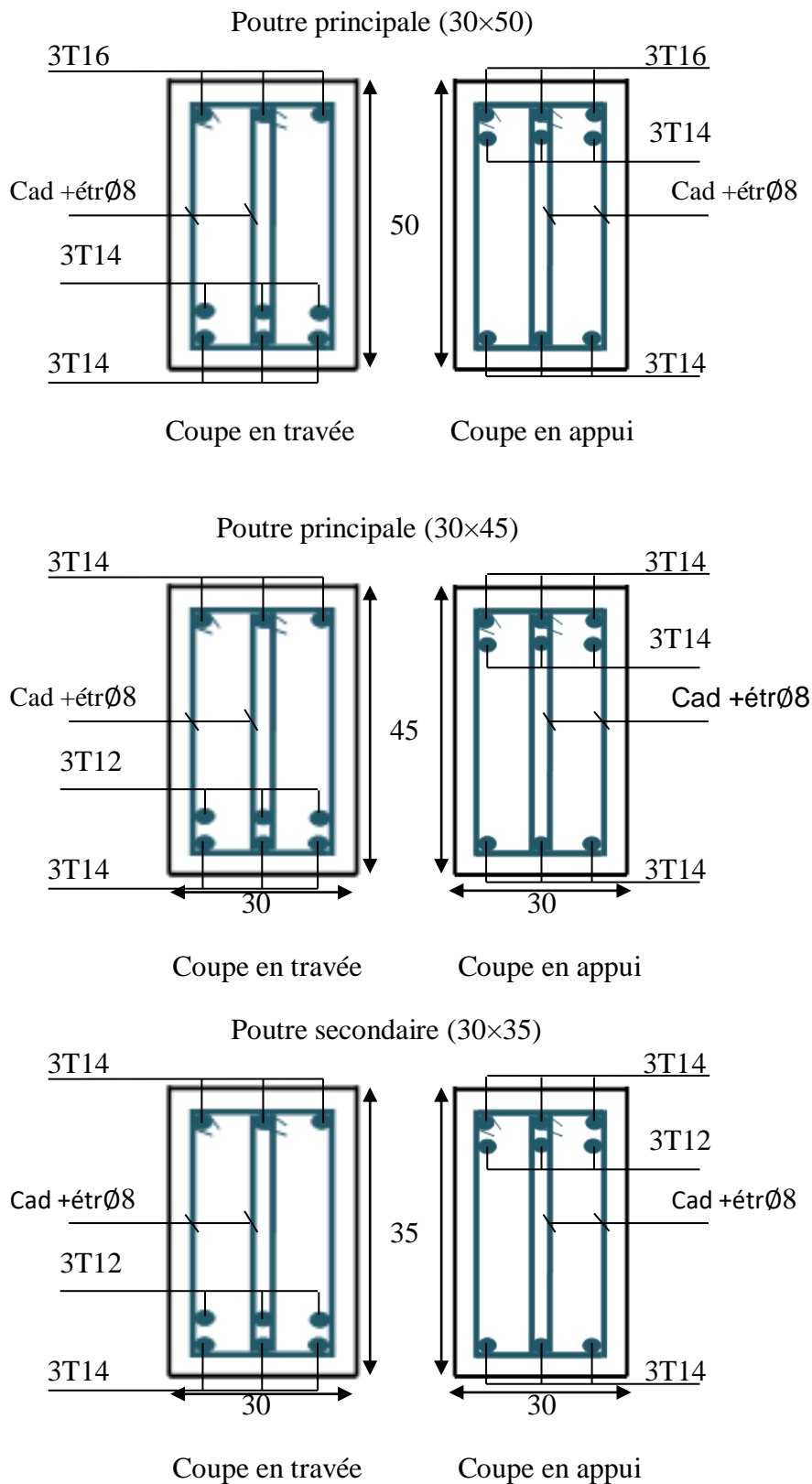


Figure VI.3. Ferrailage des poutres.

VI.4. Étude des voiles :

VI.4.1. Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

- Le rôle des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

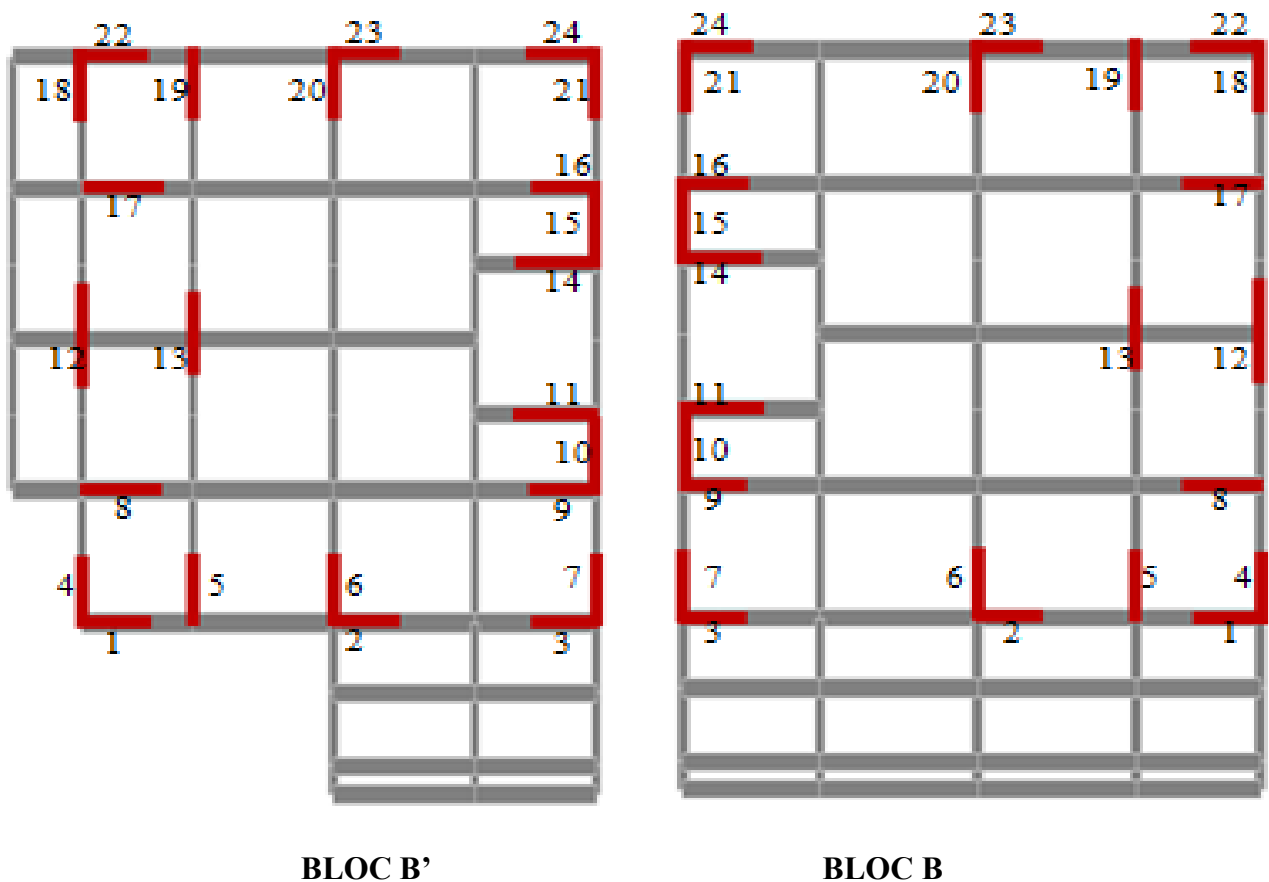


Figure VI.4 : Disposition des voiles pour les blocs B et B'.

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 24 voiles comme suit :

Tableau VI.15 : Les groupes de voiles et leurs dimensions.

BLOC B'			BLOC B		
Les voiles	Les longueurs (m)	Groupe	Les voiles	Les longueurs (m)	Groupe
1 ; 2 ; 3 ; 22 ; 23 ; 24 ; 9 ; 16 ; 4 ; 18 ; 6 ; 20	2	V1	1 ; 2 ; 3 ; 22 ; 23 ; 24 ; 9 ; 16 ; 4 ; 18 ; 6 ; 20 ; 5 ; 19 ; 12	2	V1
5 ; 19 ; 15 ; 10	2,15	V2	15 ; 10	2,15	V2
7 ; 21	2,50	V3	7 ; 21	2,50	V3
11 ; 14	2,85	V4	11 ; 14	2,85	V4
13 ; 8 ; 17	3	V5	13 ; 8 ; 17	3	V5
12	4,8	V6			

VI.4.2. Prédimensionnement des voiles :

On a deux types de voiles. Ces types sont en fonction de l'épaisseur du voile (15 et 20 cm), et ils sont illustrés sur le tableau suivant :

Tableau VI.16 : Epaisseur du voile.

Niveaux	Epaisseur du voile
RDC et 1 ^{ère} sous sol	25 cm
2 ^{ème} sous sol et les étages	20cm

VI.4.3. Armatures verticales:

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de 1 ml, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

.On distingue **3 cas** :

- **1^{er} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15\% .e.L$

- **2^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $A_v = Ft / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{min} = 0,15\% .e.L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **3^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.4.4. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Øl.

- **Remarque :** Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{\min} = 0,15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0,10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

VI.4.5. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.4.6. Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

- **Type 01 (20 cm) :**

$$D \leq 20/10 \rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

- **Type 02 (25 cm) :**

$$D \leq 25/10 \rightarrow D \leq 2,5 \text{ cm}$$

VI.4.7. Espacement:

-D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

- **Type 01 (20 cm) :**

$$S \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$.

- **Type 02 (25 cm) :**

$$S \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$.

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

- **Type 01 (20 cm)**

$$S' = S/2 = 20/2 \rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement S' égal à 10 cm.

- **Type 02 (25 cm) :**

$$S' = S/2 = 25/2 \rightarrow S' = 12,5 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement S' égal à 10 cm.

VI.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement:

D'après RPA99/Version2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{Avec: } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{et } \bar{V} = 1,4 \times V$$

$$F_{c28} = 2500\text{Kpa} \rightarrow \bar{\tau}_b = 0,2 \times 2500 = 500\text{Kpa.}$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau VI.17 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile V1	BLOC B'		BLOC B		$<\bar{\tau}_b$
	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	
Sous sol 2	0,62	1,59149248	0,76	1,95086175	C.V
Sous sol 1 +RDC	1,77	2,25221541	2,36	3,00295387	C.V
E(1,2,...,7)	6,98	17,9764533	11,16	28,7417219	C.V
E(8,9)	22,63	58,2818249	22,22	57,2259014	C.V
Voile V2	BLOC B'		BLOC B		$<\bar{\tau}_b$
	V (KN)	τ_b (kPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	
Sous sol 2	0,61	1,56582325	0,15	0,3850385	C.V
Sous sol 1 +RDC	2,11	2,68484435	0,33	0,41990457	C.V
E(1,2,...,7)	4,4	11,3318617	0,36	0,92715232	C.V
E(8,9)	6,06	15,607064	0,27	0,69536424	C.V
Voile V3	BLOC B'		BLOC B		$<\bar{\tau}_b$
	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	
Sous sol 2	0,28	0,71873854	0,3	0,77007701	C.V
Sous sol 1 +RDC	0,21	0,267212	0,2	0,25448762	C.V
E(1,2,...,7)	0,11	0,28329654	0,13	0,334805	C.V
E(8,9)	0,12	0,30905077	0,11	0,28329654	C.V
Voile V4	BLOC B'		BLOC B		$<\bar{\tau}_b$
	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	
Sous sol 2	0,91	2,33590026	0,91	2,33590026	C.V
Sous sol 1 +RDC	2,5	3,18109521	2,35	2,99022949	C.V
E(1,2,...,7)	3,62	9,32303164	1,52	3,91464312	C.V
E(8,9)	3,52	9,06548933	1,49	3,83738043	C.V
Voile V5	BLOC B'		BLOC B		$<\bar{\tau}_b$
	V (KN)	τ_b (KPa)	V (KN)	τ_b (KPa)	
Sous sol 2	0,39	1,00110011	0,34	0,87275394	C.V
Sous sol 1 +RDC	1,07	1,36150875	1,12	1,42513065	C.V
E(1,2,...,7)	4,53	11,6666667	5,15	13,263429	C.V
E(8,9)	10,83	27,8918322	12,41	31,9610007	C.V

Voile V6 (BLOC B')	V (KN)	τ_b (KPa)	$<\bar{\tau}_b$
Sous sol 2	0,31	0,79574624	C.V
Sous sol 1 +RDC	0,97	1,23426494	C.V
E(1,2,...,7)	0,31	0,79838116	C.V
E(8,9)	0,31	0,79838116	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

VI.4.9. Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple le voile V5 du 1^{ère} sous sol et RDC (bloc B)

VI.4.9.1. Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000

Tableau VI.18 : Sollicitations dans les voiles V5 du 1^{ère} sous sol et RDC (bloc B)

Combinaisons	F11 (kN)	M11 (kN.m)	F22 (kN)	M22 (kN.m)	Vmax (kN)
ELU (1,35G+1.5Q)	77,65	1,1595	757,36	5,7159	2,45
ELA (G+Q± EX)	56,87	0,8366	554,61	4,1663	1,78
ELA (G+Q ±EY)	56,87	0,8366	554,61	4,1663	1,78
ELA (0,8G± EX)	40,78	0,5268	397,64	2,8456	1,15
ELA (0,8G ±EY)	40,78	0,5268	397,64	2,8456	1,15

VI.4.9.2. Armatures verticales :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,5\text{m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,25 \times 3^3}{12} = 0,5625\text{m}^4$$

$$A = e \times L = 0,25 \times 3 = 0,750\text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{757,36}{0,750} + \frac{1,1595 \times 1,5}{0,5625} = 1012,9053\text{KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{757,36}{0,750} - \frac{1,1595 \times 1,5}{0,5625} = 1006,7213\text{KN/m}^2 > 0$$

Donc la section est entièrement comprimée (S.E.C)

La section du voile est entièrement comprimée, Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA99/Version2003**.

$$A_v (\text{min-RPA}) = 0,0015 \times e \times l = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VI.4.9.3. Armatures horizontales :**Méthode de calcul des armatures horizontales :**

D'après le (C.B.A.93) :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_t')}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci après.

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($f_e = 400$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ Armatures droites).

- V5 du 1^{ère} sous sol et RDC (bloc B)

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_t')}{0,9 \times 400 \times 1} \longrightarrow A_h \geq 0,907\text{cm}^2$$

Selon R.P.A 99 (version 2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales

$$A_h (\text{min-RPA}) = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.19 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles pour le 2^{ème} sous sol.

Voile	L(cm)	A _{min} (RPA) (cm ² /ml)	BLOC B'			BLOC B		
			SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ² /ml)	Esp (cm)	SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ²)	Esp (cm)
V1	200	3	S.E.C	5T12 5,65	20	S.E.C	5T12 5,65	20
V2	215	3	S.E.C					
V3	250	3	S.E.C					
V4	285	3	S.E.C					
V5	300	3	S.E.C					
V6	480	3	S.E.C			/		

Tableau VI.20 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles pour le 1^{er} sous sol et RDC.

Voile	L(cm)	A _{min} (RPA) (cm ² /ml)	BLOC B'			BLOC B		
			SEC	A _v (adopté) (cm ²)	Esp (cm)	SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ²)	Esp (cm)
V1	200	3,75	S.E.C	5T12 5,65	20	S.E.C	5T12 5,65	20
V2	215	3,75	S.E.C					
V3	250	3,75	S.E.C					
V4	285	3,75	S.E.C					
V5	300	3,75	S.E.C					
V6	480	3,75	S.E.C			/		

Tableau VI.21 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles pour les étages courants (1....7)

Voile	L(cm)	A _{min} (RPA) (cm ² /ml)	BLOC B'			BLOC B		
			SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ²)	Esp (cm)	SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ²)	Esp (cm)
V1	200	3	S.E.C	5T12 5,65	20	S.E.C	5T12 5,65	20
V2	215	3	S.E.C					
V3	250	3	S.E.C					
V4	285	3	S.E.C					
V5	300	3	S.E.C					
V6	480	3	S.E.C			/		

Tableau VI.22 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles pour les étages courants (8 et 9)

Voile	L(cm)	A _{min} (RPA) (cm ² /ml)	BLOC B'			BLOC B		
			SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ²)	Esp (cm)	SEC	A _{v,h} (adopté) (cm ²)	Esp (cm)
V1	200	3	S.E.C	5T12 5,65	20	S.E.C	5T12 5,65	20
V2	215	3	S.E.C					
V3	250	3	S.E.C					
V4	285	3	S.E.C					
V5	300	3	S.E.C					
V6	480	3	S.E.C			/		

- **Longueur de recouvrement** : D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40Ø (en zone I).

$\emptyset = 1,2 \text{ cm}$ $L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

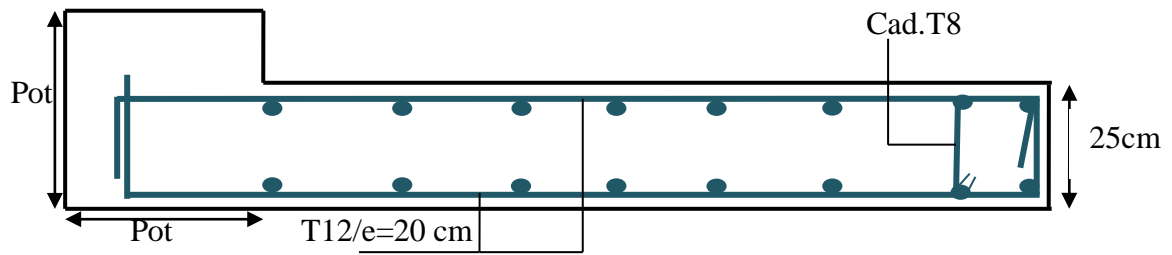


Figure VI.5: Ferrailage de voile le voile V5 du 1^{ère} sous sol et RDC.

VI.5. Conclusion :

Le calcul sismique a également permis de déterminer les efforts internes dans les poteaux, poutres, et les voiles de contreventement, dans cette partie on a déterminé le ferrailage nécessaire des éléments structuraux pour assurer la sécurité et stabilité de la structure sous l'effet d'un séisme.

Les poteaux ont été calculés à la flexion composée sous un effort normal et un moment fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, ils ont été ferrillés avec les sollicitations maximales à l'état limite ultime, combinaison fondamentale du C.B.A.93 et à l'état accidentel exigé par le RPA99/Version2003, donc la vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations normales et tangentes est obligatoire afin d'arriver à une structure durable économique et performante vis à vis au chargement dynamique. Les poutres ont été calculées à la flexion simple sous un moment de fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, en tenant en compte les sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentés par le C.B.A.93 et le RPA99/Version2003.

Les voiles ont été calculés dans les deux directions, verticalement pour résister à la flexion composée et horizontalement pour résister à l'effort tranchant, le calcul des voiles ont été effectués suivant les règles du (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91) et les vérifications selon le (RPA99/Version2003).



Chapitre VII :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles), soit directement (le cas des semelles reposant sur le sol ou le cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (le cas des semelles sur pieux ou puits). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VII.3. Choix du type de fondation:

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

VII.4. Etudes des semelles filantes :

Pour utilisé la semelle filante, il faut vérifier cette formule : $\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} < 50\%$

On choisit une semelle filante située sous un portique central de huit poteaux.

VII.4.1. Prédimensionnement des semelles filantes :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm}^-$$

Avec :

($\sum N_i$) : La somme des efforts normaux à ELS de tous les poteaux qui se trouvent dans la ligne considérée.

B : Largeur de la semelle filante.

L: Longueur de la file considérée.

σ_{adm}^- : Contrainte admissible du sol ; à défaut de données géotechniques, on a supposé qu'on a un sol meuble et la contrainte admissible égale à 1,8 bar.

• Bloc B :

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8$$

$$N_s = 2,471 + 2,507 + 3,307 + 2,503 + 2,469 + 0,776 + 0,442 + 0,261$$

$$N_s = 14,736 \text{ MN}$$

$$L = 21,10 \text{ m}$$

$$\frac{14,736}{21,10 \times B} \leq 0,18 \longrightarrow B \geq \frac{14,736}{21,10 \times 0,18} \longrightarrow B \geq 3,88 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante de (21,10×4,00) m²

- **Bloc B' :**

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8$$

$$N_s = 2,413 + 2,489 + 3,307 + 2,501 + 2,449 + 0,549 + 0,338 + 0,203$$

$$N_s = 9,812 \text{ MN}$$

$$L = 21,10 \text{ m}$$

$$\frac{14,249}{21,10 \times B} \leq 0,18 \longrightarrow B \geq \frac{14,249}{21,10 \times 0,18} \longrightarrow B \geq 3,75 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante de **(21,10×4,00) m²**

VII.4.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

La même largeur (B=4,00m) pour toutes les semelles filantes de la structure :

- **Bloc B :**

$$S (\text{semelles}) = (L_{\text{total}} \times B) = 105,5 \times 4,00 = 422 \text{ m}^2$$

$$S (\text{bâtiment}) = 442,045 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{422}{442,045} = 0,95 > 0,5$$

- **Bloc B' :**

$$S (\text{semelles}) = (L_{\text{total}} \times B) = 108,2 \times 4,00 = 432,8 \text{ m}^2$$

$$S (\text{bâtiment}) = 424,225 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{432,8}{424,225} = 1,02 > 0,5$$

Le choix des semelles filantes ne convient pas, il faut passer au radier général.

VII.5. Etude du radier :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage, en fonction de la taille de l'immeuble à construire et le type de sol, il existe plusieurs types du radier, dont le radier plat d'épaisseur constante, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

VII.5.1. Prédimensionnement du radier :

- **La dalle :** L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec : L_{max} : Distance maximale entre deux files successives.

$$\frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{575}{20} = 28,75 \text{ cm}$$

- **La nervure :** L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{575}{10} = 57,5 \text{ cm}$$

Remarque : Plusieurs choix des dimensions sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifié toutes les conditions.

- On opte pour une hauteur de la nervure ($h_n = 120 \text{ cm}$) et une largeur ($b_n = 80 \text{ cm}$).

On opte pour une hauteur du radier ($h_d = 75 \text{ cm}$).

- **Calcul Débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq 60 \text{ cm} \text{ On adopte : } D = 100 \text{ cm}$$

On va adopter un débordement $D = 100 \text{ cm}$ qui sera réalisé seulement dans les cotées où il n'y a pas un voisinage.

VII.5.2. Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L, La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0,045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : L'effort normal du poteau le plus sollicité à l'état limite ultime

h_n : Hauteur de la nervure

P_r : Périmètre du centre cisailé

• **Bloc B :**

$$N_u = 3,988 \text{ MN}$$

$$h_n = 120 \text{ cm}$$

$$P_r = 4 \times (a + h_n) = 4 \times (80 + 120) = 800 \text{ cm}$$

a : largeur de la nervure

$$N_u \leq 0,045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 8 \times 1,2 \times \frac{25}{1,5}$$

$$3,988 \text{ MN/m}^2 \leq 7,20 \text{ MN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Bloc B' :**

$$N_u = 4,543 \text{ MN}$$

$$h_n = 120 \text{ cm}$$

$$P_r = 4 \times (a + h_n) = 4 \times (80 + 120) = 800 \text{ cm}$$

a : largeur de la nervure

$$N_u \leq 0,045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 8 \times 1,2 \times \frac{25}{1,5}$$

$$4,543 \text{ MN/m}^2 \leq 7,20 \text{ MN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

VII.5.3. Vérification de la contrainte du sol :

Les conditions qu'on doit vérifier sont les suivantes : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

Ou :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant Z.

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol.

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Ou :

F_z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenue par SAP2000.

S: Surface du radier.

• **Bloc B :**

$$Z_{max} = 0,3667 \text{ cm}$$

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max} = 3,6 \times 0,3667 = 1,32 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_z = 82731,76 \text{ KN} \\ S = 485,095 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S} = \frac{82731,76 \times 10^2}{485,095 \times 10^4} = 1,7054 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1,7054 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

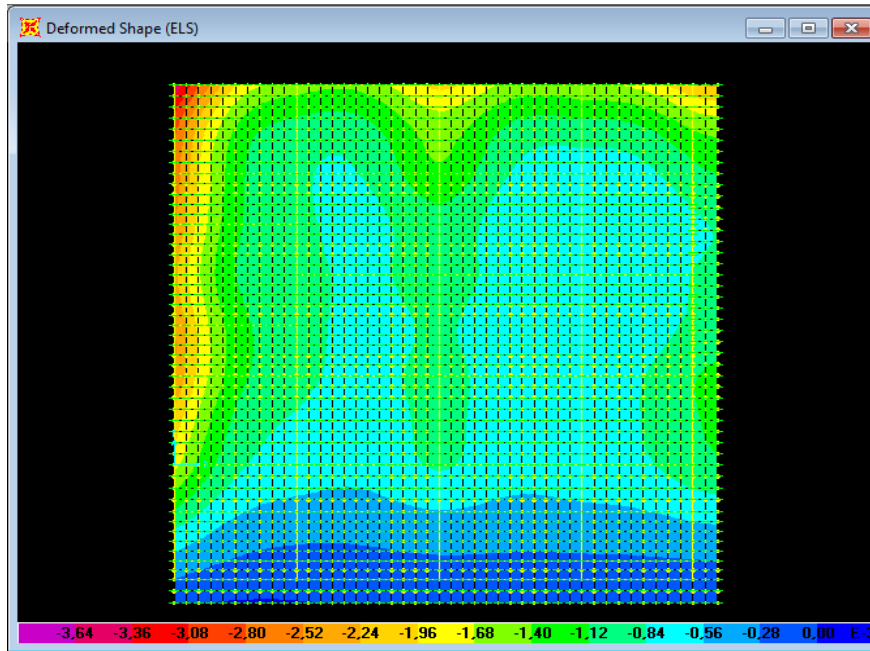


Figure VII.1 : Déplacement maximum selon l'axe Z (bloc B)

• **Bloc B' :**

$Z_{max} = 0,3995\text{cm}$

$\sigma_{b1} = K \times Z_{max} = 3,6 \times 0,3995 = 1,438 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \dots\dots\dots\text{C.V}$

$\left\{ \begin{array}{l} F_z = 82245,81\text{KN} \\ S = 461,815 \text{ m}^2 \end{array} \right.$

$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S} = \frac{82245,18 \times 10^2}{461,815 \times 10^4} = 1,7809 \text{ bar}$

$\sigma_{b2} = 1,7809 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar} \dots\dots\dots\text{C.V}$

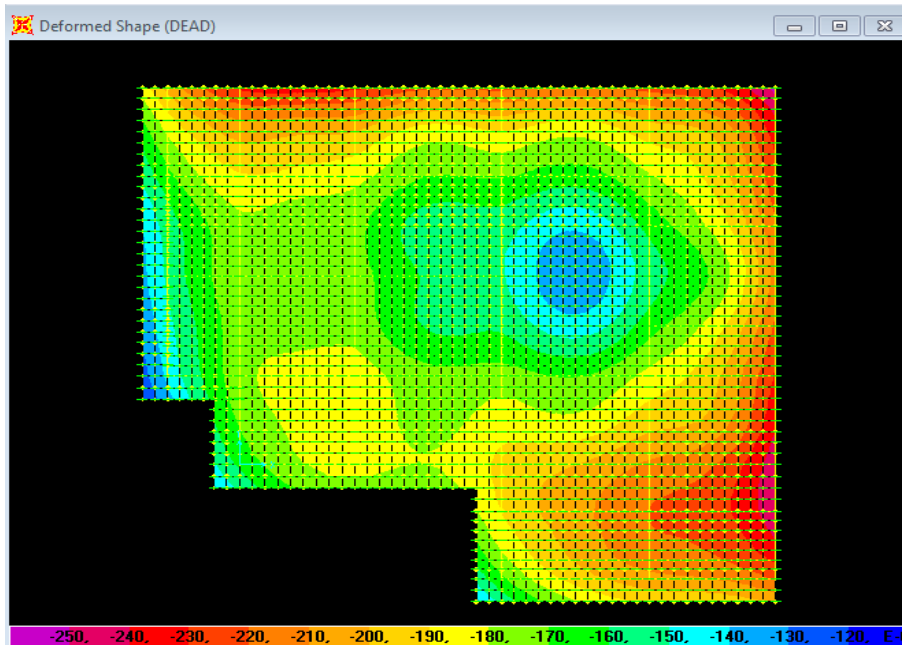


Figure VII.2 : Déplacement maximum selon l'axe Z (bloc B')

VII.5.5. Différentes sollicitations :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol. D'après SAP2000 :

Tableau VII.1 : les sollicitations de la dalle.

Bloc B'				
	ELU		ELS	
	M11(KN.m)	M22 (KN.m)	M11 (KN.m)	M22 (KN.m)
Appui	599,5222	576,9519	412,8449	407,3748
Travée	487,961	366,3754	354,9075	306,3638
Bloc B				
	ELU		ELS	
	M11(KN.m)	M22 (KN.m)	M11 (KN.m)	M22 (KN.m)
Appui	585,5077	522,2679	410,9935	403,6864
Travée	440,5552	332,3699	309,6003	293,8006

Tableau VII.2 : Les sollicitations de la nervure.

Bloc B'				
	ELU		ELS	
	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
Appui	890,1489	596,811	648,7507	413,321
Travée	763,7202		576,4937	
Bloc B				
	ELU		ELS	
	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
Appui	850,9527	576,859	663,2294	423,46
Travée	695,2439		505,8605	

VII.5.6. Ferrailage du radier:

Le ferrailage se fait en flexion simple avec une bande de 1 ml dans les deux directions, l'une suivant le sens X-X, et l'autre suivant le sens Y-Y.

VII.5.6.1. Ferrailage de la dalle : On calcule pour une bande de 1ml

VII.5.6.1.1. Calcul à l'ELU :

Dans le sens x-x :

- **En travée :** $M_{trav} = 487,961 \text{ KN.m}$ (Bloc B')

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{487,961 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,075 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (A}_{sc}=0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,098$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,098) = 0,6484 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{487,961 \times 10^{-3}}{0,6484 \times \frac{400}{1,15}} = 21,62 \text{ cm}^2$$

Le choix : **15T16=30,15 cm²**

- **En appui** : $M_a = 599,5222 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{599,5222 \times 10^{-3}}{1 \times (0,675)^2 \times 14,17} = 0,092 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,122$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,122) = 0,6421 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{599,5222 \times 10^{-3}}{0,6421 \times \frac{400}{1,15}} = 26,83 \text{ cm}^2$$

Le choix : **17T16 = 34,18 cm²**

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 67,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 8,15 \text{ cm}^2$$

Dans le sens y-y :

- **En travée** : $M_{trav} = 366,3754 \text{ KN.m}$ (Bloc B')

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{366,3754 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,057 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,073) = 0,6553 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{366,3754 \times 10^{-3}}{0,6553 \times \frac{400}{1,15}} = 16,07 \text{ cm}^2$$

Le choix : **15T16 = 30,15 cm²**

- **En appui** : $M_a = 576,9519 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{576,9519 \times 10^{-3}}{1 \times (0,675)^2 \times 14,17} = 0,089 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089}) = 0,117$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,117) = 0,64 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{576,9519 \times 10^{-3}}{0,64 \times \frac{400}{1,15}} = 25,77 \text{ cm}^2$$

Le choix : **17T16 = 34,18 cm²**

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 8,15 \text{ cm}^2$$

- **Section minimum R.P.A99 V 2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 75 \times 100 = 37,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \text{ min}}$$

Sens X-X :

$$A_{stx} + A_{sax} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 30,15 + 34,18 > 37,5 \rightarrow 64,33 \text{ cm}^2 > 37,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

Sens Y-Y :

$$A_{sty} + A_{say} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 30,15 + 34,18 > 37,5 \rightarrow 64,33 \text{ cm}^2 > 37,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

VII.5.6.1.2. Vérification à l'ELS :**Dans le sens x-x :**

- **En travée :** $M_{trav} = 354,9075 \text{ KN.m}$ (Bloc B')

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{30,15}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 67,5 \times 30,15}{15 \times 30,15^2}} - 1 \right)$$

$$x = 20,60 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 = \frac{1 \times 0,1877^3}{3} + 15 \times 24,12 \times 10^{-4} (0,675 - 0,1877)^2$$

$$I = 0,0128 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{354,9075 \times 10^{-3} \times 0,206}{0,0128} = 5,68 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 354,9075 \times 10^{-3} \times (0,675 - 0,206)}{0,0128} = 194,14 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times (0,6 + 0,06 \times 25)} \right) = 201,633 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 5,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 194,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En appui :** $M_a = 412,8449 \text{ KN.m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{34,18}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 67,5 \times 34,18}{15 \times 34,18^2}} - 1 \right)$$

$$x = 21,68 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,2168^3}{3} + 15 \times 34,18 \times 10^{-4} (0,675 - 0,2168)^2$$

$$I = 0,0142 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{412,8449 \times 10^{-3} \times 0,2168}{0,0142} = 6,32 \text{ MPa.}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 412,8449 \times 10^{-3} \times (0,675 - 0,2168)}{0,0142} = 200,39 \text{ MPa}$

➤ **Vérification :**

$\sigma_{bc} = 6,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$\sigma_{st} = 200,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

						Béton		Acier	
Position		M _s (MN.m)	A _{st} (cm ²)	X (cm)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	< σ̄ _{bc}	σ _{st} (MPa)	< σ̄ _{st}
BLOC B'	X-X Travée	354,9075	30,15	20,60	0,0128	5,68	C.V	194,14	C.V
	X-X Appui	412,8449	34,18	21,68	0,0142	6,32	C.V	200,39	C.V
	Y-Y Travée	306,3638	30,15	20,60	0,0128	4,91	C.V	167,53	C.V
	Y-Y Appui	407,3748	34,18	21,68	0,0142	6,24	C.V	197,74	C.V
BLOC B	X-X Travée	309,6003	26,14	19,42	0,0115	5,23	C.V	194,08	C.V
	X-X Appui	410,9935	34,18	21,68	0,0142	6,29	C.V	199,49	C.V
	Y-Y Travée	293,8006	26,14	19,42	0,0115	4,96	C.V	184,17	C.V
	Y-Y Appui	403,6864	34,18	21,68	0,0142	6,18	C.V	195,95	C.V

VII.5.6.1.3. Vérification au cisaillement :

Tableau VII.4 : Effort tranchant dans la dalle.

	Bloc B'		Bloc B	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens-X	1548,89KN	1386,29KN	1522,83KN	1339,82KN
Sens-Y	1459,57KN	1224,52KN	1422,83KN	1199,62KN

$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$ Pour une fissuration préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$

Bloc B' :

Dans le sens x :

$T_{u \text{ max}} = 1548,89 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1548,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 2,29 \text{ MPa.}$

Dans le sens y :

$T_{u \text{ max}} = 1459,57 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1459,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 2,16 \text{ MPa.}$

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

Donc : il n'y a pas un risque de cisaillement.

Bloc B :

Dans le sens x :

$T_{u \text{ max}} = 1522,83 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1548,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 2,25 \text{ MPa.}$

Dans le sens y :

$T_{u \text{ max}} = 1422,83 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1459,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 2,16 \text{ MPa.}$

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

VII.5.6.1.4. Calcul de l'espacement :

Selon **B.A.E.L91** : $\rightarrow St \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0,9 \times 75 ; 40 \text{ cm})$

$St \leq \min (67,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$

On prend : **St = 15 cm**

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.

Bloc B'						
Sens	Calculé		Adopté		A _{min} (cm ²)	St (cm)
	A _{st} (travée) (cm ²)	A _{st} (appui) (cm ²)	A _{st} (travée) (cm ²)	A _{st} (appui) (cm ²)		
x-x	21,62	26,83	15T16=30,15	17T16=34,18	37,5	15
y-y	16,07	25,77	15T16=30,15	17T16=34,18	37,5	15
Bloc B						
Sens	Calculé		Adopté		A _{min} (cm ²)	St (cm)
	A _{st} (travée) (cm ²)	A _{st} (appui) (cm ²)	A _{st} (travée) (cm ²)	A _{st} (appui) (cm ²)		
x-x	19,44	26,17	13T16=26,14	17T16=34,18	37,5	15
y-y	14,53	23,21	13T16=26,14	17T16=23,18	37,5	15

VII.5.6.2. Ferrailage de la nervure :**VII.5.6.2.1. Calcul à l'ELU :**

- **En travée** : $M_{\text{trav}} = 763,7202 \text{ KN.m}$ (Bloc B')

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{763,7202 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_R \longrightarrow \text{Donc section simple armature (A}_{sc}=0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}) = 0,074$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,08(1 - 0,4 \times 0,074) = 1,047 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{763,7202 \times 10^{-3}}{1,047 \times \frac{400}{1,15}} = 20,94 \text{ cm}^2$$

Le choix : **12T16+6T12=30,92 cm²**

- **En appui** : $M_a = 890,1489 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{890,1489 \times 10^{-3}}{0,8 \times (1,08)^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Donc section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,087$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,08(1 - 0,4 \times 0,087) = 1,042 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{890,1489 \times 10^{-3}}{1,042 \times \frac{400}{1,15}} = 24,54 \text{ cm}^2$$

Le choix : **12T16+6T14=33,37 cm²**



➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 10,43 \text{ cm}^2$$

• **Section minimum R.P.A99 V 2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 0,8 \times 1 = 48\text{cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \text{ min}}$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 30,92 + 33,37 > 48 \rightarrow 64,29 \text{ cm}^2 > 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

VII.5.6.2.2.Vérification à l'ELS :

• **En travée :** $M_{\text{trav}} = 576,4937 \text{ KN.m}$ (Bloc B')

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{30,92}{80} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 80 \times 108 \times 30,92}{15 \times 30,92^2}} - 1 \right)$$

$$x = 30,06 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,8 \times 0,3006^3}{3} + 15 \times 30,92 \times 10^{-4} (1,08 - 0,3006)^2$$

$$I = 0,0354 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{576,4937 \times 10^{-3} \times 0,3006}{0,0354} = 4,89 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 576,4937 \times 10^{-3} \times (1,08 - 0,3006)}{0,0354} = 190,29 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 4,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 190,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

					Béton		Acier		
		M _s (MN.m)	A _{st} (cm ²)	X (cm)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	< σ̄ _{bc}	σ _{st} (MPa)	< σ̄ _{st}
BLOC B'	Travée	576,4937	30,92	30,06	0,0354	4,89	C.V	190,29	C.V
	Appui	648,7507	33,37	31,03	0,0376	5,35	C.V	199,08	C.V
BLOC B	Travée	505,8605	30,92	30,06	0,0354	4,29	C.V	166,98	C.V
	Appui	663,2294	33,37	31,03	0,0376	5,47	C.V	201,52	C.V

VII.5.6.2.3. Vérification au cisaillement :

$T_{u \max} = 596,811 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{596,811 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08} = 0,69 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$ Pour une fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$

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

Donc : il n'y a pas un risque de cisaillement.

VII.5.6.2.4. Calcul d'espacement des cadres: D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30 \text{ cm}\right)$

$S_t \leq \min(30 ; 19,2 ; 30)$

$S_t = 15 \text{ cm}$

$L = 2 \times h = 2 \times 120 = 240 \text{ cm}$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$S_t' \leq 60$

On adopte un espacement de : $S_t' = 25 \text{ cm}$

VII.5.6.2.5. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10}\right)$

$\phi_t \leq \min(3,43 ; 1,6 ; 8)$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Récapitulation du ferrailage de la nervure.

	A _{min} (cm ² /ml)	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
		Travée		Appui		S _t (cm)	S _t ' (cm)	φ _t (mm)
		A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)			
Bloc B'	48	20,943	12T16+6T12	24,540	12T16+6T14	15	25	8
Bloc B	48	19,012	= 30,92	23,4209	=33,37	15	25	8

Coupe en travée

Coupe en appui

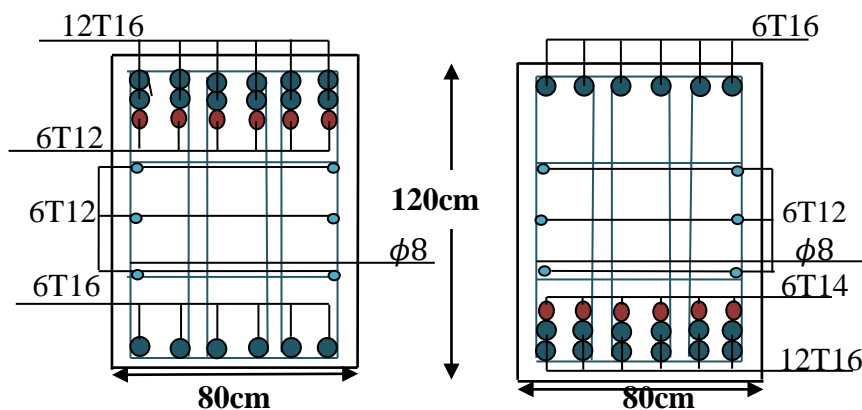


Figure VII.3 : Ferrailage des nervures.

VII.6. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

D'après le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.6.1. Dimensions du voile :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au 1^{er} sous sol.

On va faire les calculs pour une bande de 1ml, une hauteur de 2,73 m, et une épaisseur de 0,25m.

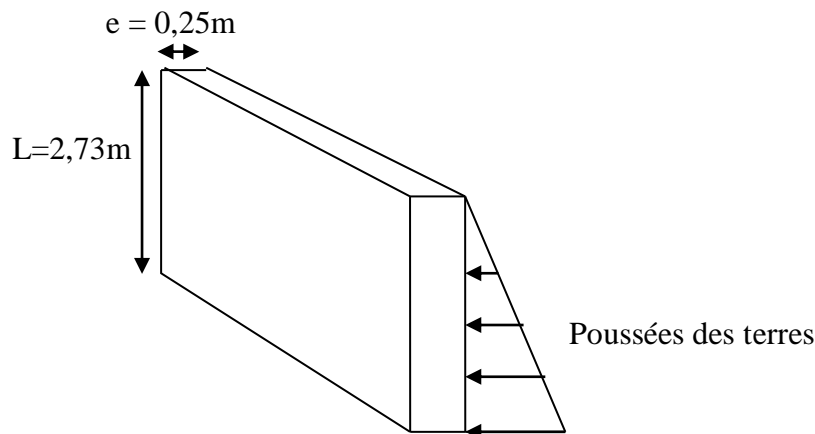


Figure VII.4: Voile périphérique.

VII.6.2. Evaluation des charges :

Les charges appliquées sur le voile périphérique sont :

- Charge permanente (G) : due au poids propre et la poussée des terres.
- Surcharge d'exploitation (Q = 2,5 KN/m²)

VII.6.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

- Poids volumique des terres humides : $\gamma=17\text{KN/m}^3$.
- L'angle de frottement interne : $\varphi=30^\circ$.
- La cohésion : $C=0 \text{ KN/m}^2$.
- La profondeur : $H=2,73 \text{ m}$.

VII.6.4. Calcul de forces :

- Coefficient de poussée : $K_0=1 - \sin\varphi =1-\sin30 =0,5$

- Force due à la poussée du sol : $F_1=(\gamma H K_0-2C\sqrt{K_0}) \times \frac{H}{2}$

$$F_1=(17 \times 2,73 \times 0,5) \times \frac{2,73}{2}$$

$$F_1=31,67\text{KN/ml}$$

- Force due à la surcharge q : $F_2 = (q \times K_0) \times H = (2,5 \times 0,5) \times 2,73 = 3,41 \text{ KN/ml}$

VII.6.5. Combinaisons d'actions :

- **ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35 \times (31,67) + 1,5 \times (3,41) = 47,87 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$Q_u = G + Q$$

$$Q_u = 31,67 + 3,41 = 35,08 \text{ KN/m}^2$$

VII.6.6. Calcul de ferrailage :

On a fait la modélisation du voile périphérique par SAP2000 avec une section de $(0,25 \times 1 \text{ ml})$ donc les valeurs moments et des chargements sont tirés directement du logiciel SAP2000.

Le calcul de ferrailage du voile périphérique se fait en flexion simple.

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions.

$$\text{On a: } M_u = 20,93 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 15,506 \text{ KN.m}$$

ELU:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,93 \times 10^{-3}}{0,25 \times (0,9)^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Donc section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007}) = 0,009$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9(1 - 0,4 \times 0,009) = 0,897 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{20,93 \times 10^{-3}}{0,897 \times \frac{400}{1,15}} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,08\% B = 0,08\% \times 25 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix des Armatures : } 6T12 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 6,79 \text{ cm}^2$$

ELS:

On considère que les fissurations sont préjudiciables, donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x - d') - \eta A_{st}(d - x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{6,79}{25} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 25 \times 90 \times 6,79}{15 \times 6,79^2}} - 1 \right)$$

$$x = 23,31 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,25 \times 0,2331^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} (0,9 - 0,2331)^2$$

$$I = 5,585 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{15,506 \times 10^{-3} \times 0,2331}{5,585 \times 10^{-3}} = 0,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 15,506 \times 10^{-3} \times (0,9 - 0,2331)}{5,585 \times 10^{-3}} = 27,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 27,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.6.7. Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe est calculé comme suit :

Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) = \min (75; 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL,91)}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min (4h_0; 33 \text{ cm}) = \min (100; 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL,91)}$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm.}$$

VII.6.8. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 30,63 \text{ KN (tiré a partir du SAP2000)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{30,63 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,90} = 0,136 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.7. Conclusion :

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondations.

Nos données nous a permis de choisir le radier général comme type de fondations convenable, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre, notre voile est en béton armé, il reprend les efforts de poussées des terres et il travail comme obstacle, il est calculé à la flexion simple sous un moment fléchissant.

Chapitre VIII :

ETUDE

MANAGÉRIALE

VIII.1. Introduction :

Le monde a changé vers l'innovation du mode constructif .Chaque pays donne une très grande importance au secteur d'habitat et crée une concurrence entre les promoteurs afin d'avoir des structures économiques, durables dans un délai très restreint avec une forme architecturale qui répond à tous les critères.

La conception et la réalisation d'un projet de construction exigent une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet.

Tout projet doit être planifié, quelque soit son importance ou sa complexité ; la planification est un outil indispensable de management de projet. Elle permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. La planification est également un facteur de communication entre les différents participants du projet. Elle permet alors de maîtriser les interfaces du projet.

Notre objectif dans ce chapitre est de compléter notre étude technique par une étude managériale afin de calculer le coût et le délai de notre projet.

VIII.2. Management de projet :

VIII.2.1. Définition :

Le management de projet est un processus organisationnel d'utilisation des ressources, en vue d'atteindre les objectifs et buts de l'entreprise d'une manière efficace et efficiente.

Le management de projet fournit à la fois :

- Une plus grande probabilité d'obtenir un résultat souhaité.
- L'efficacité du groupe de travail à satisfaire les différents besoins des parties prenantes du projet.
- La garantie d'une bonne utilisation des ressources.

VIII.2.2. Le projet :

Selon la norme ISO 10006, Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant les contraintes de délais, de coûts et de ressources.

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfini dans les délais et avec le budget convenu.

Les trois facteurs les plus importants dans le management du projet sont :

- La performance : le projet doit être réalisé dans des bonnes conditions
- Le coût : le budget alloué doit être respecté.
- Le délai : le projet doit être livré à temps.

Le thème central qui relie ces trois composantes est le terme (Qualité) puisque le projet doit répondre aux exigences de qualité du ou des clients.

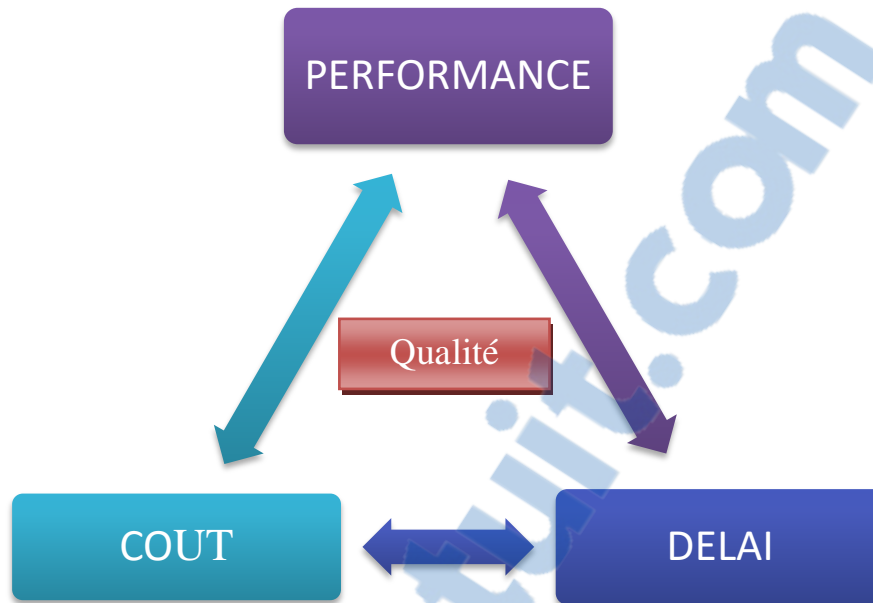


Figure VIII.1 : Caractéristiques d'un projet.

VIII.2.3. Le rôle du manager :

Ce dernier a une responsabilité non négligeable puisqu'il doit diriger, superviser et contrôler le projet du début à la fin.

Voici quelques exemples de ce qu'un gestionnaire de projet doit accomplir :

- Il doit définir le projet, le réduire à un ensemble de tâches à gérer, obtenir des ressources appropriées et construire une équipe pour effectuer le travail.
- Il doit aussi définir l'objectif final du projet et motiver l'équipe de projet afin qu'elle termine le travail à temps.
- Il doit informer régulièrement toutes les parties prenantes des progrès du projet.
- Il doit sans cesse évaluer les risques car, aucun projet ne se déroule jamais tout à fait comme prévu.

VIII.2.4. Cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise.

L'ensemble de ces phases est regroupé dans la figure suivante :

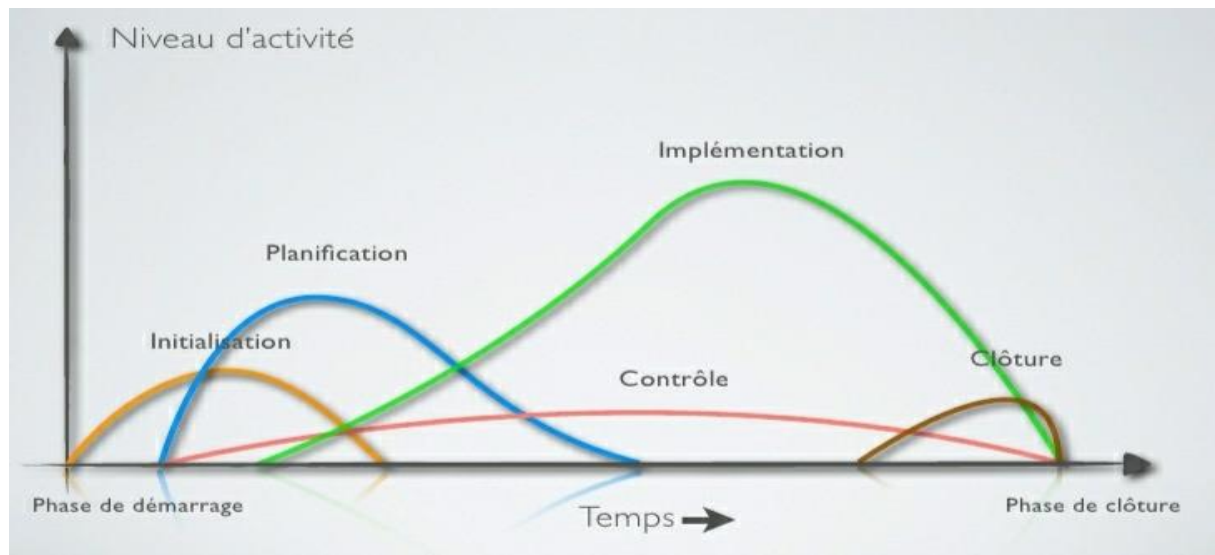


Figure VIII.2: Cycle de vie du projet. [fr.slidesare.net]

- **Initialisation**
La demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.
- **Planification**
Le contenu du projet est définie de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée ; l'échéance, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.
- **Réalisation**
Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.
- **Contrôle**
La surveillance des activités en cours par rapport au plan de gestion projet. Vérification de la conformité des biens livrables par rapport aux objectifs. L'élaboration des rapports d'avancement.
- **Clôture**
Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

Remarque :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous intervenons spécialement dans la première phase de définition pour le contenu technique du projet (Partie étude et calcul), puis nous intervenons dans la phase planification pour déterminer le calendrier, le budget et les ressources nécessaires pour la réalisation de notre projet.

VIII .3. Les différents intervenants dans le projet :

- **Le maître d'ouvrage :** est la personne physique/morale qui sera le propriétaire de l'ouvrage. Ses principales missions seront :
 - Fixer les objectifs.
 - Fixer l'enveloppe budgétaire.
 - Fixer les délais souhaités pour la réalisation du projet.

- **Le maître d'œuvre** : est une personne physique/morale qui reçoit mission du maître de l'ouvrage pour assurer la conception, la réalisation et le contrôle d'un ouvrage conformément au programme de réalisation du projet.
- **Le contrôle technique** : Le contrôle technique dans un projet est obligatoire, car il doit assurer les conditions de sécurité des personnes, et la solidité des ouvrages.
- **L'entreprise** : L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage. Elle doit exécuter les travaux conformément au contrat conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

Dans notre cas, les différents intervenants dans le projet sont :

- Maître de l'ouvrage : promoteur.
- Maître d'œuvre : Bureau d'étude spécialisée chargé par le maître de l'ouvrage.
- Architecte : il conçoit et dessine le bâtiment pour répondre au cahier des charges (fonctionnalité, esthétique).
- Entreprise : pour la réalisation des travaux, en assurant les moyens matériels nécessaires et une main d'œuvre qualifiée et en nombre requis, par rapport à la nature de l'ouvrage.
- Contrôle technique : sera assisté par CTC (contrôle technique de construction).
- Etude du sol : sera suivie par le laboratoire.

VIII.4. Planification de notre projet :

La gestion de projet est une démarche visant à structurer, assurer et optimiser le bon déroulement d'un projet. Il faut mettre en œuvre les outils de l'analyse fonctionnelle, de planification (WBS, Gantt), gérer un budget, motiver et animer l'équipe du projet, maîtriser les risques. Tout cela en conciliant les intérêts du propriétaire et des parties prenantes.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons fixé comme objectifs de définir le délai et le coût. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons utilisé les outils suivants :

VIII.4.1. Works breakdown structure (WBS):

La WBS est une approche systémique, elle consiste en un découpage technique du projet. Elle apparaît sous forme de représentation graphique du projet, le découpant par niveaux successifs jusqu'au degré de détail nécessaire à une planification et un contrôle adéquats.

La WBS permet de visualiser l'ensemble du projet et d'éviter les oublis et permet aussi d'achever le projet dans le temps voulu. La WBS est représentée dans l'annexe (C).

VIII.4.2. Le diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet et de se rendre compte de son avancement.

Il est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. Ce diagramme permet de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

Notre diagramme de GANTT finale de ce projet figure dans l'annexe (D).

VIII.5. Les ressource :

VIII.5.1. Les ressources humaines :

Le nombre de groupe affecté au présent projet est de 8 :

Groupe ingénieurs : qui s'occupe de toutes les tâches de l'étude et de suivi dans le projet.

Groupe coffreurs : qui s'occupe de toutes les tâches de coffrage dans le projet.

Groupe ferrailleurs : qui s'occupe de toutes les tâches de ferrailage dans le projet.

Groupe maçons : qui s'occupe de toutes les tâches de bétonnage dans le projet.

Groupe électriciens : qui s'occupe de toutes les tâches d'électricités dans le projet.

Groupe menuisiers : qui s'occupe de toutes les tâches de menuiserie dans le projet.

Groupe enduit : qui s'occupe de toutes les tâches d'enduit dans le projet.

Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet.

Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus (chef de groupe et manœuvres).

VIII.5.2. Les ressources matérielles et matériaux :

Tableau VIII.1 : Ressources matériels et matériaux.

Ressources matériels		Ressources matériaux	
Une grue	Une cabine de chantier	Hourdi	Brique simple
Une bétonnière	Une cintreuse pour les barres d'acier	Bois ou métalliques pour coffrage	Enduit en ciment
Une pelleteuse	Un échafaudage métallique	Fer pour ferrailage	Tôle ondulée (Zinc)
Un malaxeur béton	Une pompe à béton	File d'électricités (1,5 ; 2,5 et 6 mm).	Treillis soudé pour dalle
Panneau d'affichage	Projecteurs électriques	Béton	

VIII.6. Utilisation de logiciel de la planification (MS Project) :

Le MS Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données de projet.

Nous avons déjà déterminé les durées des activités, donc ils nous restent que d'identifier et documenter les liens logiques entre les activités de l'échéancier, il existe plusieurs types des liens :

- **Liaison fin-début** : Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.
- **Liaison fin-fin** : L'achèvement de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.
- **Liaison début-début** : Le démarrage de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.
- **Liaison début-fin** : L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.

Nous avons introduit toutes les informations sur logiciel MS Project 2010 et on obtient les résultats suivants :

- Le début du projet est prévu le : **02/02/2020.**
- La fin du projet est prévu le : **09/05/2024.**
- La durée du projet est de 1364 jours de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ 46mois.

VIII.7. Le devis quantitatif – estimatif :

Le devis quantitatif et estimatif est le document par lequel il est possible d'estimer le coût des travaux pour la réalisation du projet.

VIII.7.1. Méthode de calcul :

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le budget contractuel, il est nécessaire de planifier, d'estimer, de budgétiser et de bien maîtriser les coûts du projet.

Pour l'estimation des coûts, il existe plusieurs moyens et plusieurs méthodes :

- **Estimation par analogique (Descendante)** : Elle consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel.
- **Détermination du taux de coût (Ascendante)** : Les coûts unitaires de chaque ressource (exemples : salaire horaire du personnel, prix d'un matériau au mètre cube) doivent être connus afin de calculer le coût des activités de l'échéancier.
- **Estimation paramétrique** : L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables.
- **Logiciels de gestion de projet**

L'estimation du coût de notre projet à été faite par la méthode la plus fiable, c'est-à-dire on détermine les taux de coût des ressources.

Pour calculer le devis de notre projet, on doit suivre une séquence logique résultante des phases suivantes :

- **Classification des travaux** : Dans différents groupes de travaux homogènes.
- **Mesure des travaux** : Consiste à évaluer la juste quantité pour chaque élément du métré nécessaire à la mise en œuvre du projet.

Après la détermination des quantités nécessaires pour la réalisation du bâtiment, on passe à un calcul de devis estimatif, on applique les prix unitaire aux quantités calculées.

Le devis quantitatif-estimatif est résumé dans le tableau suivant, avec :

(PU (DA)) : Le prix unitaire en Dinar Algérien.

(Montant (DA)) : Le montant total en Dinar Algérien.

Tableau VIII.2 : Devis estimatif et quantitatif des deux blocs (B & B')

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	P. U	Montant
1-Infrastructures					
1-1Terrassement					
1.1.1	Débroussaillage de la terre, décapage et nivellement pour l'emprise, y compris transport à la décharge public	m3	1 420,000	1 200,00	1 704 000,00
1.1.2	Terrassement généraux périphérique autour des blocs en terrain compact dur	m3	285,000	2 000,00	570 000,00

1.1.3	Remblai des vides en terre de dépôt, y compris arrosage compactage	m3	180,000	400,00	72 000,00
1.1.4	Remblai sous hérissonage en terre sélectionnée (tuf, stérile)	m3	195,000	700,00	136 500,00
1.1.4	Evacuation des terres excédentaires à la décharge	m3	1 071,000	400,00	428 400,00
				Sous Total (1)	2 910 900,00
1-2 Béton en fondation					
1.2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg / m ³ ép. =10 cm sous radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage.	m3	94,670	5 500,00	520 685,00
1.2.2	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration	m3	721,5	27000,00	19 480 500,00
1.2.3	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour nervure y compris coffrage, décoffrage, nettoyage	m3	356,67	27000,00	9 630 090,00
1.2.4	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour voiles périphériques y compris coffrage, décoffrage, nettoyage	m ³	118,03	27000,00	3 776 960,00
1.2.5	Herrissonage en pierres sèches ép: 0,20 m sur dalle flottante arrosée et compactée	m ²	480,000	700,00	336 000,00
1.2.6	Plate forme de 10 cm d'ép, en béton armé avec treillis soudé (15x15cm), coulée sur herissonage , y compris film polyane , et séparation de la dalle flottante par joint en polystyrène de 02 cm d'ép	m ²	480,000	900,00	432 000,00
1.2.6	Pose de joint de dilatation en polystyrène	m ²	7,500	600,00	4 500,00
				Sous Total (2)	31 723 775,00
1-3 Evacuation int et ext					
1.3.1	Fourniture et pose de conduites d'assainissement en PVC U assainissement PN06 à joint, y compris assemblage, jointoiment lit de sable et toutes sujétions de mise en service	ml	36,00	2 800,00	100 800,00
1.3.2.	Exécution de regard de réception et de jonction des eaux EP, EV et EU en béton légèrement armé, y compris dalle couverture en béton				
	a-dim 0,80m x 0,80m	un	12,00	10 000,00	120 000,00
	b-dim 1,00m x 1,00m	Un	6,00	12 000,00	72 000,00
	c-dim 1,50m x 0,80m	Un	6,00	13 000,00	78 000,00
				Sous Total (3)	370 800,00
				TOTAL (1)	35 005 475,00
2-Superstructures					
2-1Superstructures					
2.1.1	B.A pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m ³	m3	834,945	27000,00	22 543 509,60
2.1.2	B.A pour poutres et chainages dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage	m3	632,959	27000,00	17 089 893,00
2.1.3	B.A pour voile dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage	m3	831,148	27000,00	22 440 985,20
2.1.4	B.A pour dalle pleine dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage	m3	330,481	20 000,00	6 609 620,00

2.1.5	B.A pour escalier droit dosé à 350 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailage	m ³	35,400	27000,00	955 800,00
2.1.6	Plancher en corps creux semi préfabriqué 16 + 4	m ²	7 224,035	2 000,00	14 448 070,00
2.1.7	B.A pour acrotère dosé à 350 kg/m ³ y compris coffrage et ferrailage	m ³	11,000	25 000,00	275 000,00
Sous Total (1)					84 362 877,80
2-2Maçonnerie int et ext :					
2.2.1	Maçonnerie double paroi d'ép 30cm pour mur extérieur:15+10cm, y compris bandeaux, arc, et détail d'architecture suivant plan de façade	m ²	4 141,604	1 500,00	6 212 405,40
2.2.2	Maçonnerie simple paroi en brique de 15 cm	m ²	482,250	1 050,00	506 362,50
2.2.3	Maçonnerie simple paroi en brique de 10 cm	m ²	2 430,000	1 000,00	2 430 000,00
Sous Total (2)					9 148 767,9
2-3Enduits int et ext :					
2.3.1	Enduits lisse en ciment sur murs extérieurs en 03 phases avec arrêtes, y compris bandeaux, arc, et détail d'architecture suivant plan de façade	m ²	2 913,000	600,00	1 747 800,00
2.3.2	Enduits en ciment sous plafonds en 03 phases avec arrêtes	m ²	2 961,000	600,00	1 776 600,00
2.3.3	Enduits en ciment sur murs intérieurs en 03 phases avec arrêtes	m ²	6 208,000	600,00	3 724 800,00
2.3.4	Revêtement en mignonnette sur une hauteur 1,20 m pour cage escalier	m ²	369,000	1 500,00	553 500,00
2.3.5	Enduits à la tyrolienne en ciment sur façade extérieur	m ²	540,000	500,00	270 000,00
Sous Total (3)					8 072 700,00
2-4Revêtement des sols et murs :					
2.4.1	Pose de carrelage granito 25cmx25cm 1er choix	m ²	6 209,000	1 200,00	7 450 800,00
2.4.2	Pose de plinthe 1er choix en terre cuite vernissée de h=0,07 m	ml	3 348,000	220,00	736 560,00
2.4.3	Pose de faïence de couleur 20cmx30cm pour cuisine, loggia et WC et SDB	m ²	1 080,000	1 500,00	1 620 000,00
2.4.4	Pose de frise pour faïence pour cuisine, loggia, WC et SDB	ml	288,000	400,00	115 200,00
2.4.5	Revêtement en marche et contre marche en plaque de granito d'ép 03 cm	m ²	6 210,000	2 300,00	14 283 000,00
Sous Total (4)					24 205 560,00
2-5Ouvrages divers :					
2.5.1	Exécution de potager de cuisine 0,60mx2,50 m, comprenant paillasse, jambage, enduits et revêtement en plaque de marbre blanc de 3 cm d'ép	un	36,000	30 000,00	1 080 000,00
2.5.2	Pose de claustrât en terre cuite rouge	m ²	m ²	6 211,000	4 500,00
2.5.3	Pose de colonnette 0,1mx1,00m sur façade en ciment moulé	un	54,000	2 000,00	108 000,00
Sous Total (5)					29 137 500,00
2-6Revêtement en tuiles :					
2.6.1	Pose de tuile décorative, y compris toutes	m ²	22,500	4 000,00	90 000,00

	sujétions de parfaite exécution				
2.6.2	Exécution d'une chape de réglage sous tuile de 7cm d'ép exécutée en micro béton dosé à 350 kg/m ³ , avec arrêtes droites, y compris toutes sujétions	m ²	6 212,000	600,00	3 727 200,00
Sous Total (6)					3 817 200,00
2-7Conduits de fumée et ventilation:					
2.7.1	Exécution de souches de cheminée en brique de 10 cm en terrasse, y compris dalle	un	7,500	8 500,00	63 750,00
2.7.2	Exécution d'une gaine d'évacuation type shunt en brique de 10 cm suivant détail et sujétions de mise en œuvre	ml	115,500	2 000,00	231 000,00
Sous Total (7)					294 750,00
2-8Etanchéité:					
2.8.1	F/P forme de pente en béton	m ²	586,500	1 100,00	645 150,00
2.8.2	F/P Isolation thermique y compris toutes sujétions de mise en œuvre (polyène, polystyrène,...)	m ²	586,500	450,00	263 925,00
2.8.3	F/P d'étanchéité multicouche	m ²	586,500	1 100,00	645 150,00
2.8.4	F/P de relevé d'étanchéité	ml	222,000	900,00	199 800,00
2.8.5	F/P de gravier de protection	m ²	586,500	400,00	234 600,00
2.8.6	Etanchéité sous carrelage	m ²	586,500	800,00	469 200,00
2.8.7	F/P de gargouilles	u	6,000	2 000,00	12 000,00
2.8.8	F/P de couvre joint vertical en PVC accordéon	ml	60,000	1 600,00	96 000,00
Sous Total (7)					2 565 825,00
TOTAL (1)					181 350 137,70
3-Menuiserie bois et métallique :					
3-1Menuiserie métallique :					
3.1.1	Fet pose de porte métallique dim 1,40x2,20 pour entrée bloc	un	2,000	30 000,00	60 000,00
3.1.2	Fet pose de porte métallique dim 0,94x2,20 pour entrée logement	un	36,000	20 000,00	720 000,00
3.1.3	Fet pose de tube rond 0 40 mm pour main courante	ml	79,500	900,00	71 550,00
3.1.4	Fet pose de tube rond 0 40 mm posé sur séchoir	ml	36,000	900,00	32 400,00
3.1.5	F et Pose d'un ensemble de boite à la lettre métallique pour 12 lgs	un	3,000	7 000,00	21 000,00
3.1.6	Fet pose de trappe d'accès métallique dim 0,80x0,80	un	3,000	6 000,00	18 000,00
3.1.7	Fet pose de porte grille métallique pour gaine technique de regroupement des compteurs, suivant détail SONELGAZ	un	3,000	20 000,00	60 000,00
3.1.8	Fet pose de porte niche compteur gaz naturel type Sonelgaz	un	3,000	2 500,00	7 500,00
Sous Total (7)					990 450,00
3-2Menuiserie bois :					

3.2.1	Fourniture et pose de porte salon vitrée, double vantaux avec alaise périphérique de largeur 10cm, y compris cadre en bois de 7x7 ; de dim 1,40x2,17	un	36,000	15 000,00	540 000,00
3.2.2	Fourniture et pose de porte isoplane avec alaise périphérique de largeur 10cm y compris cadre en bois de 7x7 ; de dim 0,84x2,20	un	144,000	9 000,00	1 296 000,00
3.2.3	Fourniture et pose de porte isoplane, avec alaise périphérique de largeur 10cm y compris cadre en bois de 7x7 ; de dim 0,74x2,20	un	72,000	8 500,00	612 000,00
3.2.4	Fourniture et pose de fenêtre avec persienne, y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 1,20x1,40	un	144,000	15 000,00	2 160 000,00
3.2.5	Fourniture et pose de fenêtre avec persienne, y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 0,80x1,40	un	21,000	13 000,00	273 000,00
3.2.6	Fourniture et pose de fenêtre sans persienne, y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 1,40x0,60 p/ cage escalier	un	48,000	7 000,00	336 000,00
3.2.7	Fourniture et pose de fenêtre, y compris cadre en bois de 7x7 de dim 0,50x0,50 avec ouvrant à bascule p/sdb et wc	un	72,000	4 000,00	288 000,00
3.2.8	Fourniture et pose de porte placard sous potager de cuisine, y compris cadre en bois de 7x7; de dim 0,60x2,30	un	36,000	12 000,00	432 000,00
3.2.9	Fourniture et pose de porte pour gaine technique, y compris cadre en bois ; de dim 0,40x1,40	un	40,000	6 000,00	240 000,00
3.2.10	F & pose d'une grille d'aération basse 20x20cm pour porte cuisine, wc et SDB	un	72,00	400,00	28 800,00
Sous Total (2)					6 877 800,00
TOTAL (3)					7 868 250,00
4-Electricité :					
4.1.1	F et pose de tableau de distribution pour logt type F3 composé de : 01 disjoncteur différentiel 32A 02 divisionnaire 10A pour circuit allumage 02 divisionnaire 16A pour circuit prise	un	36,000	18 000,00	648 000,00
4.1.2	F et Pose d'un ensemble de regroupement de compteur électrique 14 cpt) en bakélite y compris branchement au coffret -C- en 4x25 mm ²	un	3,000	80 000,00	240 000,00
4.1.3	Fet pose de câble 2x6 mm ²	ml	570,000	300,00	171 000,00
4.1.4	Fet pose de fil électrique 1x2,5 mm ² pour liaison du logt au câble de terre	ml	147,000	40,00	5 880,00
4.1.5	Fet pose de boîte de dérivation intérieur 100mm x100mm	un	72,000	100,00	7 200,00
4.1.6	Fet pose de câble en cuivre 1x28 mm ² pour mise à la terre	ml	54,000	400,00	21 600,00
4.1.7	Fet pose de barrette de coupure	un	3,000	500,00	1 500,00
4.1.8	Fet pose de piquet de terre, y compris mise à la terre	un	3,000	800,00	2 400,00
4.1.9	Fet pose d'interrupteur simple allumage	un	252,000	700,00	176 400,00
4.1.10	Fet pose d'interrupteur double allumage	un	36,000	700,00	25 200,00

4.1.11	Fet pose de bouton poussoir pour sonnerie	un	36,000	700,00	25 200,00
4.1.12	Fet pose de sonnerie	un	36,000	1 000,00	36 000,00
4.1.13	Fet pose d'interrupteur va et vient	un	72,000	700,00	50 400,00
4.1.14	Installation électrique complète pour la minuterie de la cage d'escalier, y compris minuterie, 06 boutons poussoirs, 05 hublots avec lampe de 100 w, y compris toutes sujétions et disjoncteur unipolaire	for	3,000	50 000,00	150 000,00
4.1.15	Fet pose de prise de courant 2P 16A	un	144,000	700,00	100 800,00
4.1.16	Fet pose de prise de courant 2P+T 16A	un	108,000	750,00	81 000,00
4.1.17	Fet pose de prise de courant étanche 2P+T 16A	un	36,000	800,00	28 800,00
4.1.18	Fet pose de lampe à incandescence 60W 220V	un	216,000	700,00	151 200,00
4.1.19	Fet pose d'hublot incandescent étanche pour sdb et séchoir avec lampe de 40W	un	72,000	1 800,00	129 600,00
4.1.20	Fet pose d'applique linolithe pour lavabo	un	36,000	2 000,00	72 000,00
4.1.21	Fet pose de néon pour cuisine de 0,6 de longueur	un	36,000	2 000,00	72 000,00
4.1.22	F/P d'ascenseur y compris bouton, câbles	un	2	12 000 000,00	
TOTAL (4)					14 196 180,00
5-Plomberie sanitaire :					
5.1.1	Fet pose de lavabo en porcelaine vitrifié, y compris siphon de vidange, raccordement aux chutes	un	36,000	8 000,00	288 000,00
5.1.2	Fet pose de robinetterie mélangeuse EC,EF pour lavabo	un	36,000	3 000,00	108 000,00
5.1.3	Fet pose de siège à la turque avec siphon, y compris raccordement au chute et toutes sujétions	un	36,000	6 000,00	216 000,00
5.1.4	Fet pose d'évier avec égouttoir en INOX à une cuve, y compris siphon de vidange, raccordement aux chutes et toutes sujétions	un	36,000	4 000,00	144 000,00
5.1.5	Fet pose de robinetterie mélangeuse EC, EF pour évier de cuisine, y compris toutes sujétions	un	36,000	3 000,00	108 000,00
5.1.6	Fet pose de baignoire en gré émaillé de dim 1,70x0,70 m , y compris siphon de vidange, raccordement aux chutes et toutes sujétions	un	36,000	15 000,00	540 000,00
5.1.7	F et pose de robinetterie mélangeuse EC, EF avec pommeste de douche pour receveur de douche, y compris toutes sujétions	un	36,000	4 000,00	144 000,00
5.1.8	Fet pose de siphon de sol diamètre 100mm en acier, pour sdb et loggia, y compris raccordement aux chutes	un	72,000	500,00	36 000,00
5.1.9	Fet pose de robinet d'arrêt après compteur diam 15/21	un	36,000	1 000,00	36 000,00
5.1.10	Fet pose de vanne d'arrêt général 40/49	un	3,000	2 200,00	6 600,00

5.1.11	Fet pose de tuyauterie en acier galvanisé, y compris raccords, coudes colliers et fourreaux en plastique à la rencontre des planchers et murs a-colonne montante diam : 40/49 b-Alimentation intérieure diam : 15/21	ml	69,000	1 300,00	89 700,00
		ml	162,000	650,00	105 300,00
5.1.12	Fet pose de tuyauterie en cuivre écroui pour EF et EC, y compris raccord soudé-brasé, démontable sur branchement et collier pour raccordement des appareils sanitaire a-diam : 12/14 b-diam : 14/16	ml	1 152,000	900,00	1 036 800,00
		ml	36,000	1 100,00	39 600,00
5.1.13	F et pose de tuyauterie en PVC gris pour raccordement des appareils sanitaires aux chutes : diam: 40	ml	216,000	500,00	108 000,00
5.1.14	Fet pose de tuyauterie en PVC gris tamponné, y compris toutes sujétions p/ chute descente et fourreaux -EP : diam 110 a-EP : diam 110 b-EV (wc) : diam 110 c-EU , EM (sdb , cuisine) : diam 110	ml	108,000	800,00	86 400,00
		ml	96,000	800,00	76 800,00
		ml	96,000	800,00	76 800,00
5.1.15	Fet pose de robinet de puisage 15/21 au niveau du wc et séchoir	un	72,000	1 200,00	86 400,00
5.1.16	Fet et Pose de porte savonnette, porte serviette, glace et tablette p/ lavabo	un	36,000	2 000,00	72 000,00
5.1.17	Fet pose de grille d'aération de diam 20 cm au niveau de la cuisine	un	36,000	300,00	10 800,00
5-2Colonne montant gaz naturel					
5.2.1	Fet pose de tuyauterie en cuivre série gaz, y compris coudes, raccords soudure à l'argent, colliers , percement des planchers et fourreaux en plastique à la rencontre des planchers et murs a- colonne montante diam : 26/28 b- Alimentation des logts diam : 20/22	ml	72,000	2 000,00	144 000,00
		ml	18,000	1 500,00	27 000,00
5.2.2	F& pose de raccord diam : 10/32	un	3,000	600,00	1 800,00
5.2.3	F& pose de raccord diam : 06/20	un	36,000	1 500,00	54 000,00
5.2.4	F & pose de tés en cuivre avec soudure et fixation : 28/22/28	un	36,000	1 000,00	36 000,00
5.2.5	F & pose de robinet d'arrêt 06/20	un	36,000	1 500,00	54 000,00
5.2.6	F & pose d'une grille d'aération 20x20cm pour gaine gaz naturel	un	36,000	300,00	10 800,00
TOTAL (5)					3 742 800,00
6-Peinture vitrerie :					

6.1.1	Peinture vinylique pour murs extérieurs exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation + 02 couches de peinture)	m ²	2 913,000 0,000	170,00	495 210,00
6.1.2	Peinture vinylique pour murs intérieurs exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation+02 couches de peinture), y /c 02 couches d'enduit sous peinture	m ²	7 852,500 0,000	170,00	1 334 925,00
6.1.3	Peinture vinylique sous plafond exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation+02 couches de peinture), y /c 02 couches d'enduit sous peinture	m ²	2 481,000	170,00	421 770,00
6.1.4	Peinture à l'huile pour cuisines, sdb et wc sur mur, y compris 02 couches d'enduit sous peinture	m ²	1 467,000	170,00	249 390,00
6.1.5	Peinture à l'huile sous plafond, y compris une couche d'enduit	m ²	480,000	170,00	81 600,00
6.1.6	Peinture à l'huile sur menuiserie bois	m ²	180,000	170,00	30 600,00
6.1.7	Peinture à l'huile sur menuiserie métallique	m ²	112,500	170,00	19 125,00
6.1.8	Verre simple d'ep 02 mm pour fenêtres	m ²	213,000	1 500,00	319 500,00
6.1.9	Verre martelé pour portes	m ²	30,000	2 000,00	60 000,00
6.1.10	Verre armé d'ép 04 mm pour portes métalliques	m ²	4,500	3 000,00	13 500,00
TOTAL (6)					3 025 620,00
TOTAL GLOBAL en HT					221 516 205,70
TVA 07 %					15 506 134,40
TOTAL en TTC					237 022 340,10

RECAPITULATION

LOT N° 1 : Infrastructure	35 005 475,00
LOT N° 2 : Superstructure	169 677 880,70
LOT N° 3 : Menuiserie bois et métallique	7 868 250,00
LOT N° 4 : Electricité	2 196 180,00
LOT N° 5 : Plomberie sanitaire	3 742 800,00
LOT N° 6 : Peinture et Vitrierie	3 025 620,00
Total H.T :	221 516 205,70
TVA 07% :	15 506 134,40
Total TTC. :	237 022 340,10

Montant en lettres :

DEUX CENTS TRENTE SEPT MILLIONS VINGT DEUX MILLES TROIS CENTS QUARENTE ET DIX CENTIMES.

VIII.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons constaté que la planification du projet par le diagramme de Gantt permet de rendre un projet plus simple et plus clair à travers la (WBS) et facilite le suivi du projet au fur et à mesure de son avancement. L'estimation du coût global de notre projet est calculée suivant un devis estimatif et quantitatif.

Grace à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet (MS Project 2010), le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de gestion de projet.

Enfin, la bonne gestion permettra le bon déroulement de projet et assurera le bon pilotage.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, et l'application du diagramme de GANTT pour cerner le coût global et le délai de ce projet.

En effet, cet étude vise à identifier toutes les données et logiciel de calcul (SAP2000 ; Auto CAD, MS Project), ainsi que les règlements et les ressources génie civil (RPA99 /version 2003, DTR, BAEL) ayant un impact direct sur le choix de la solution immobilière, le budget, les délais, le scénario de réalisation et le design ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le prédimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Ce projet a permis aussi d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité faible (zone I). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP2000 a dû être effectuée, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol qui est de faible portance, on a considéré l'infrastructure comme un radier général pour obtenir une bonne stabilité de la structure.

En fin, l'étude managériale de projet nous à permis de faire une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais, et les couts préétablis.

Pour terminer, nous ne prétendons pas avoir résoudre le problème posé dans son intégralité, mais nous sommes, par ailleurs, convaincues que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

[2] [BAEL, 91] Jean-pierre Mougïn, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[3] [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

[4] [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[5] [PRATIQUE DU BAEL 91] Jean Percha, Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, quatrième Édition.

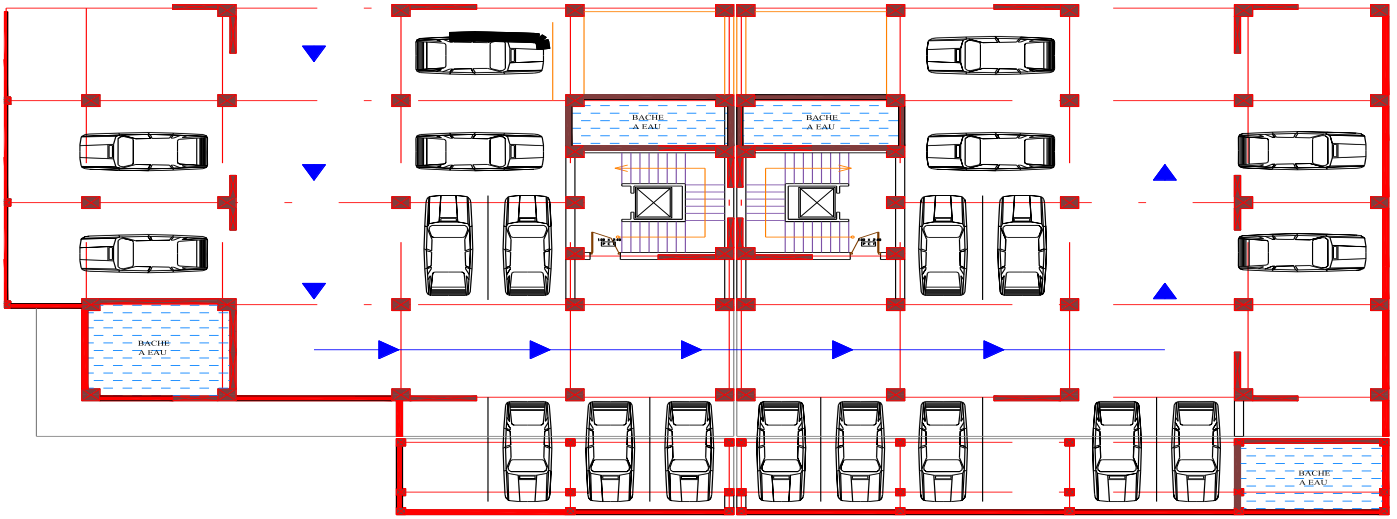
[6] Mémoire de MESSAOUDEN, Sid Ahmed et HALHALI ,Ayoub. «ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT SOUS SOL + RDC +10 ETAGES A ORAN.» Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

[7] Mémoire de OUAHMED , Basma et OUNADJELA, Khadidja. . «ETUDE TECHNICO-MANAGERIALE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE 2 SS+RDC+15 ETAGES » EN BETON ARME.» Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen.

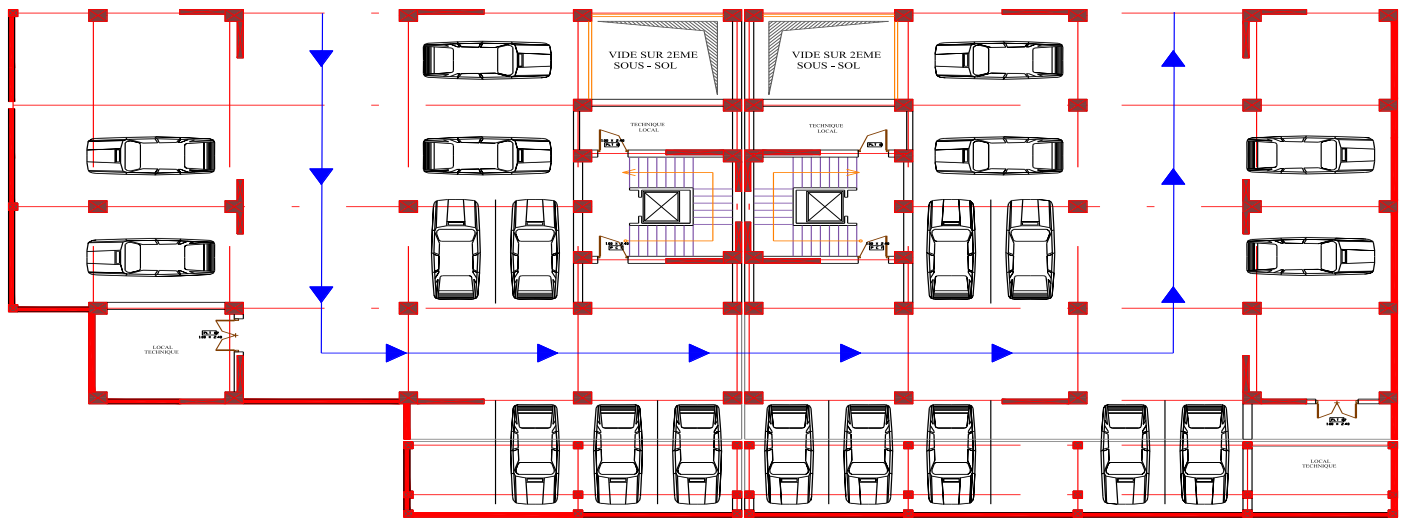
Logiciels utilisés :

- SAP 2000 version 14
- AUTOCAD 2013
- MS project 2010.
- WORD 2007
- EXCEL 2007

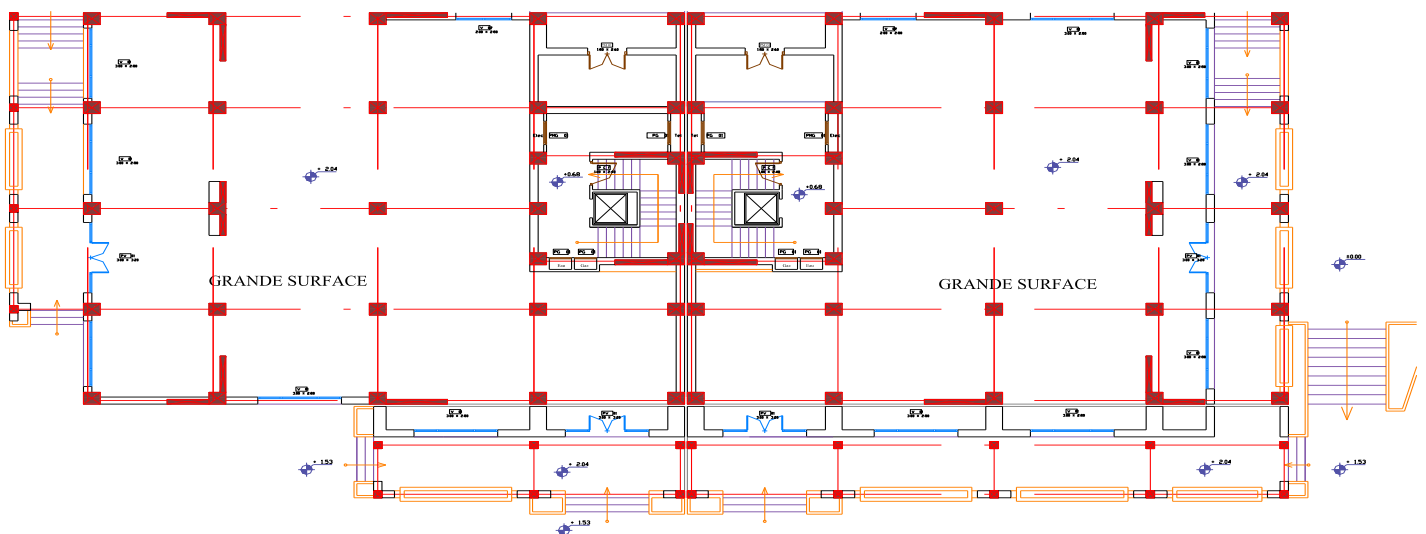
ANNEXE A



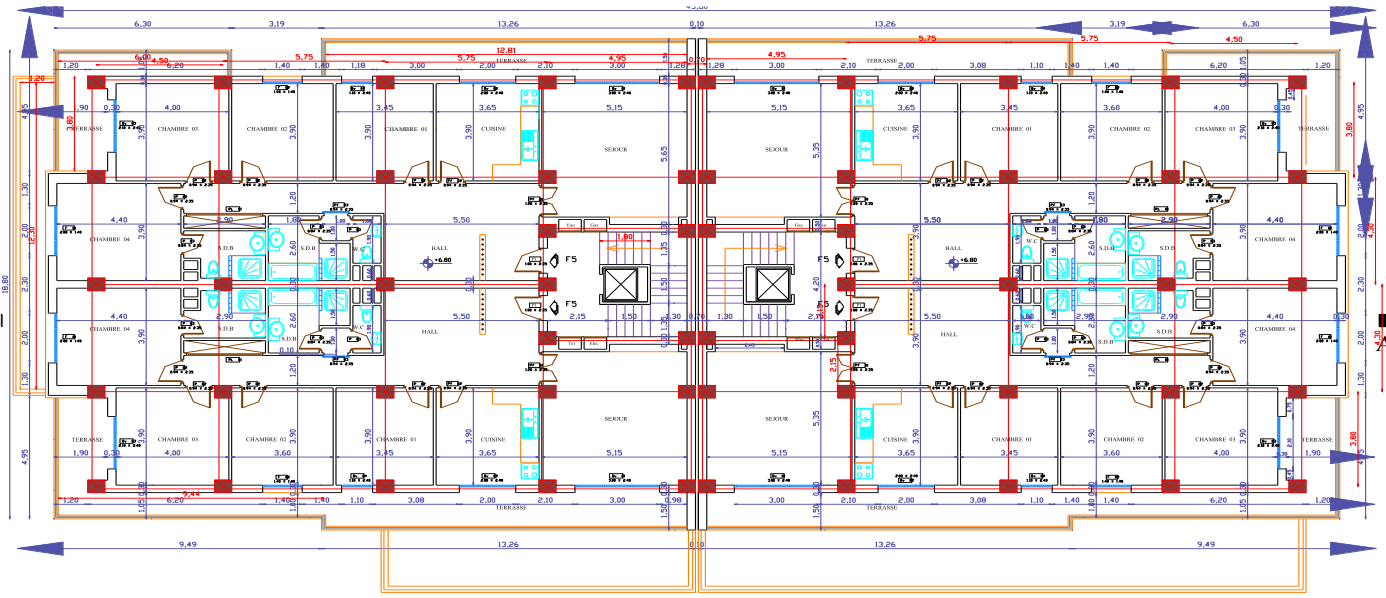
PLAN DU 2 eme SOUS - SOL
Ech:1/100



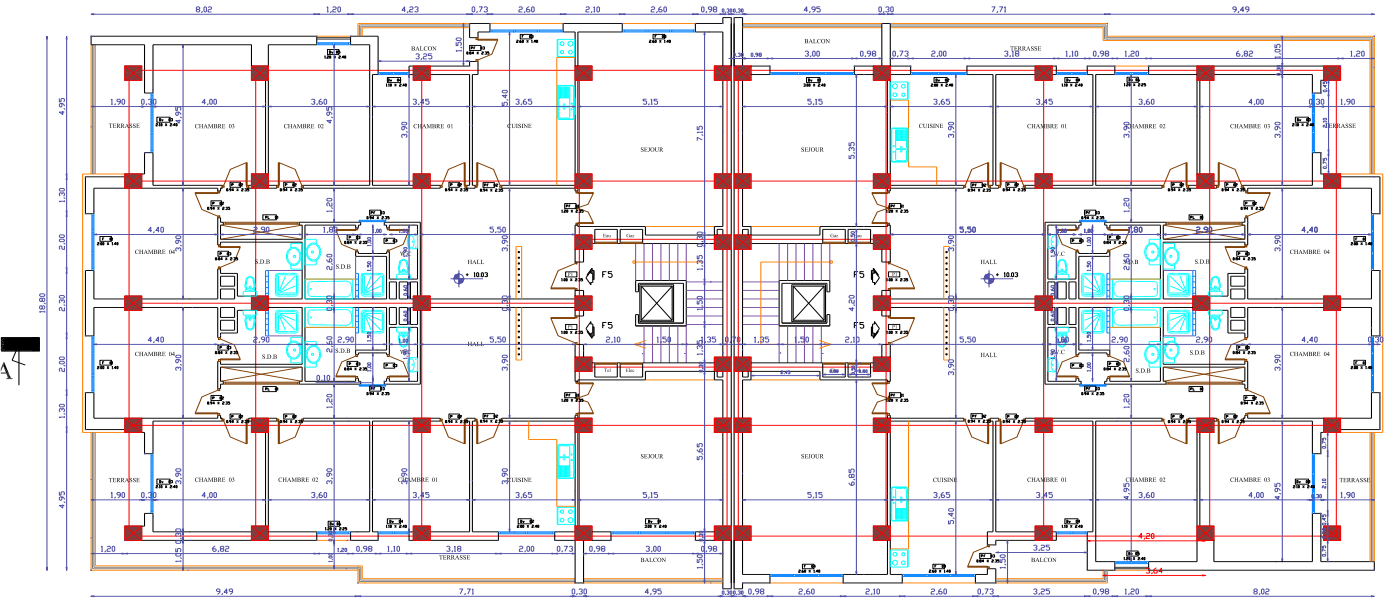
PLAN DU 1 er SOUS - SOL
Ech:1/100



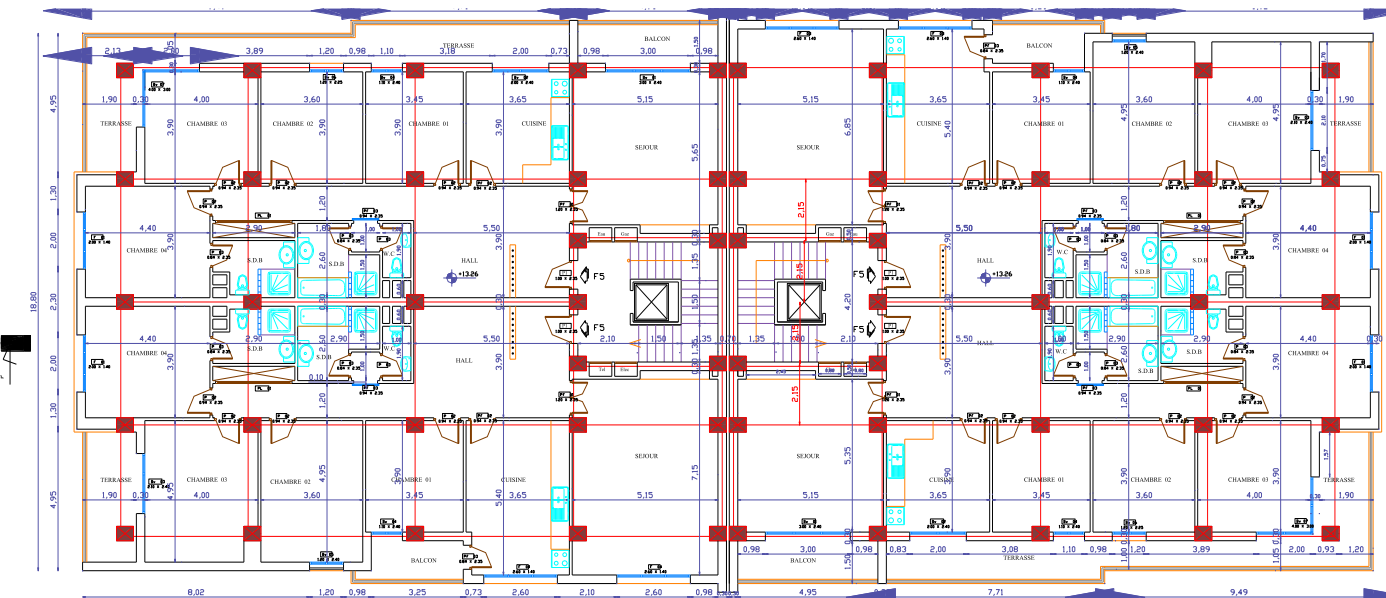
PLAN DU R.D.C
Ech:1/100



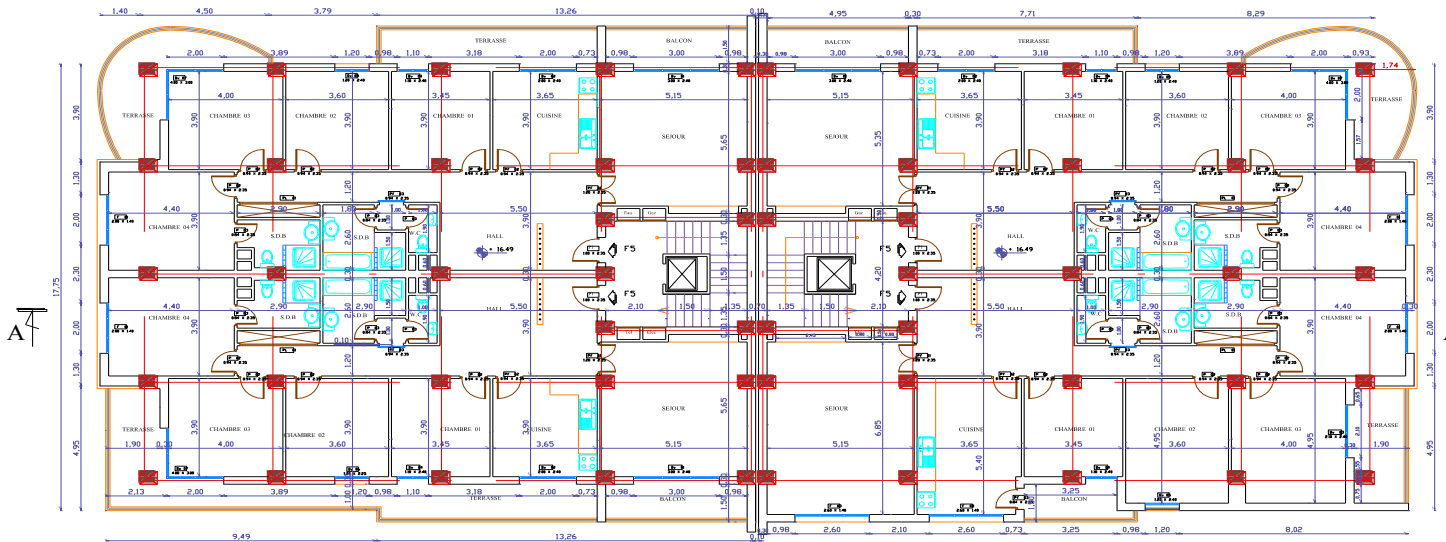
PLAN DU 1er ETAGE
Ech:1/50



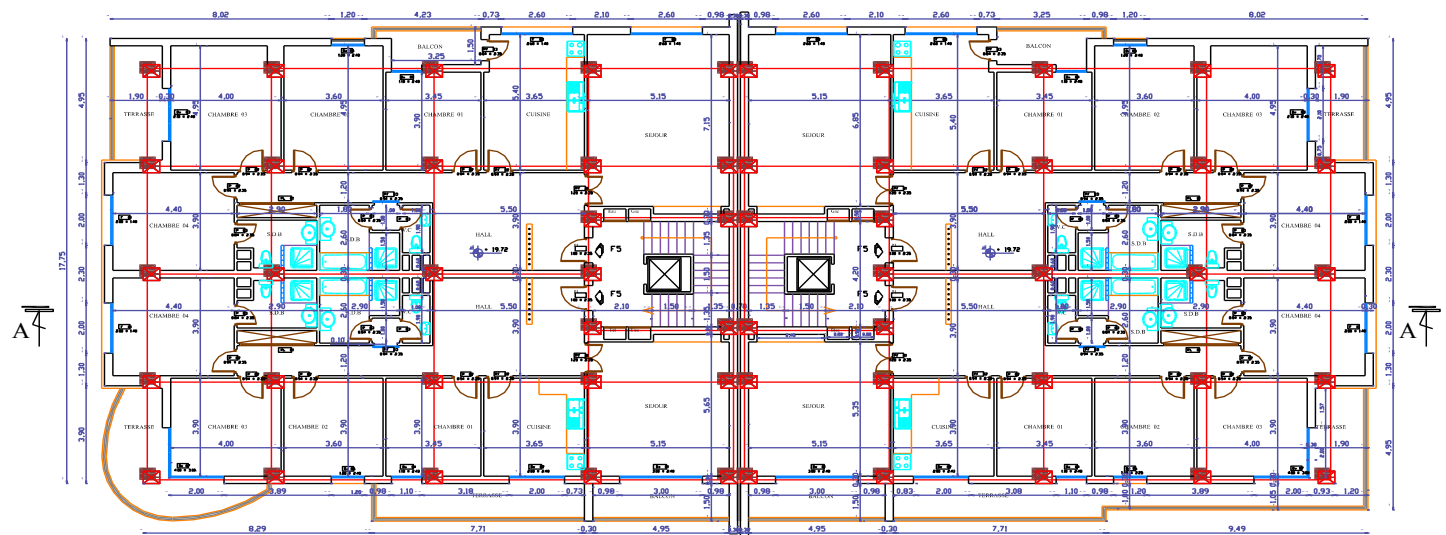
PLAN DU 2eme ETAGE
Ech:1/50



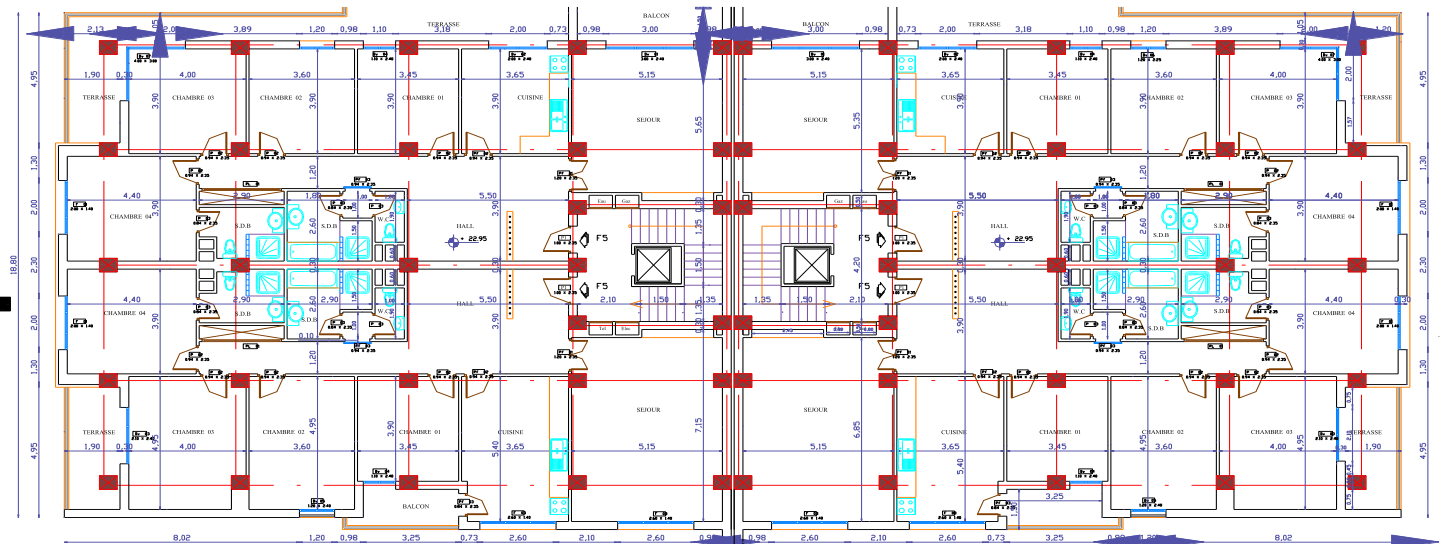
PLAN DU 3eme ETAGE



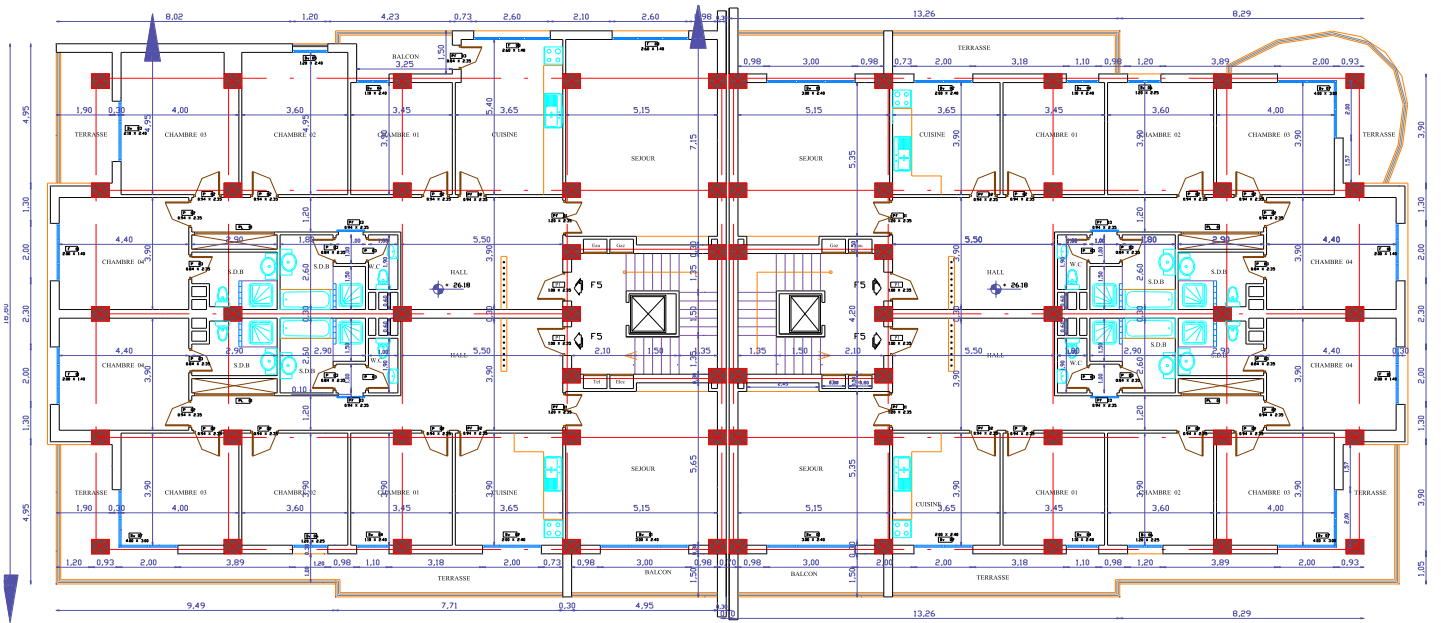
PLAN DU 4eme ETAGE
Ech:1/50



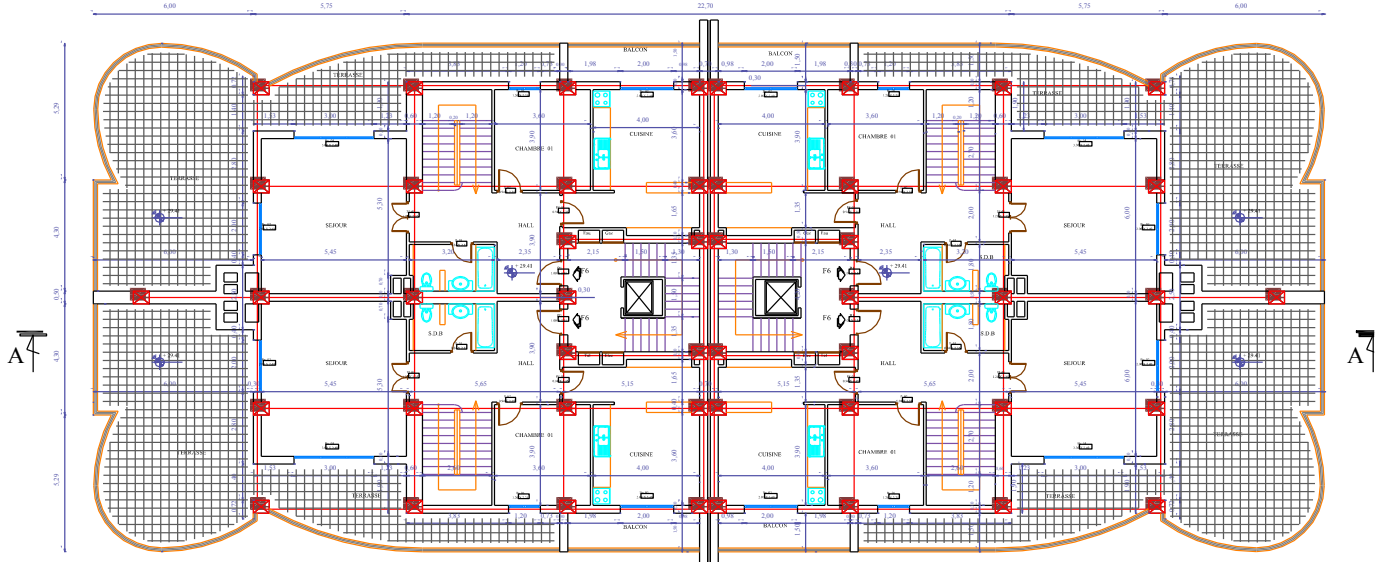
PLAN DU 5eme ETAGE
Ech:1/50



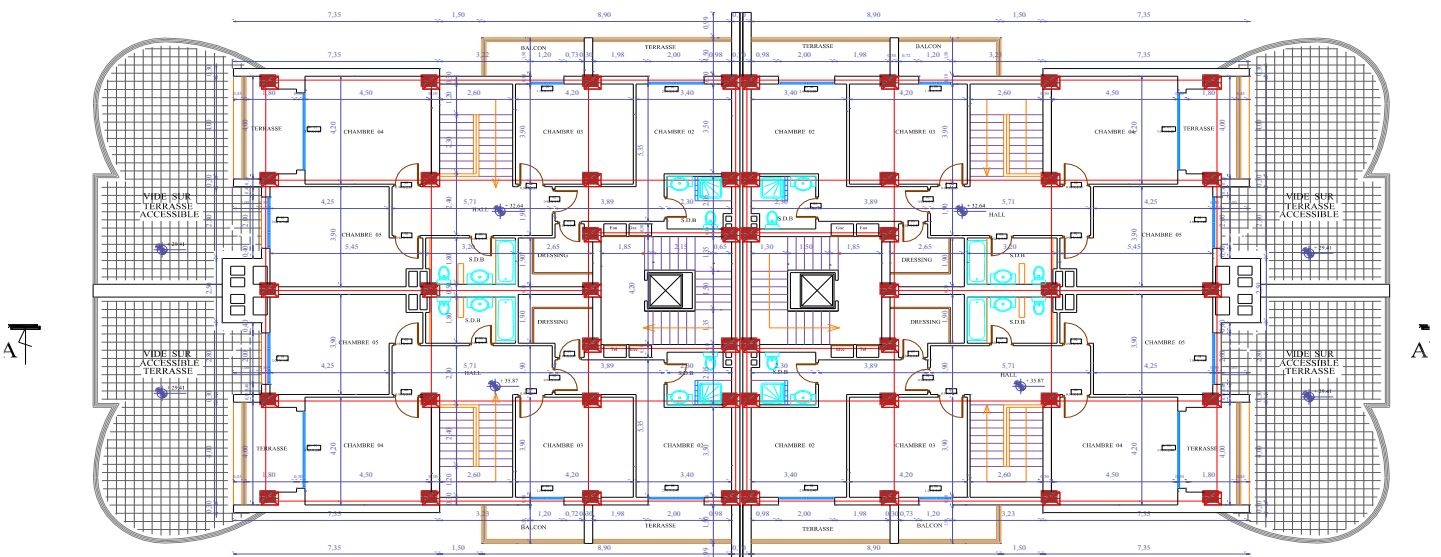
PLAN DU 6eme ETAGE



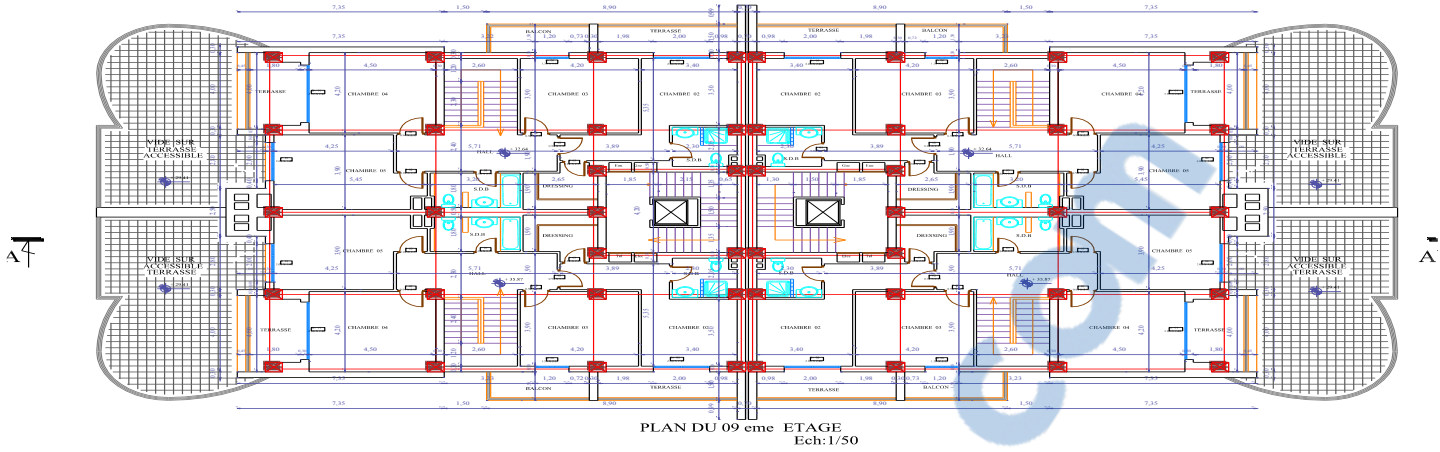
PLAN DU 7eme ETAGE



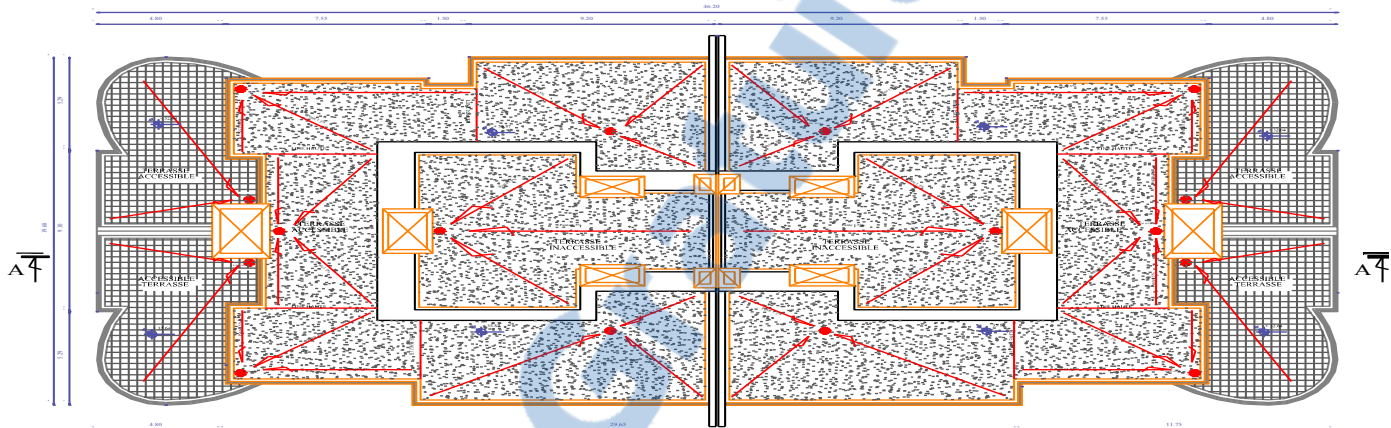
PLAN DU 8eme ETAGE
Ech:1/50



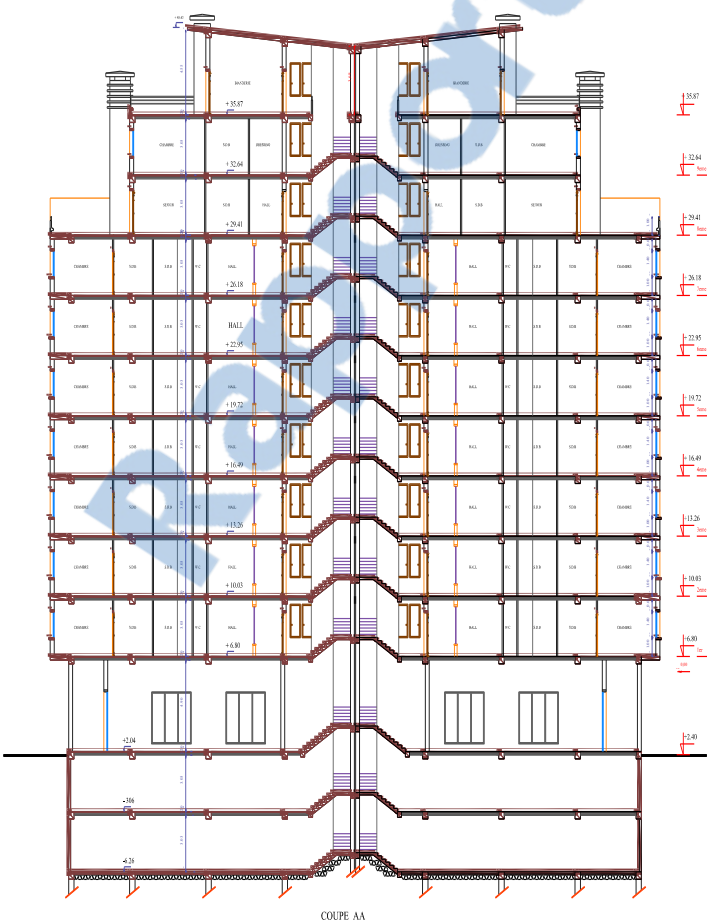
PLAN DU 09 eme ETAGE
Ech:1/50



PLAN DU 09 eme ETAGE
Ech:1/50



PLAN TERRASSE
Ech:1/50



COUPE AA
Ech:1/75

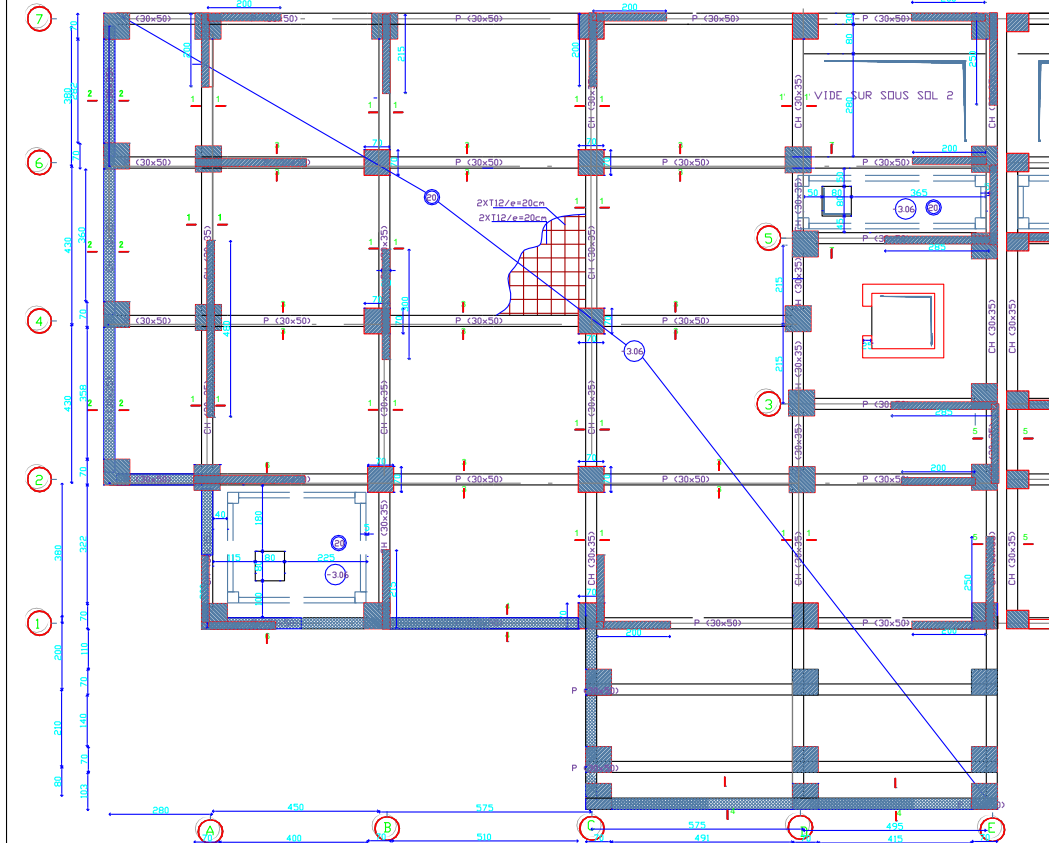


FACADE PRINCIPALE
Ech:1/75

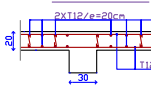
ANNEXE B

BLOC B'

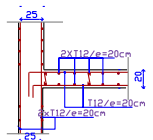
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT SOUS SOL 2 ECH:1/50



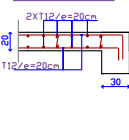
COUPE 1-1 ECH:1/20



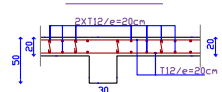
COUPE 2-2 ECH:1/20



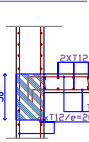
COUPE 1'-1' ECH:1/20



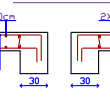
COUPE 3-3 ECH:1/20



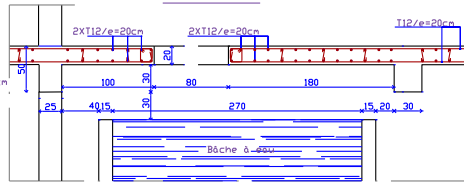
COUPE 4-4 ECH:1/20



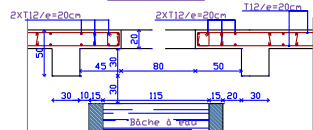
COUPE 5-5 ECH:1/20



COUPE 6-6 ECH:1/20



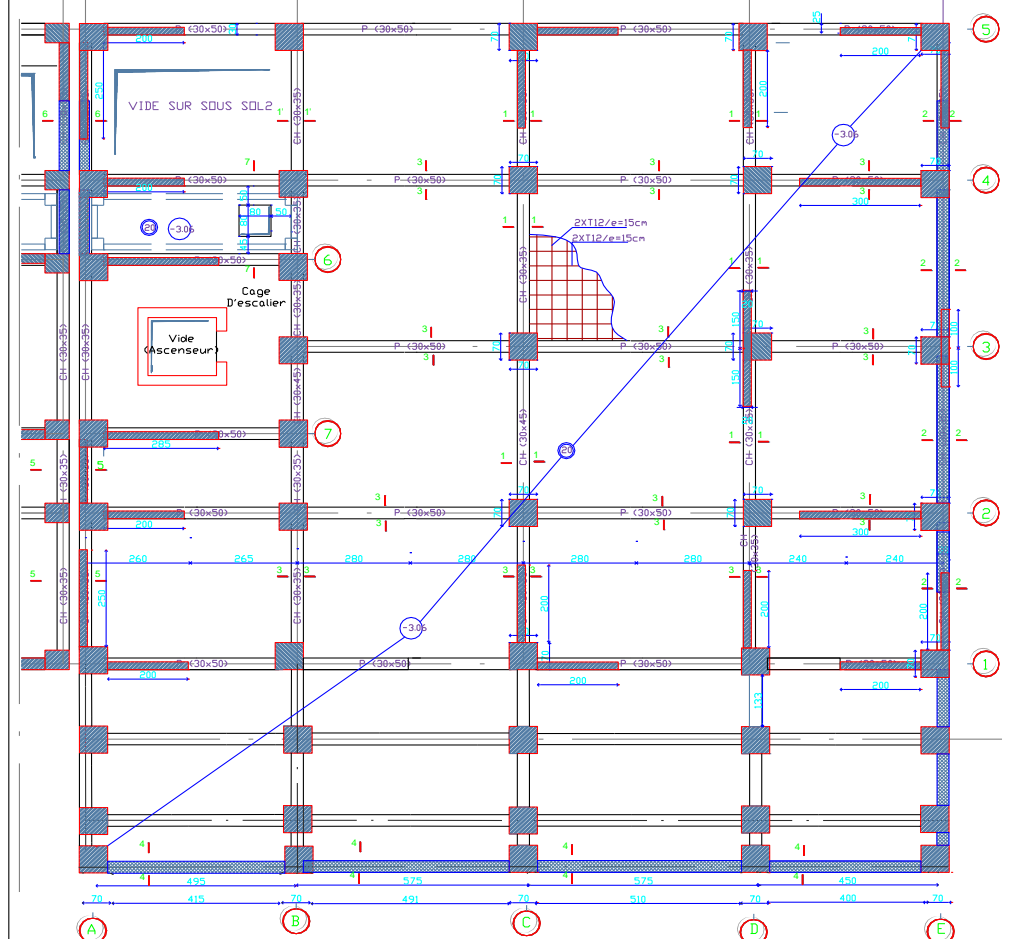
COUPE 7-7 ECH:1/20



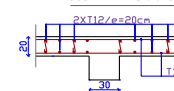
VOILE PERIPHERIQUE EP=25 CM

BLOC B

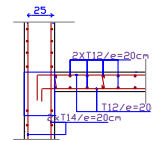
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT SOUS SOL 2 ECH:1/50



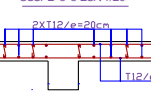
COUPE 1-1 ECH:1/20



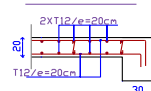
COUPE 2-2 ECH:1/20



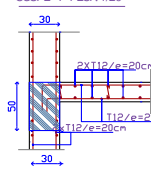
COUPE 3-3 ECH:1/20



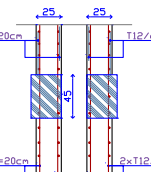
COUPE 1'-1' ECH:1/20



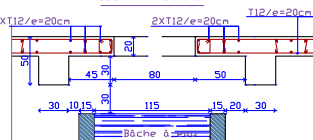
COUPE 4-4 ECH:1/20



COUPE 6-6 ECH:1/20



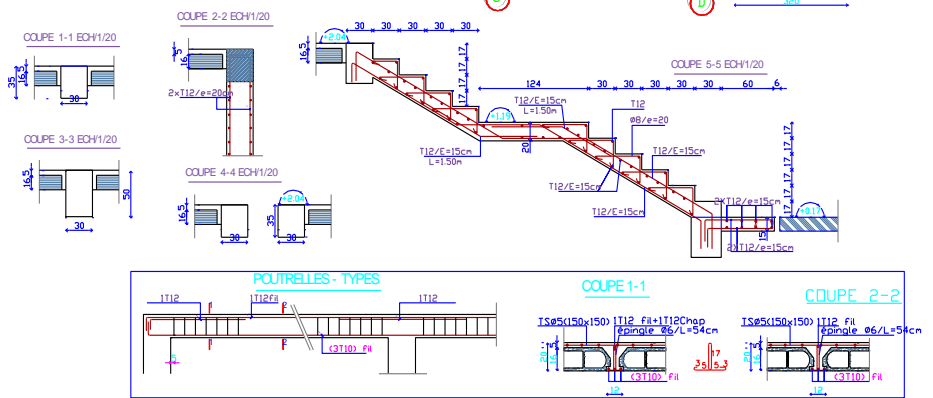
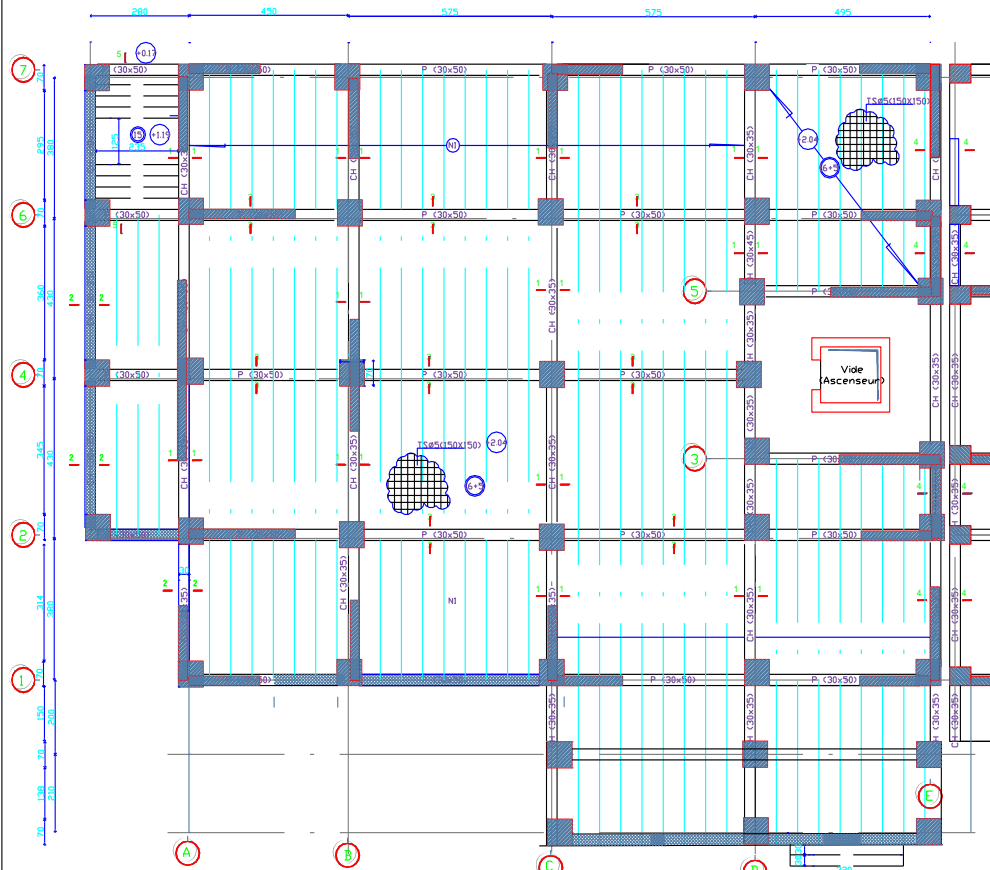
COUPE 7-7 ECH:1/20



2XT12/e=20cm

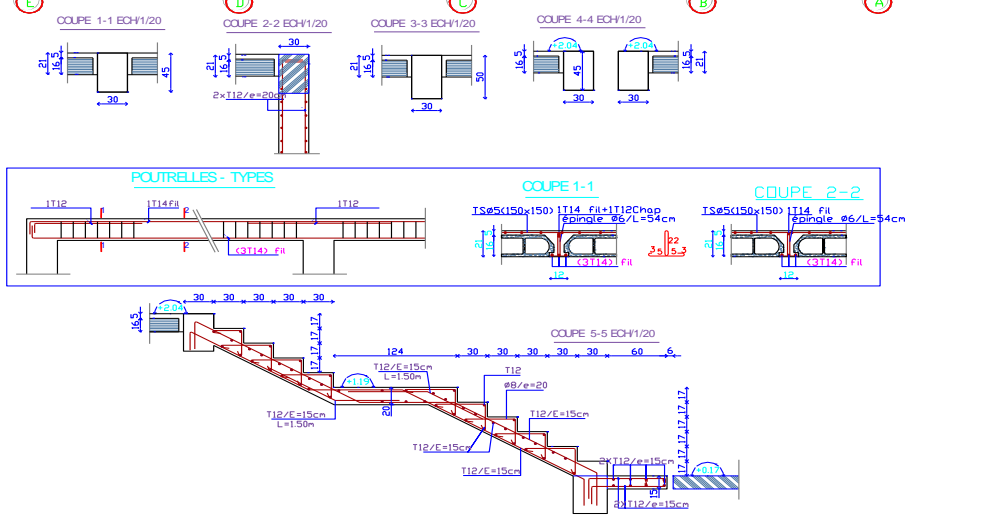
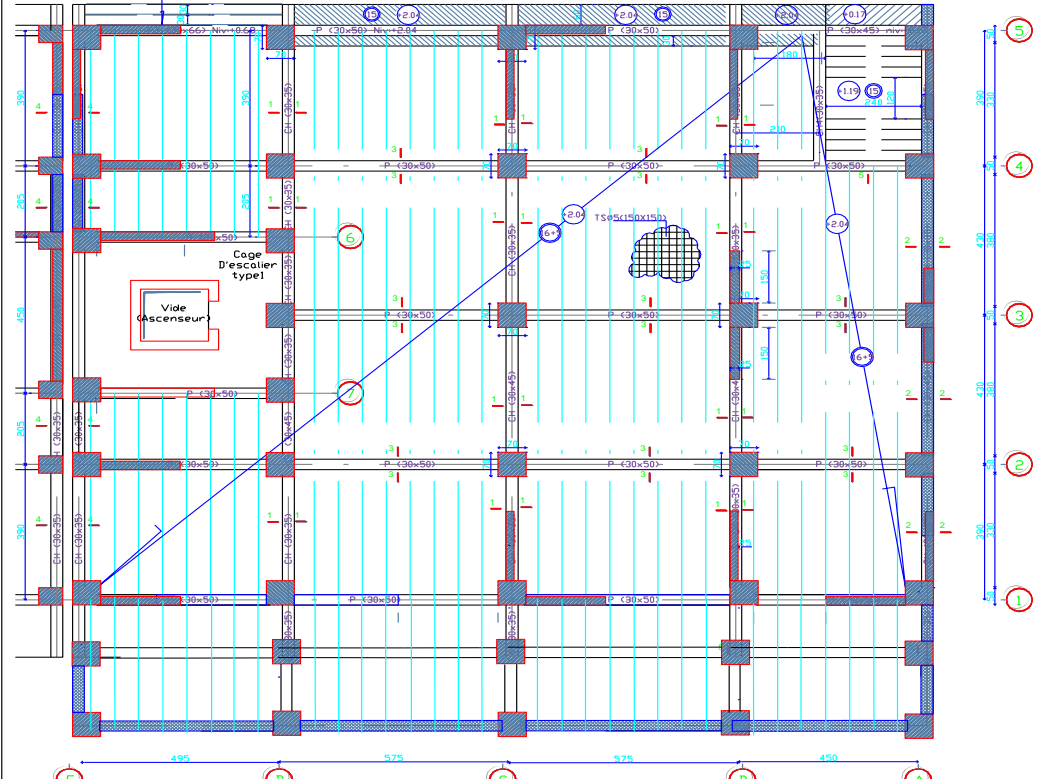
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT SOUS SOL 1 ECH:1/50



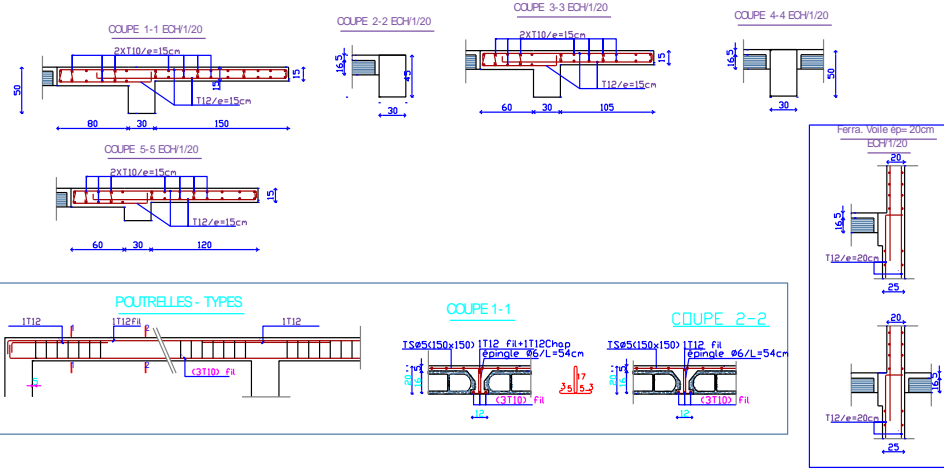
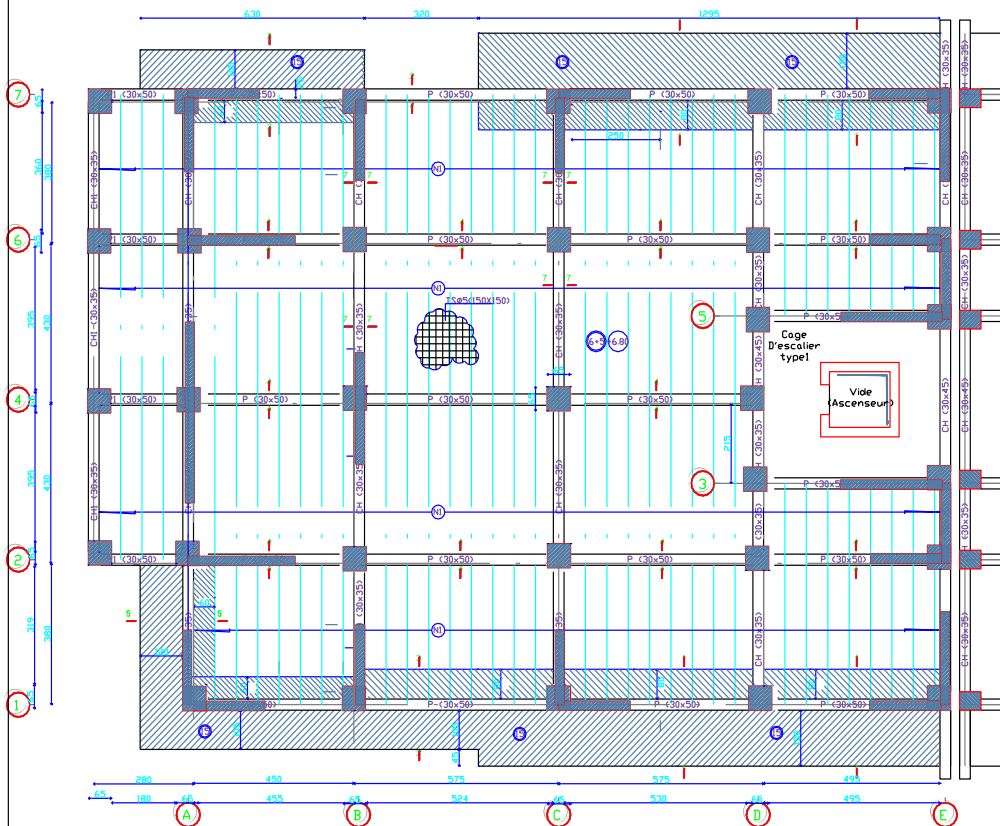
BLOC B

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT SOUS SOL 1 ECH:1/50



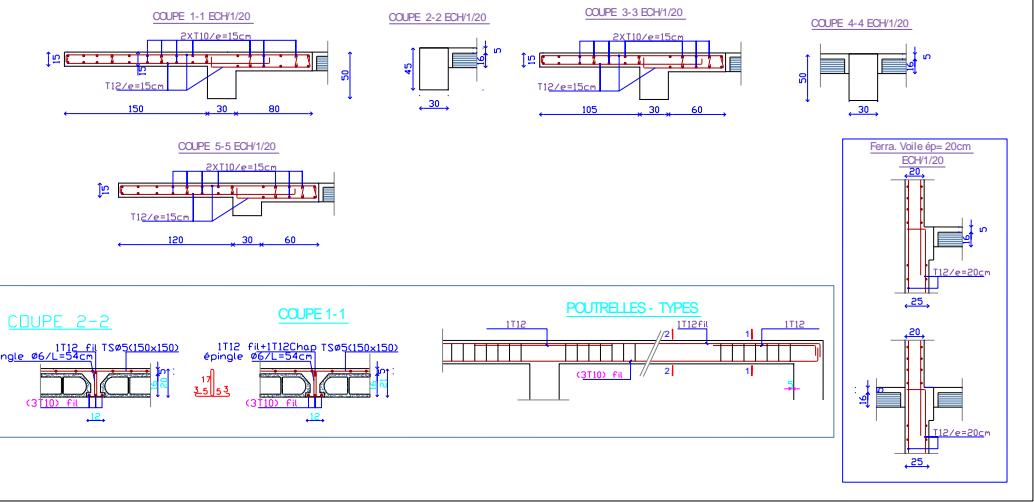
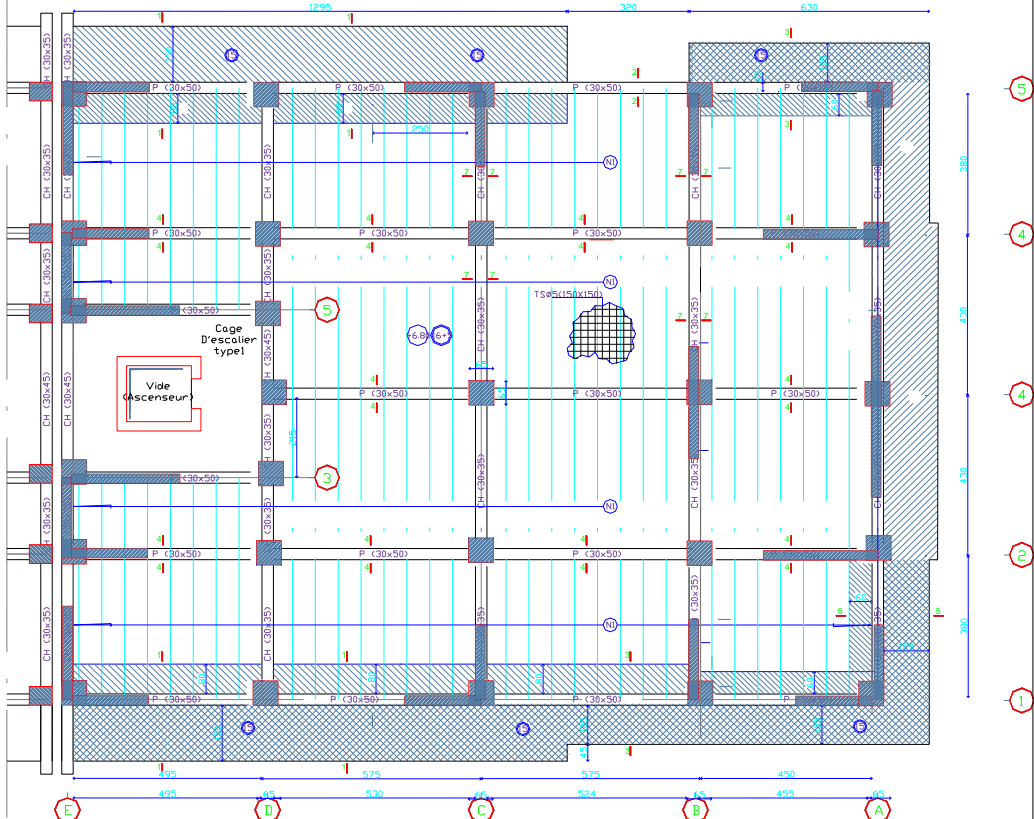
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT RDC ECH:1/50



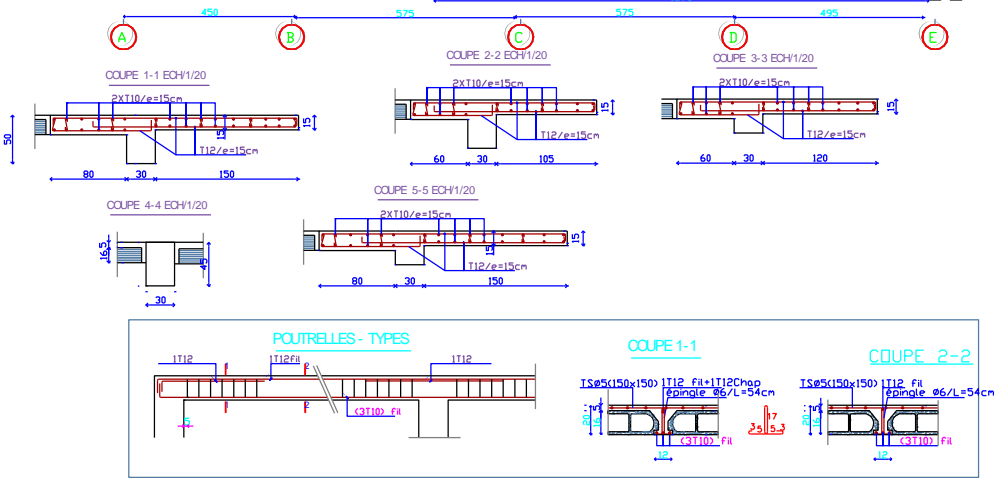
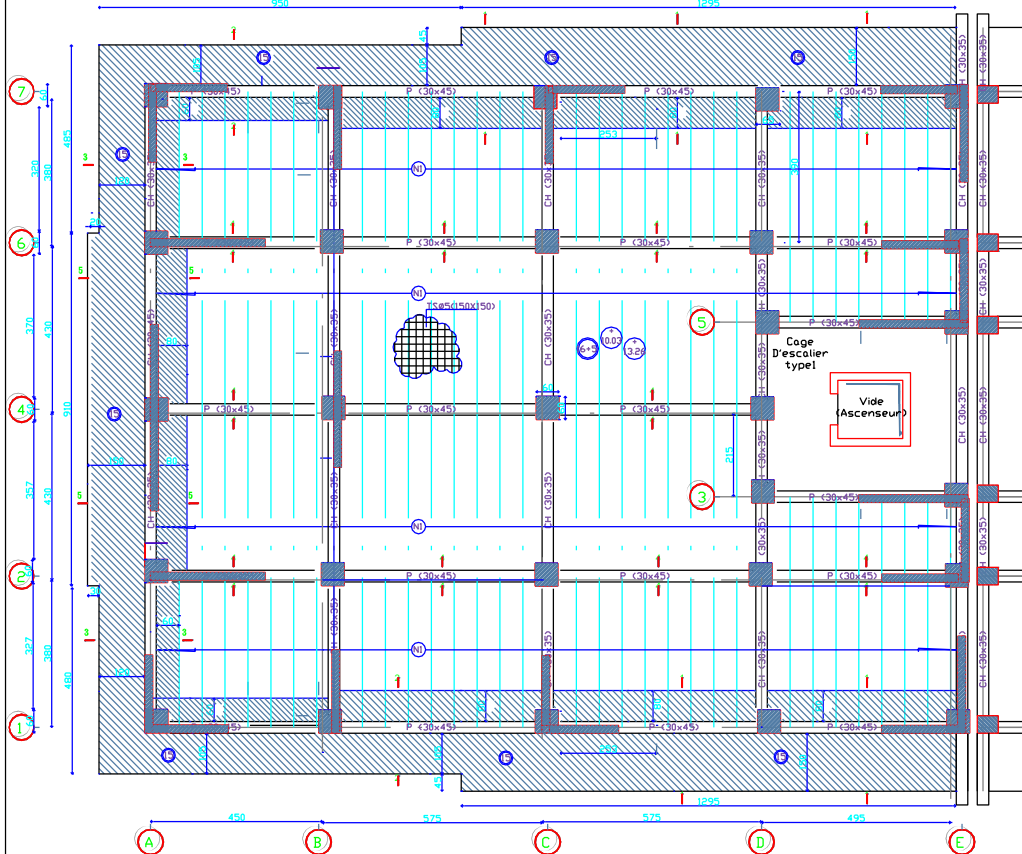
BLOC B

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT RDC ECH:1/50



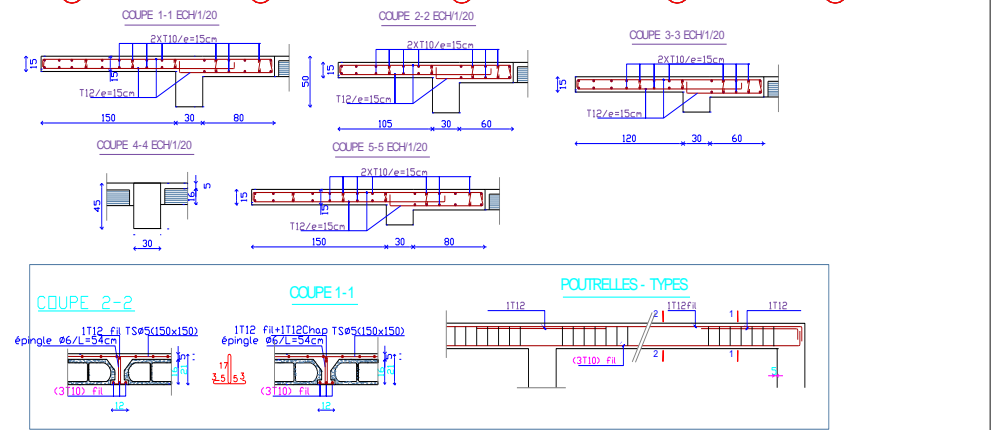
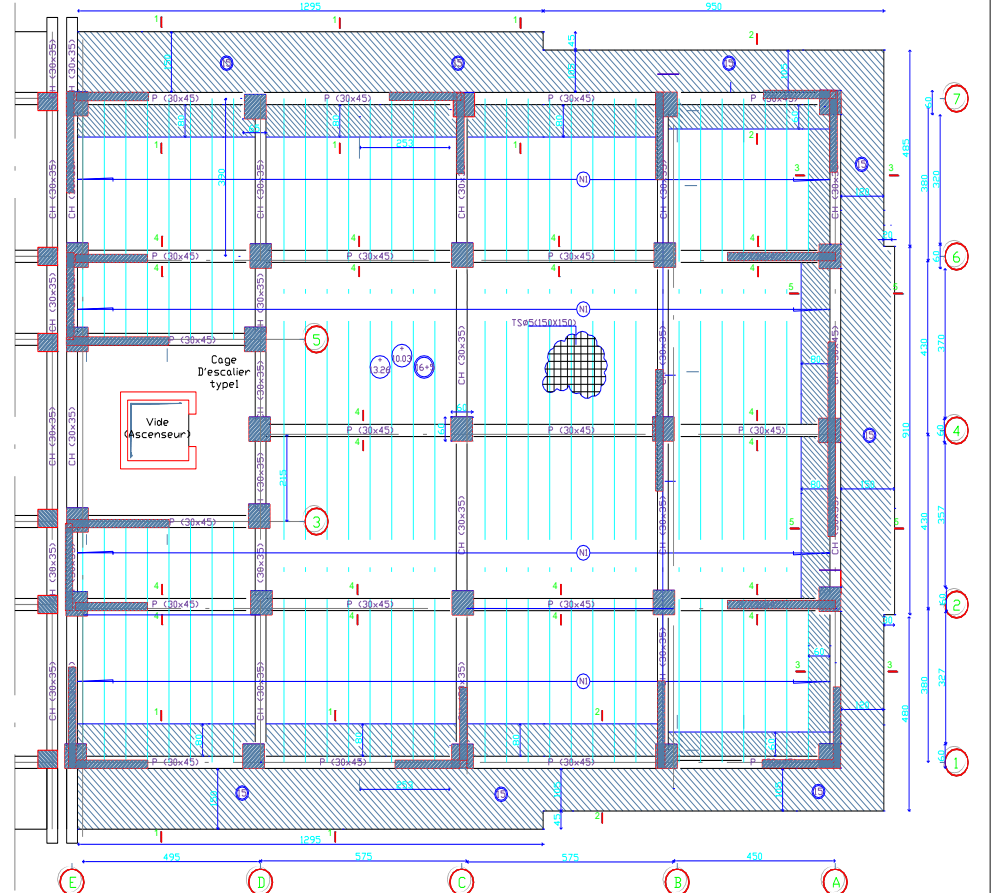
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 1er ET HAUT 2ème ETAGE ECH:1/50



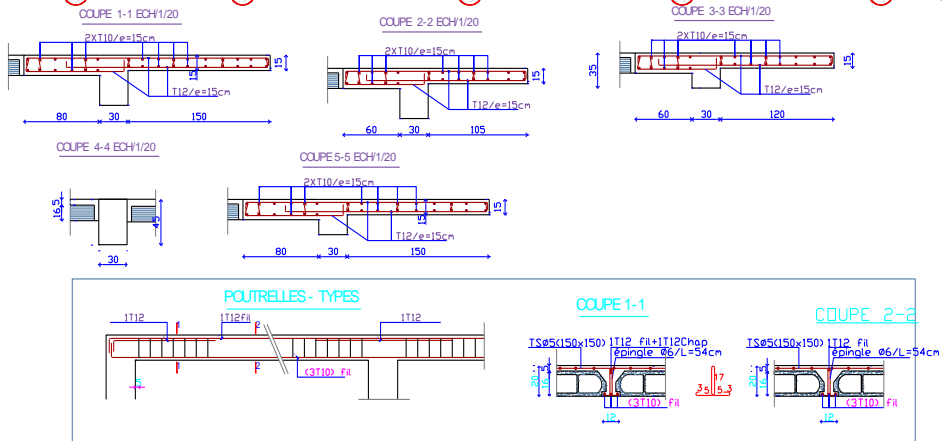
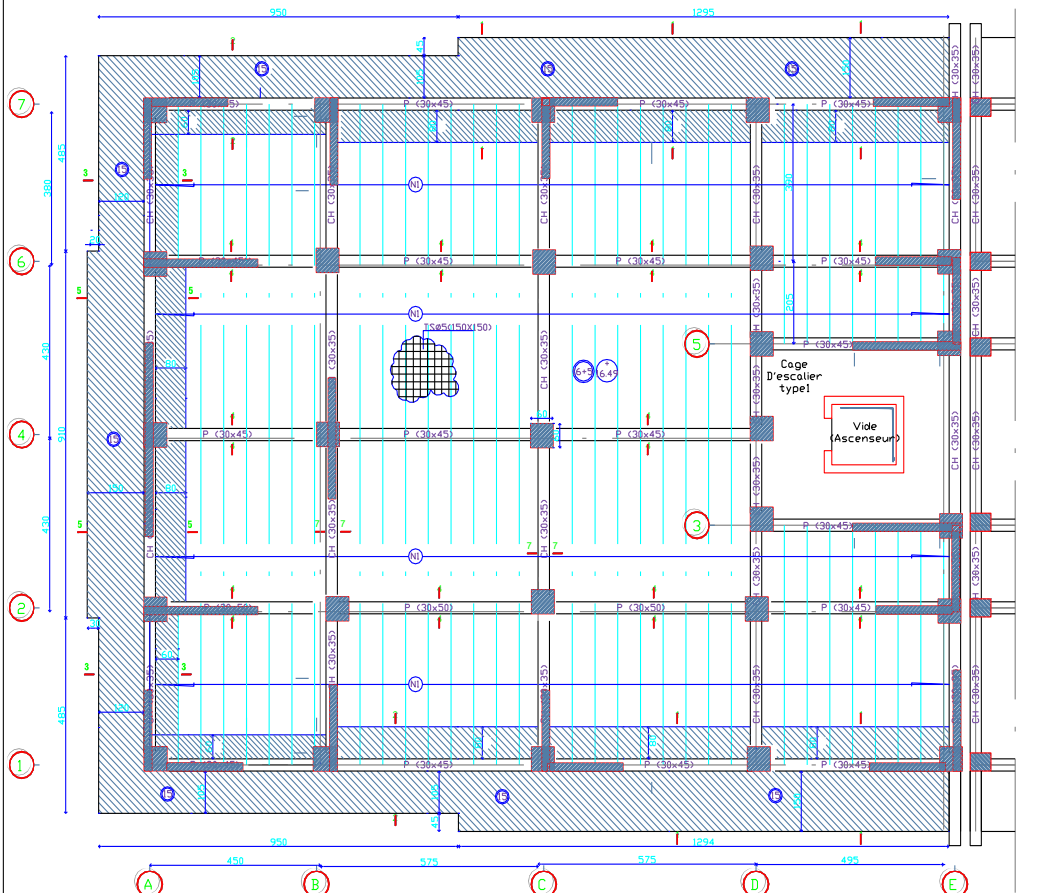
BLOC B

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 1er ET HAUT 2ème ETAGE ECH:1/50



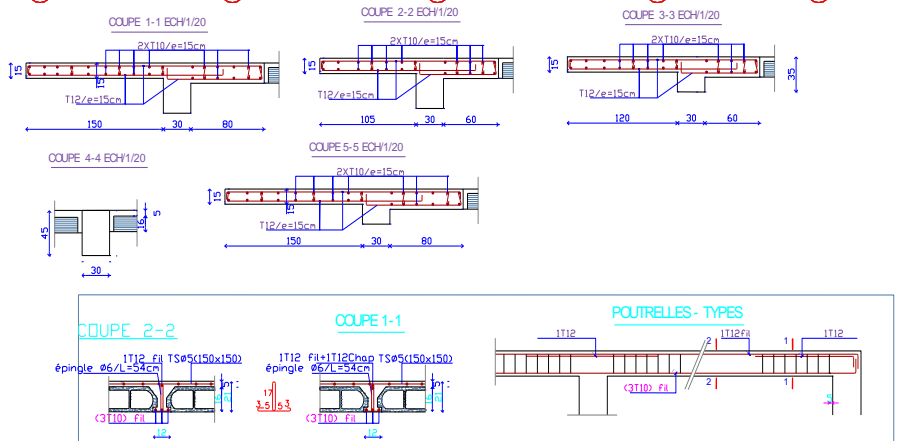
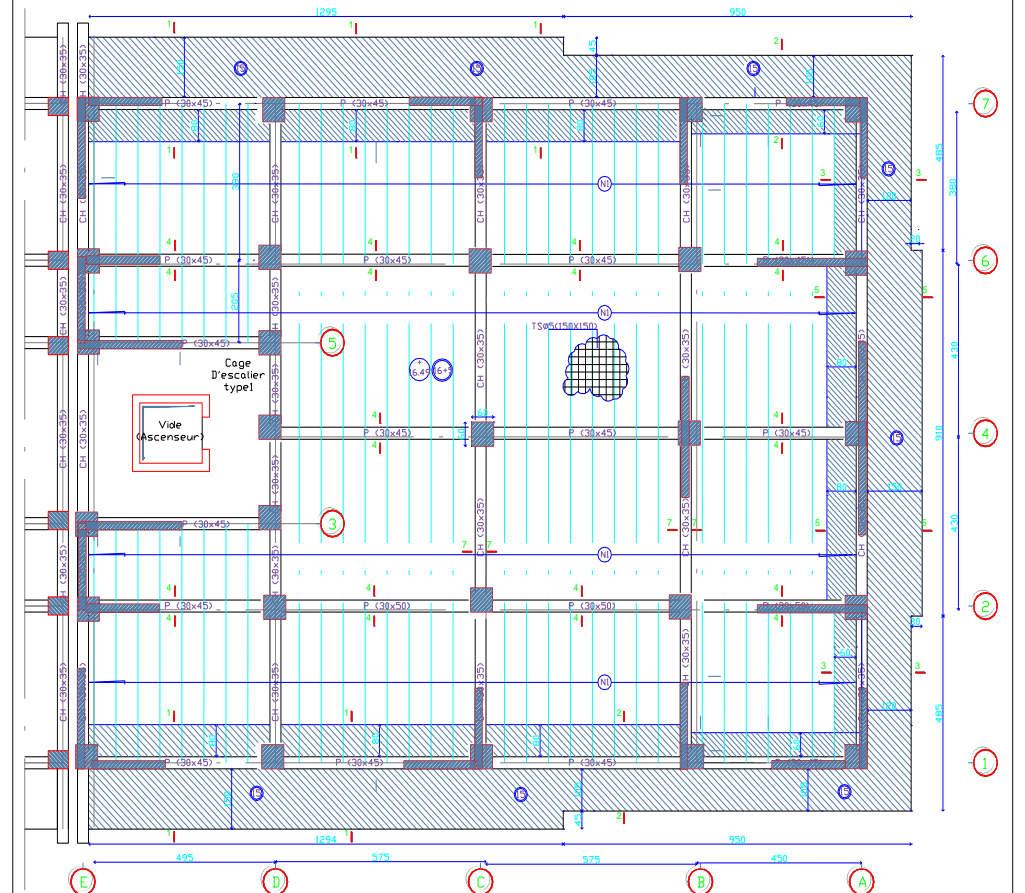
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 3^{ème} ETAGE ECH:1/50



BLOC B

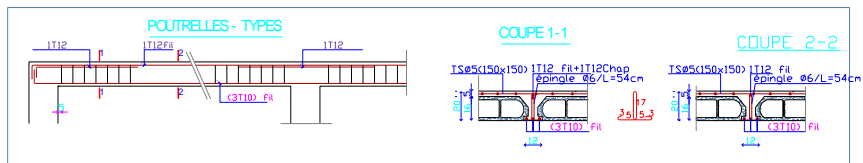
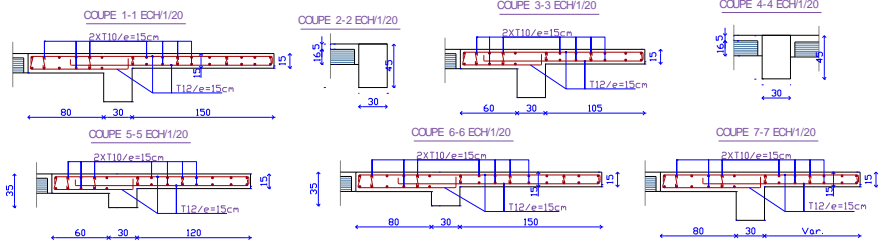
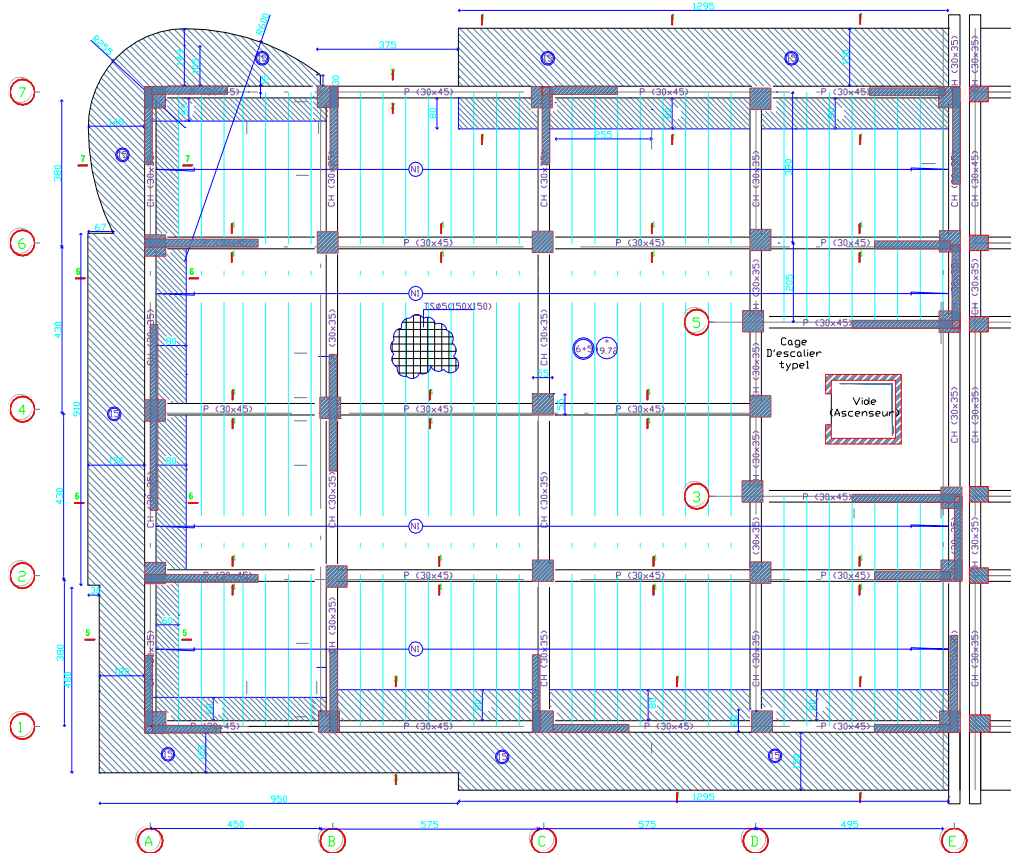
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 3^{ème} ETAGE ECH:1/50



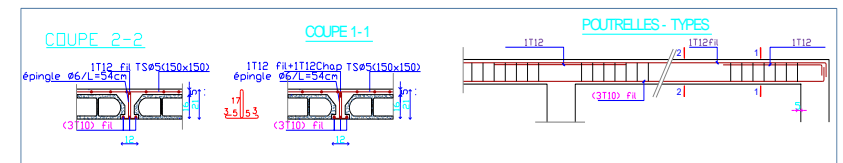
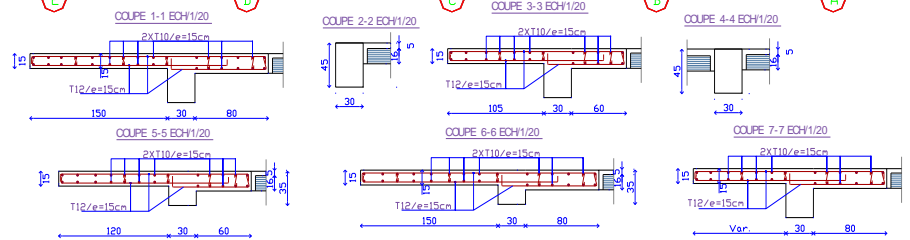
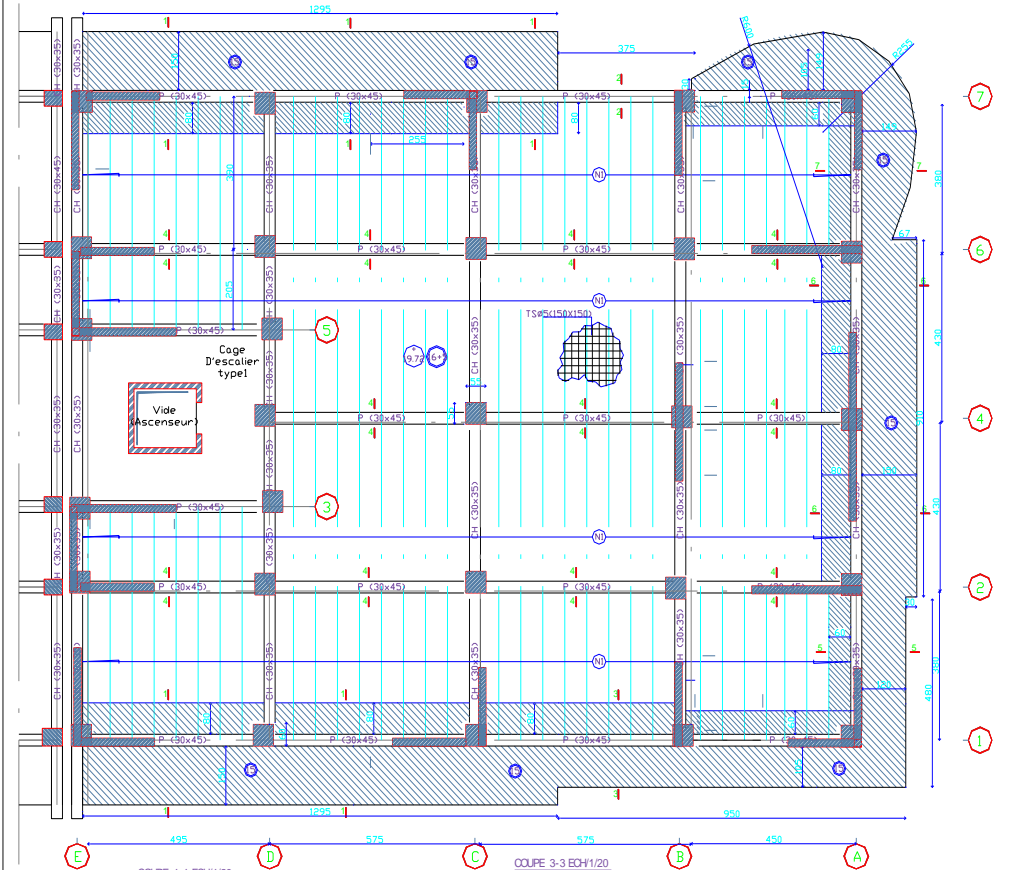
BLOC B'

BLOC B

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 4^{ème} ETAGE ECH:1/50

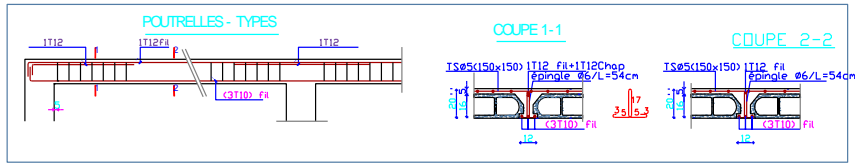
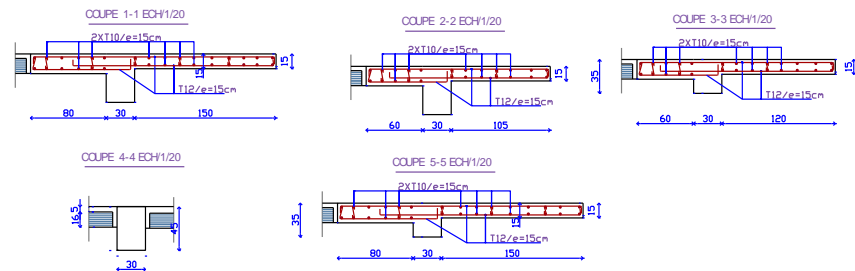
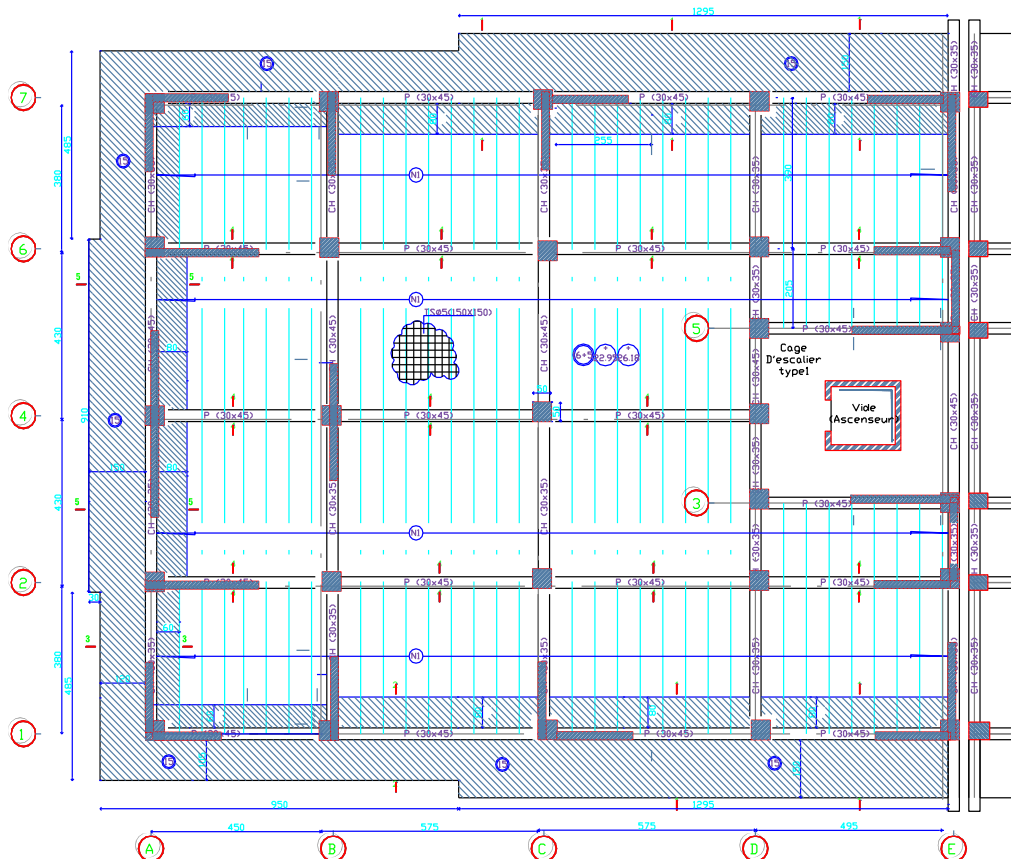


PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 4^{ème} ETAGE ECH:1/50



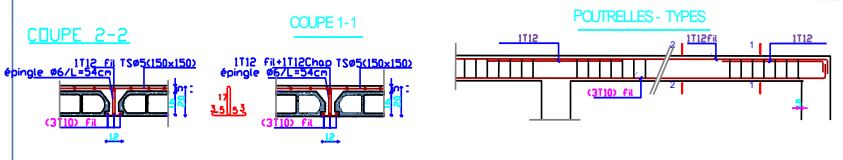
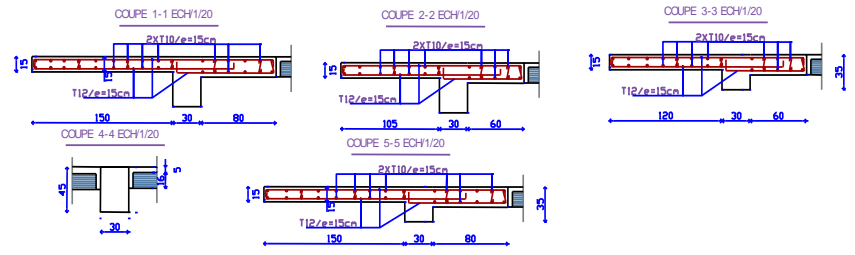
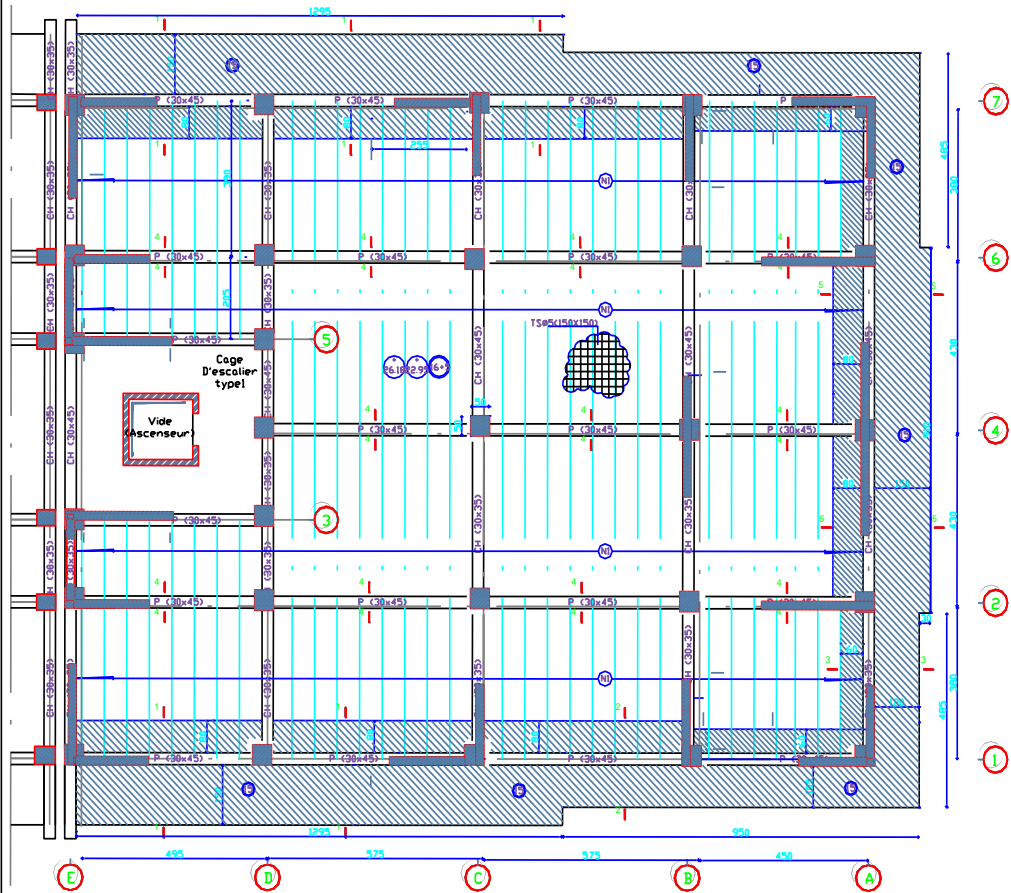
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 5eme ETAGE ET HAUT 6eme ETAGE ECH:1/50



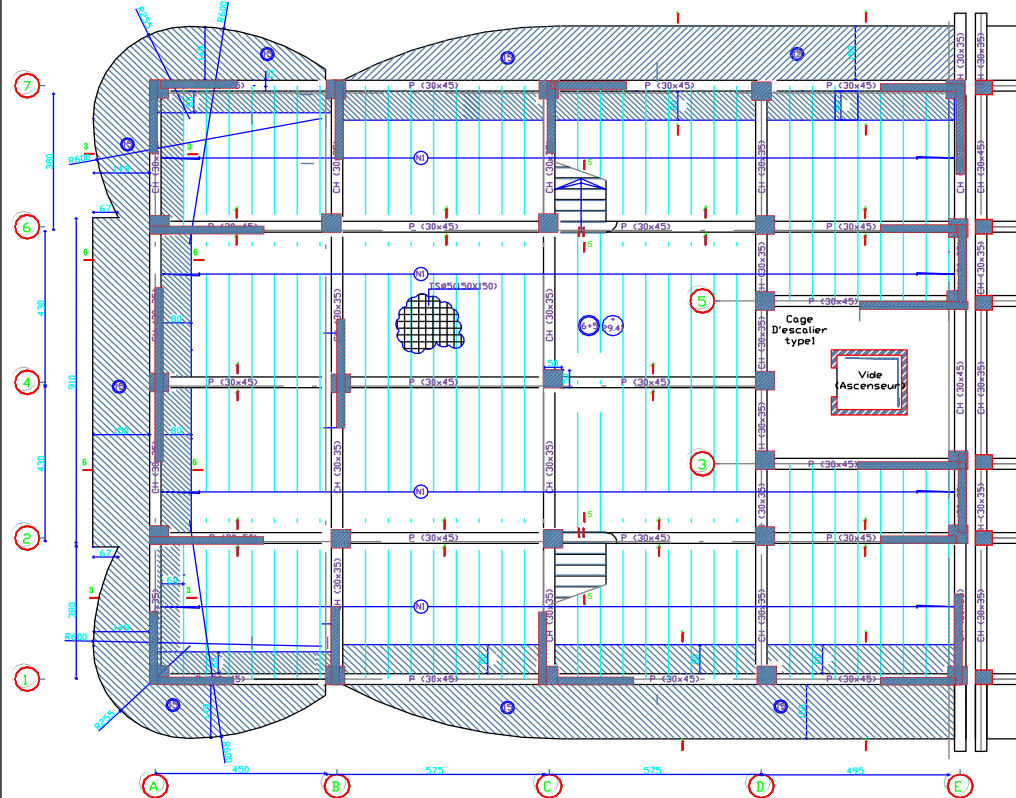
BLOC B

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 5eme ETAGE ET HAUT 6eme ETAGE ECH:1/50

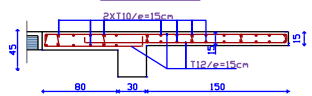


BLOC B'

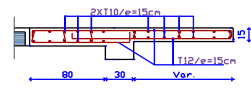
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 7eme ETAGE ECH:1/50



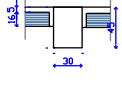
COUPE 1-1 ECH:1/20



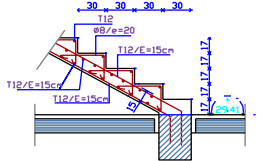
COUPE 3-3 ECH:1/20



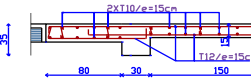
COUPE 4-4 ECH:1/20



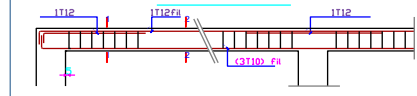
COUPE 5-5 ECH:1/20



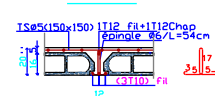
COUPE 6-6 ECH:1/20



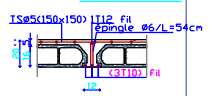
POUTRELLES - TYPES



COUPE 1-1

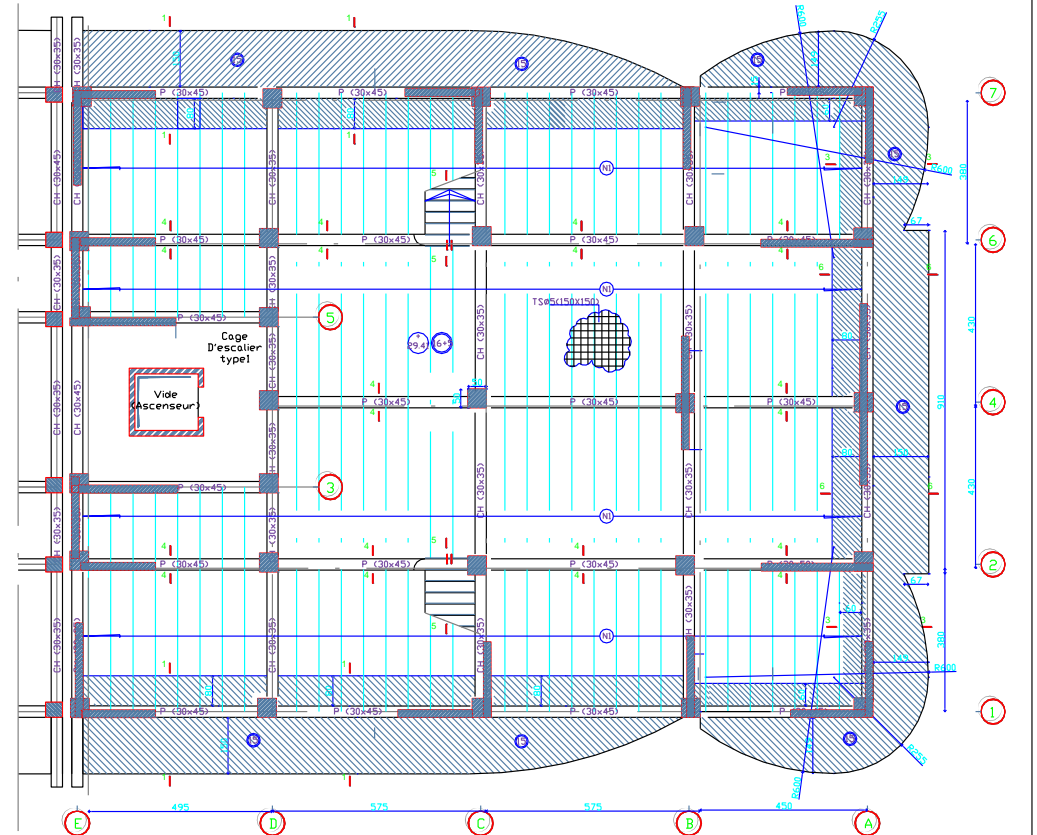


COUPE 2-2

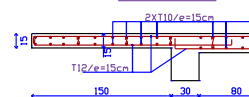


BLOC B

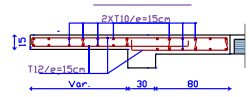
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 7eme ETAGE ECH:1/50



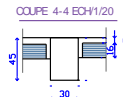
COUPE 1-1 ECH:1/20



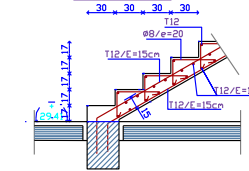
COUPE 3-3 ECH:1/20



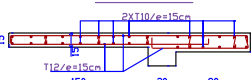
COUPE 4-4 ECH:1/20



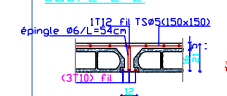
COUPE 5-5 ECH:1/20



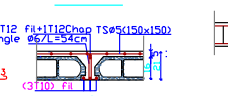
COUPE 6-6 ECH:1/20



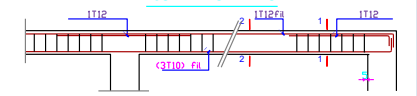
COUPE 2-2



COUPE 1-1

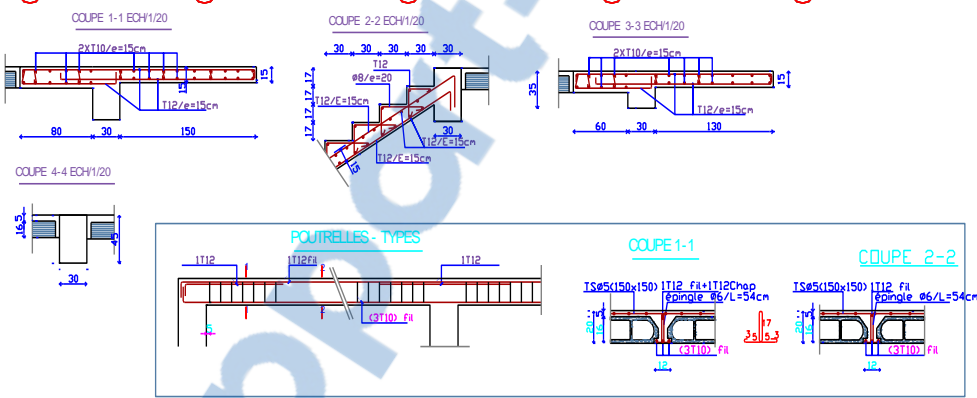
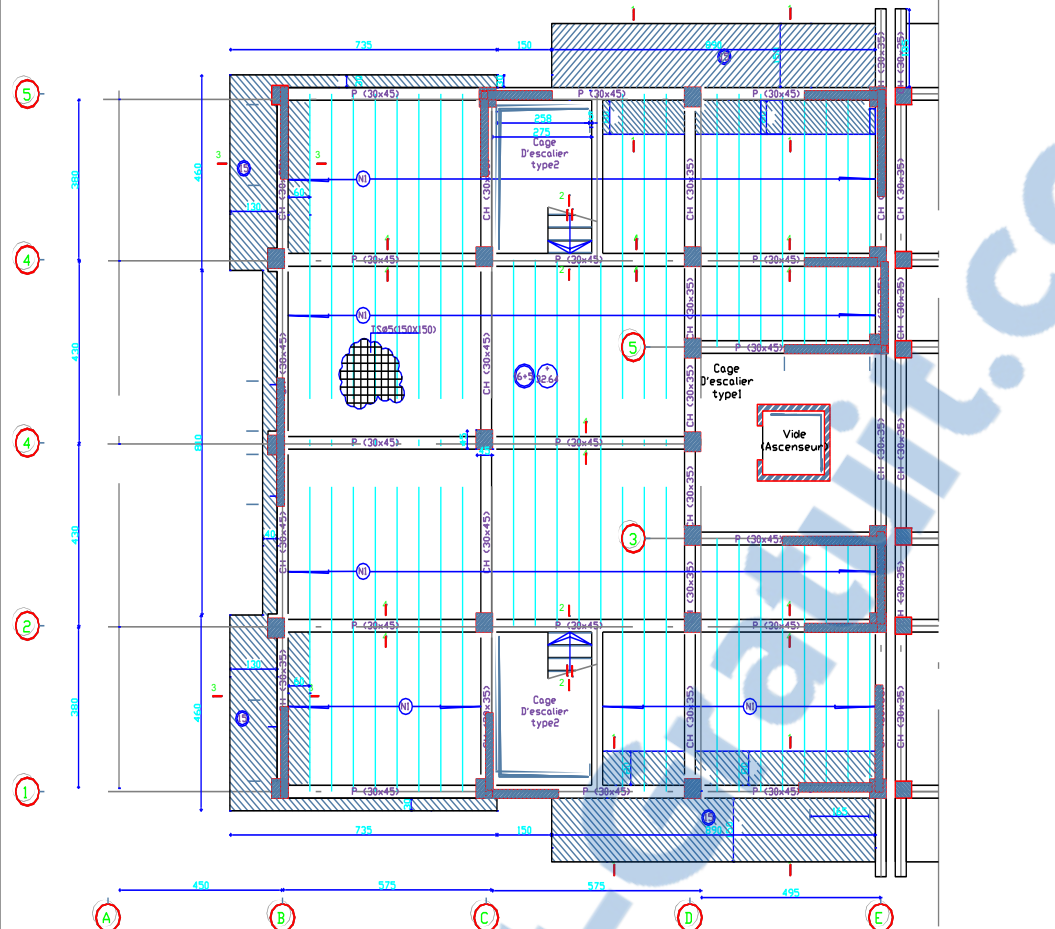


POUTRELLES - TYPES



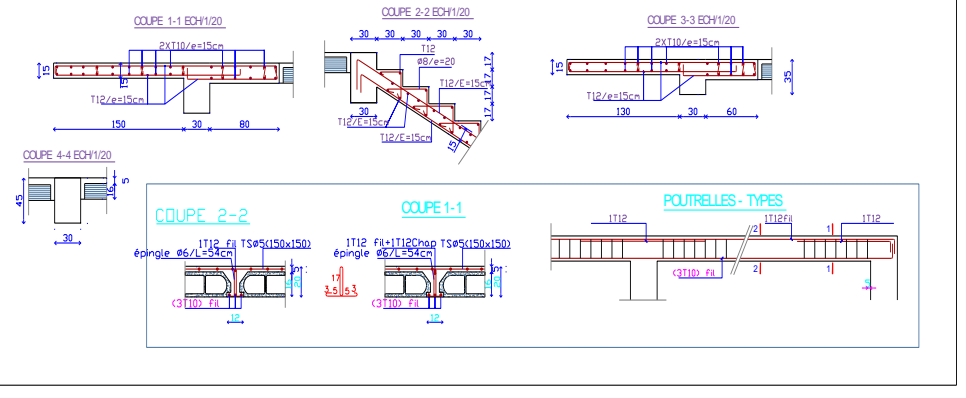
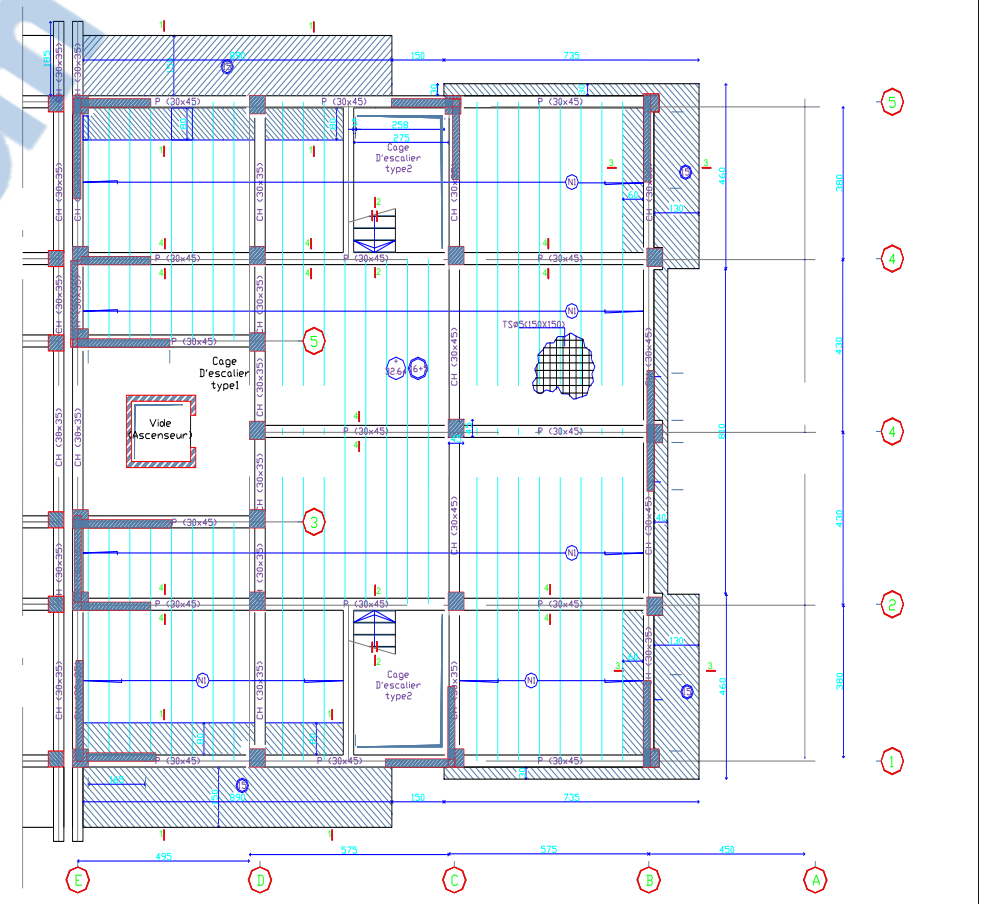
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 8eme ETAGE ECH:1/50

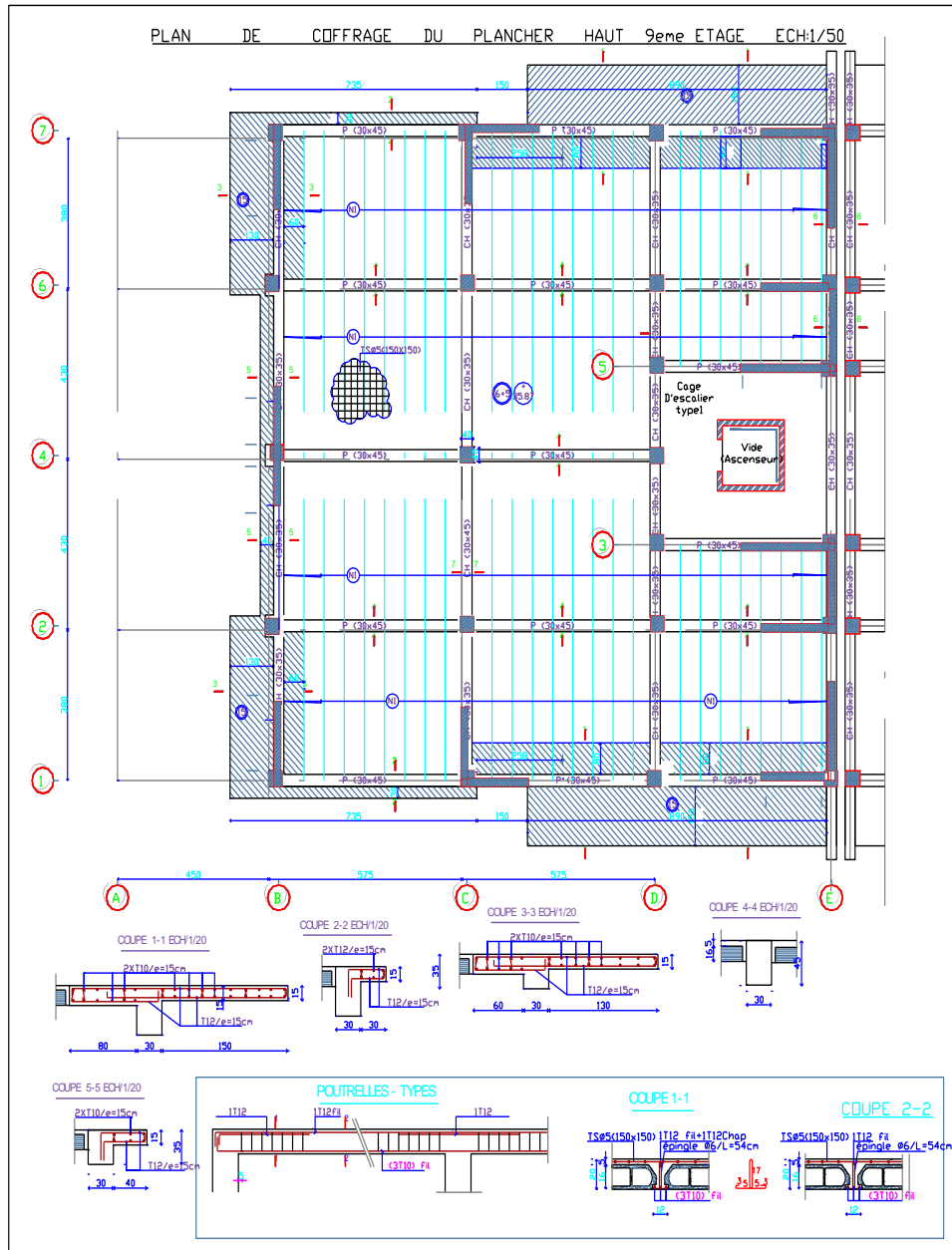


BLOC B

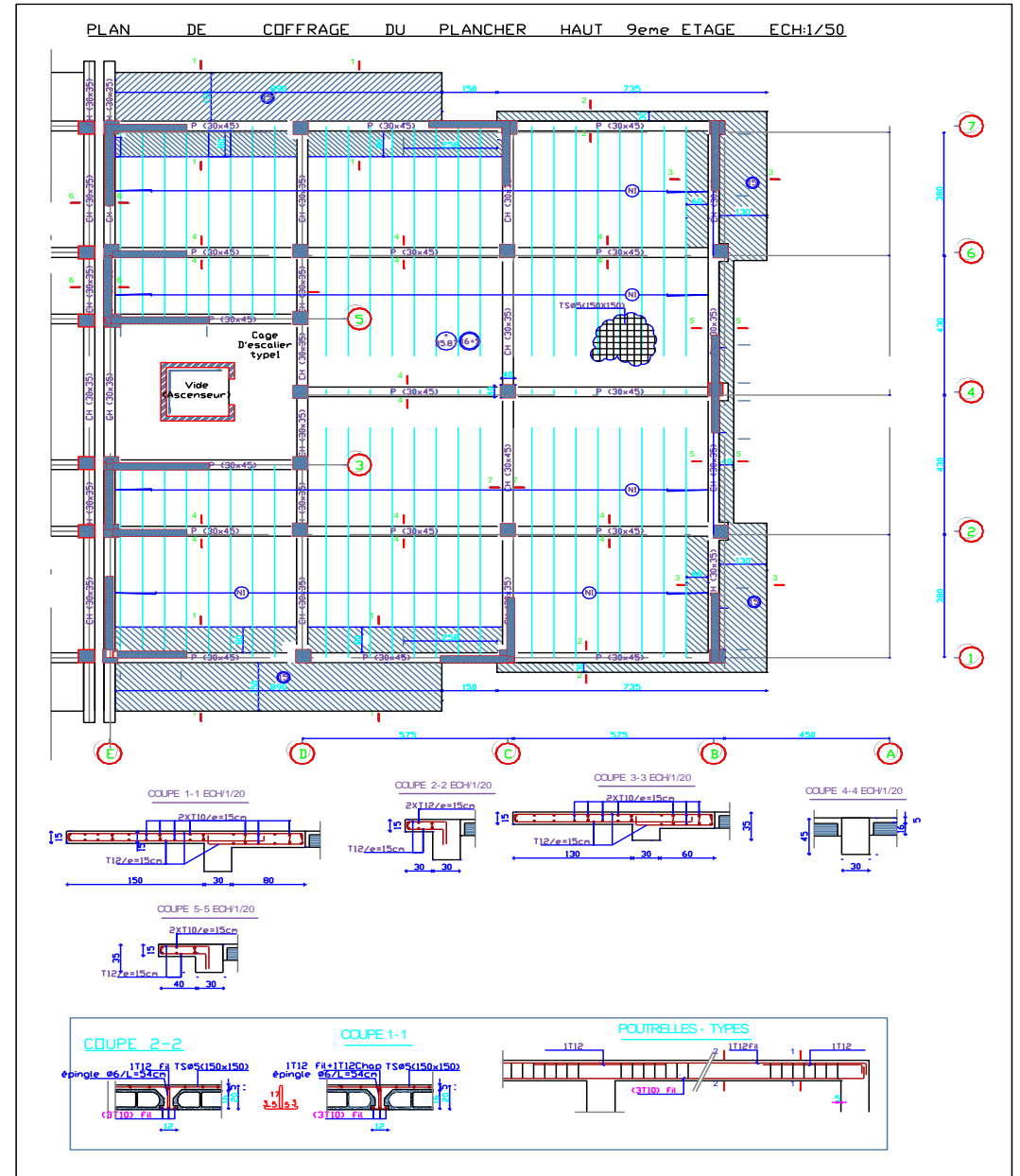
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT 8eme ETAGE ECH:1/50



BLOC B'

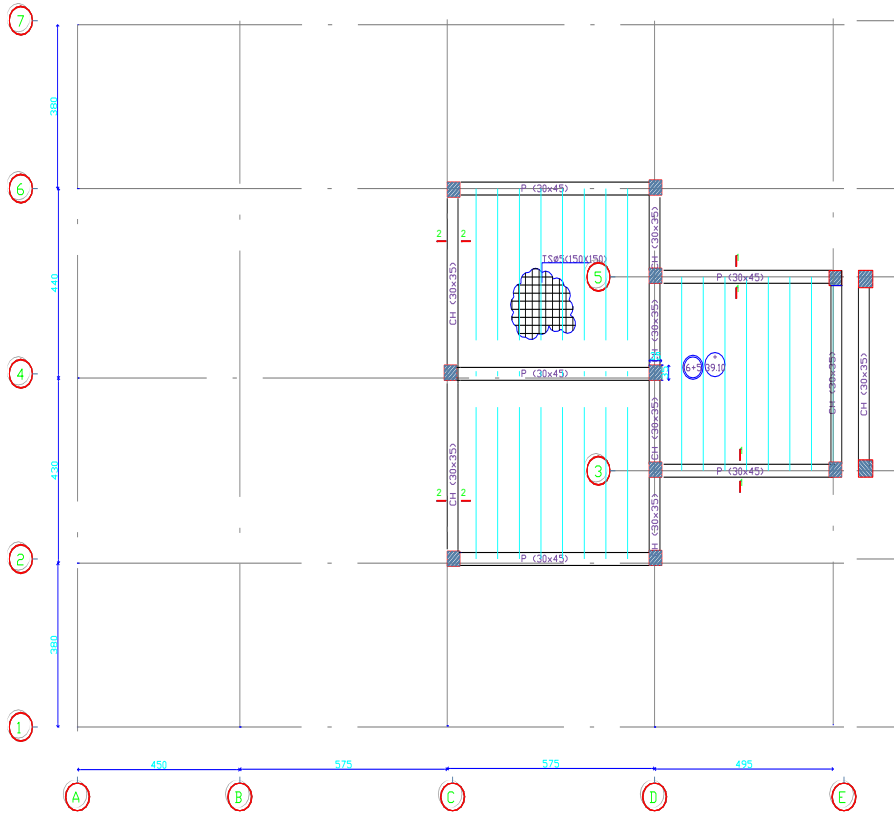


BLOC B

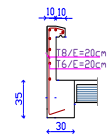


BLOC B'

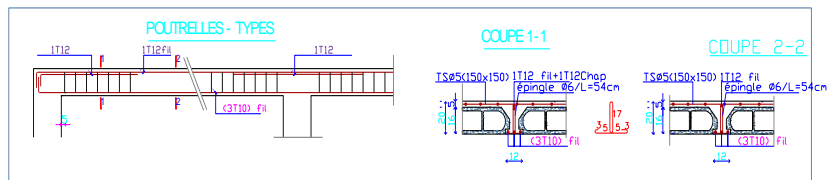
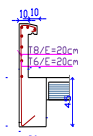
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE ECH:1/50



COUPE 2-2 ECH:1/20

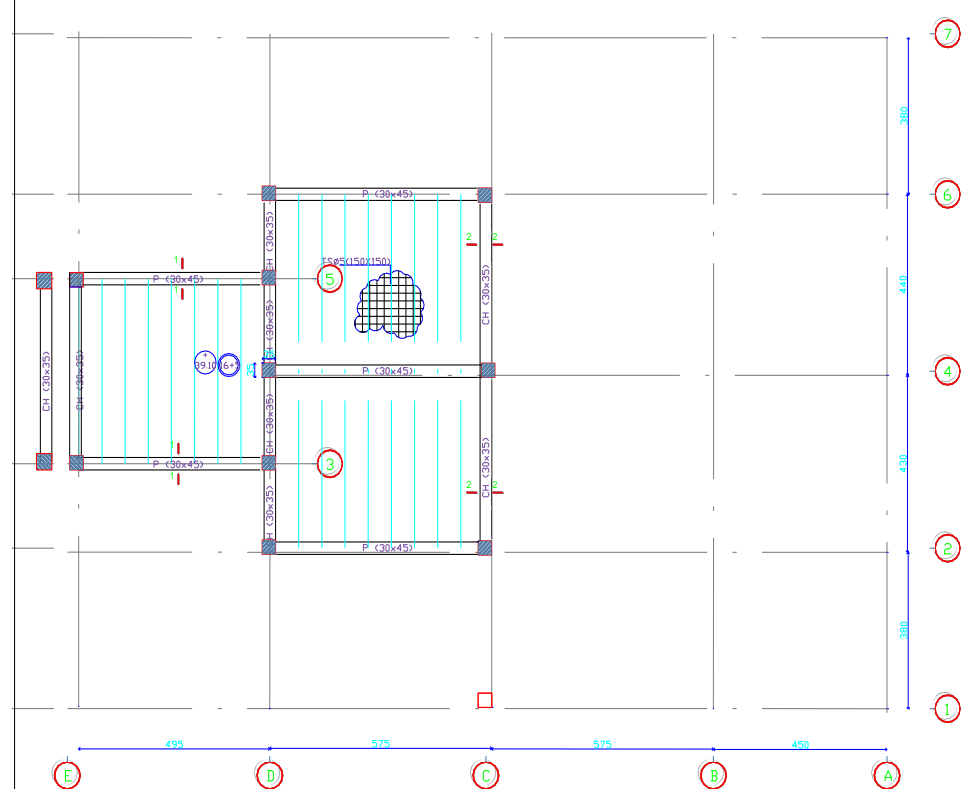


COUPE 1-1 ECH:1/20

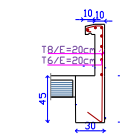


BLOC B

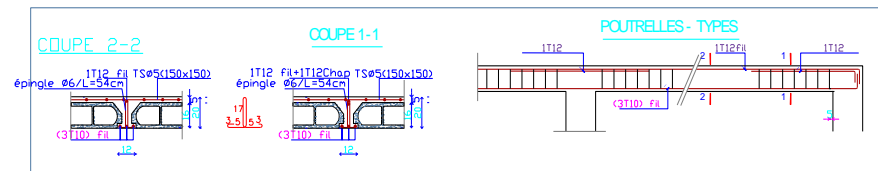
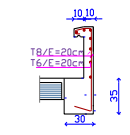
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE ECH:1/50



COUPE 1-1 ECH:1/20

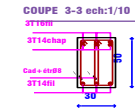
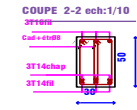
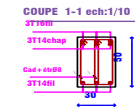
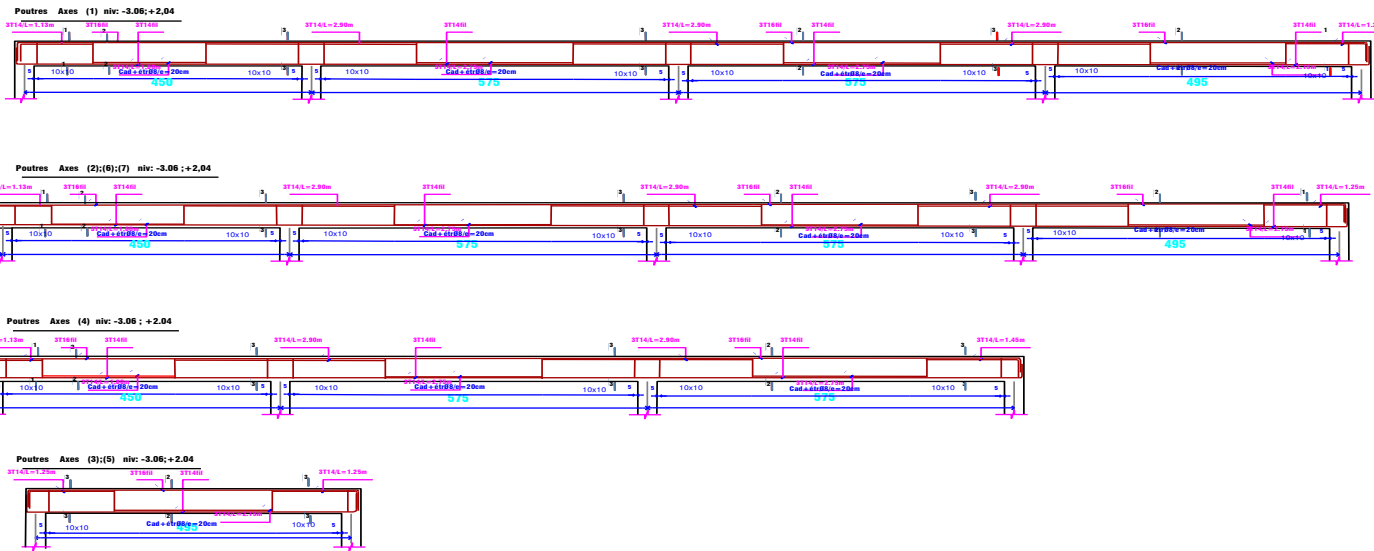


COUPE 2-2 ECH:1/20



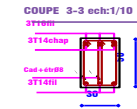
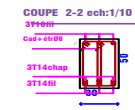
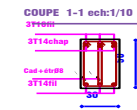
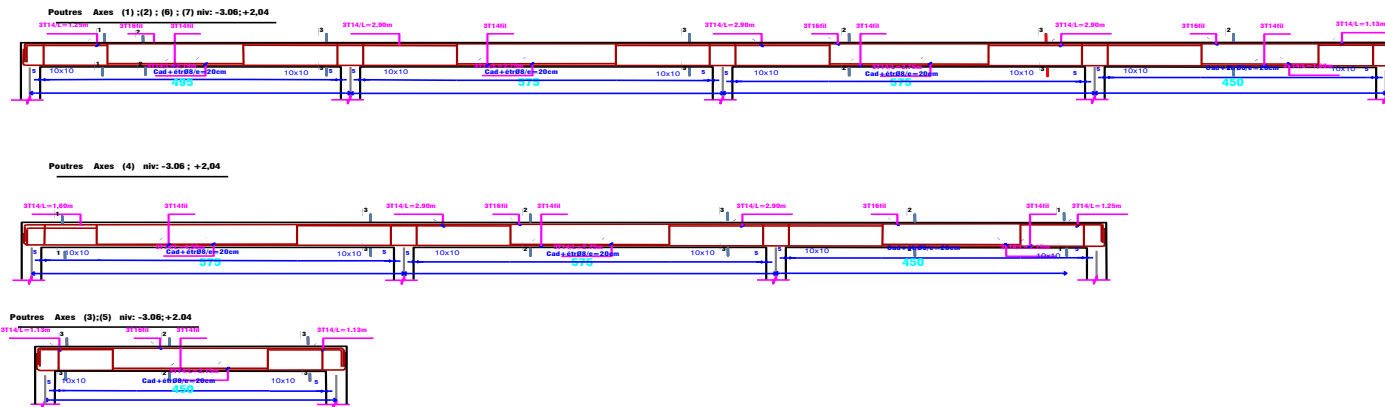
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES NIV.-3.06;+2.04 ECH:1/25



BLOC B

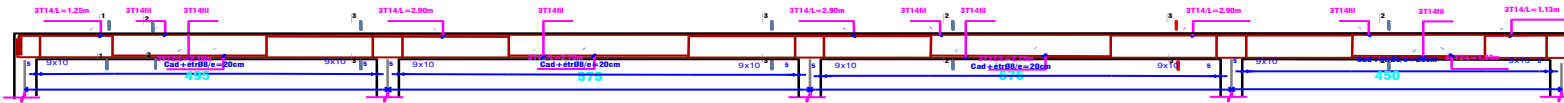
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES NIV.-3.06;+2.04 ECH:1/25



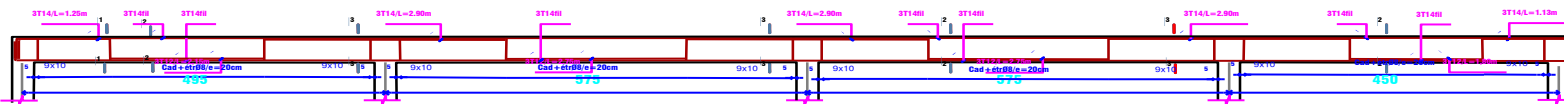
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES ÉTAGE COURANT ECH:1/25

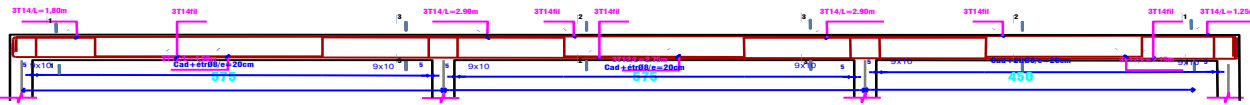
Poutres Axes (1);(7) niv: étage courant



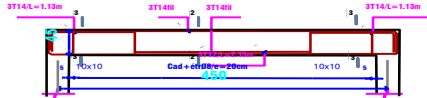
Poutres Axes (2);(6) niv: étage courant



Poutres Axes (4) niv: étage courant



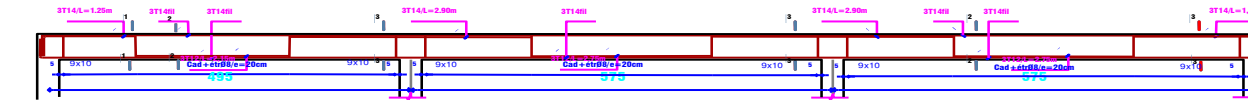
Poutres Axes (3);(5) niv: étage courant



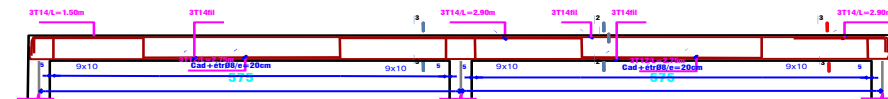
Poutres Axes (1);(7) niv: +32.64.+35.87



Poutres Axes (2);(6) niv: +32.64.+35.87



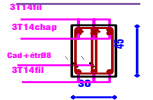
Poutres Axes (4) niv: +32.64.+35.87



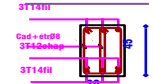
Poutres Axes (2);(4);(6) niv: +39.10



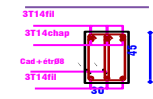
COUPE 1-1 ech:1/10



COUPE 2-2 ech:1/10



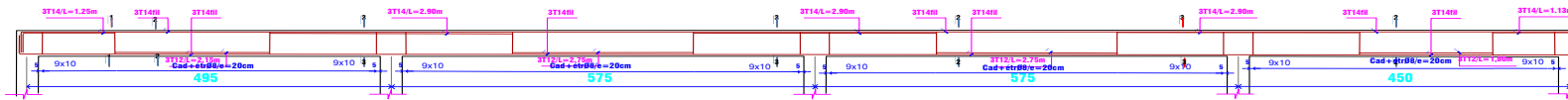
COUPE 3-3 ech:1/10



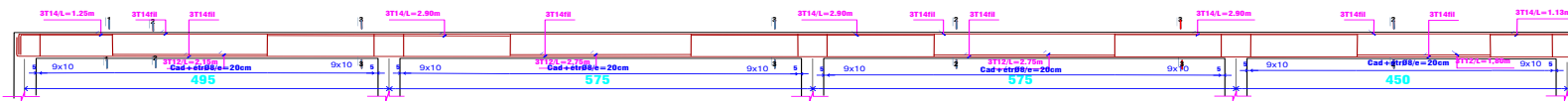
BLOC B

PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES ETAGE COURANT ECH:1/25

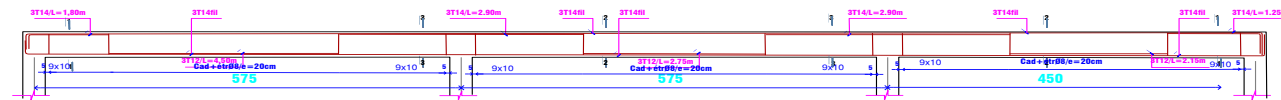
Poutres Axes (1):(7) niv: étage courant



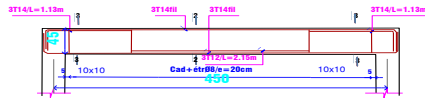
Poutres Axes (2):(6) niv: étage courant



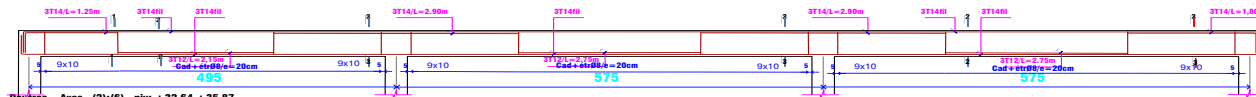
Poutres Axes (4) niv: étage courant



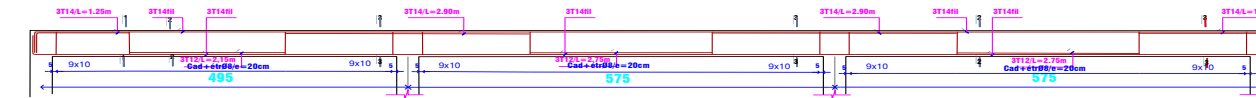
Poutres Axes (3):(5) niv: étage courant



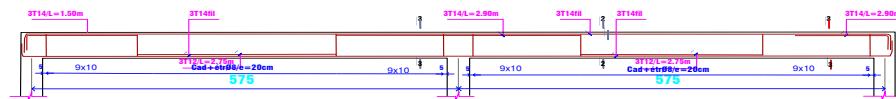
Poutres Axes (1):(7) niv: +32.64.+35.87



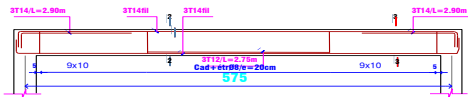
Poutres Axes (2):(6) niv: +32.64.+35.87



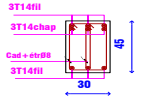
Poutres Axes (4) niv: +32.64.+35.87



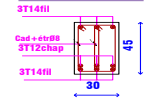
Poutres Axes (2):(4):(6) niv: +39.10



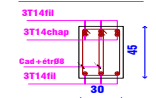
COUPE 1-1 ech:1/10



COUPE 2-2 ech:1/10

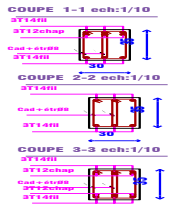
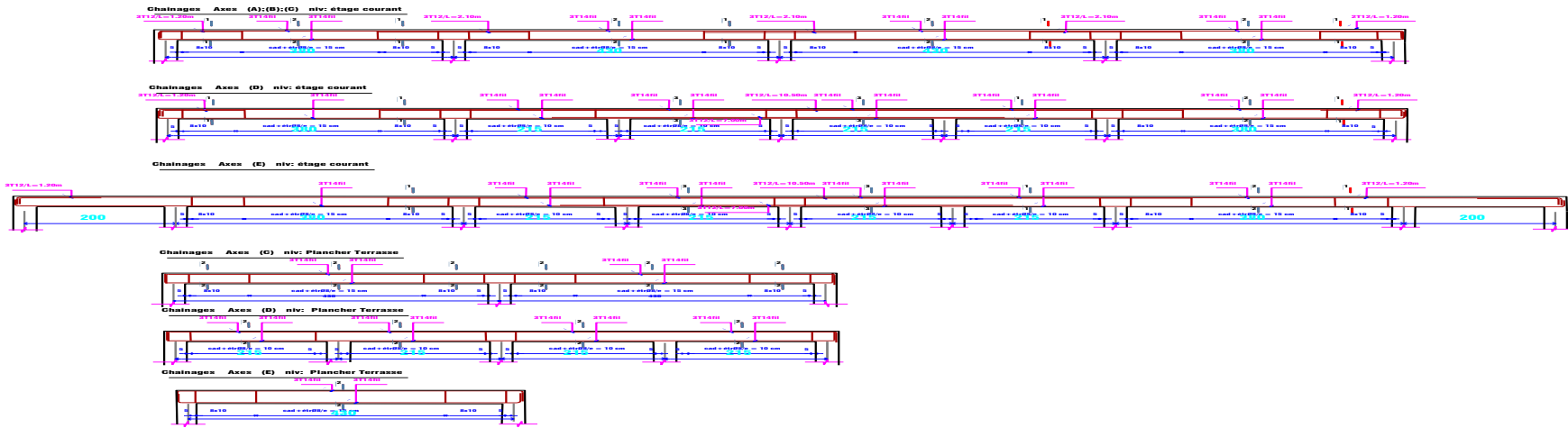


COUPE 3-3 ech:1/10



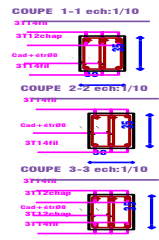
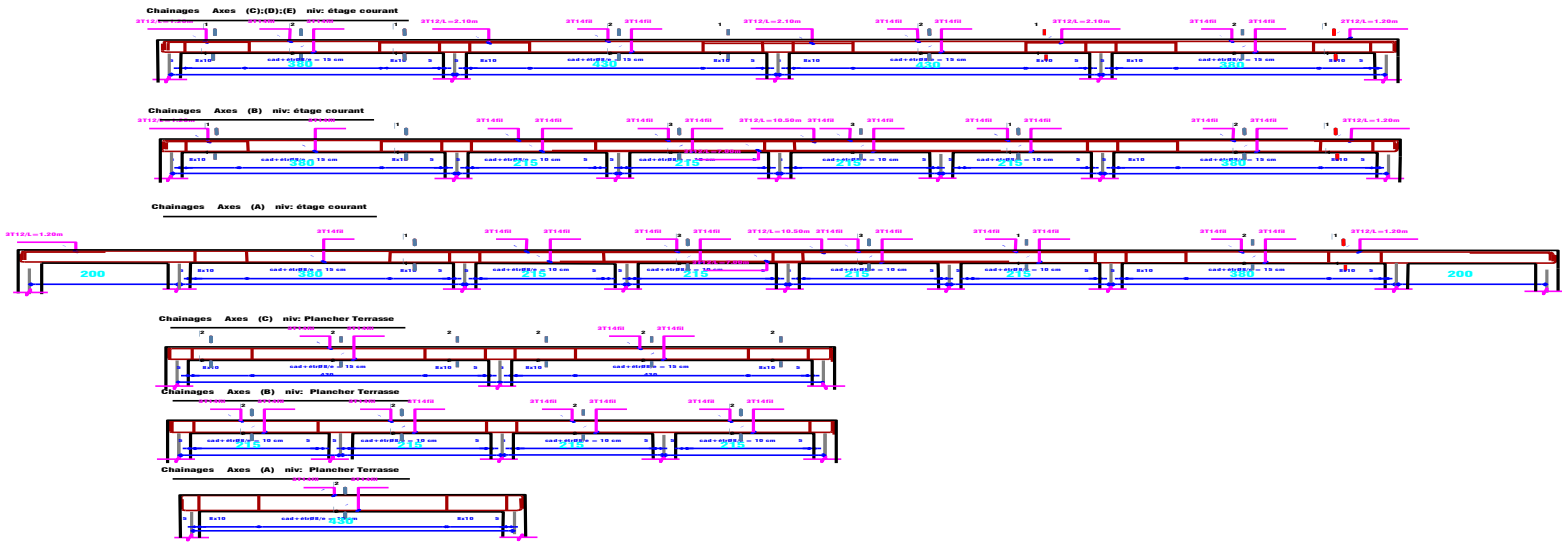
BLOC B'

PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES CHAINAGES ETAGE COURANT ECH:1/25

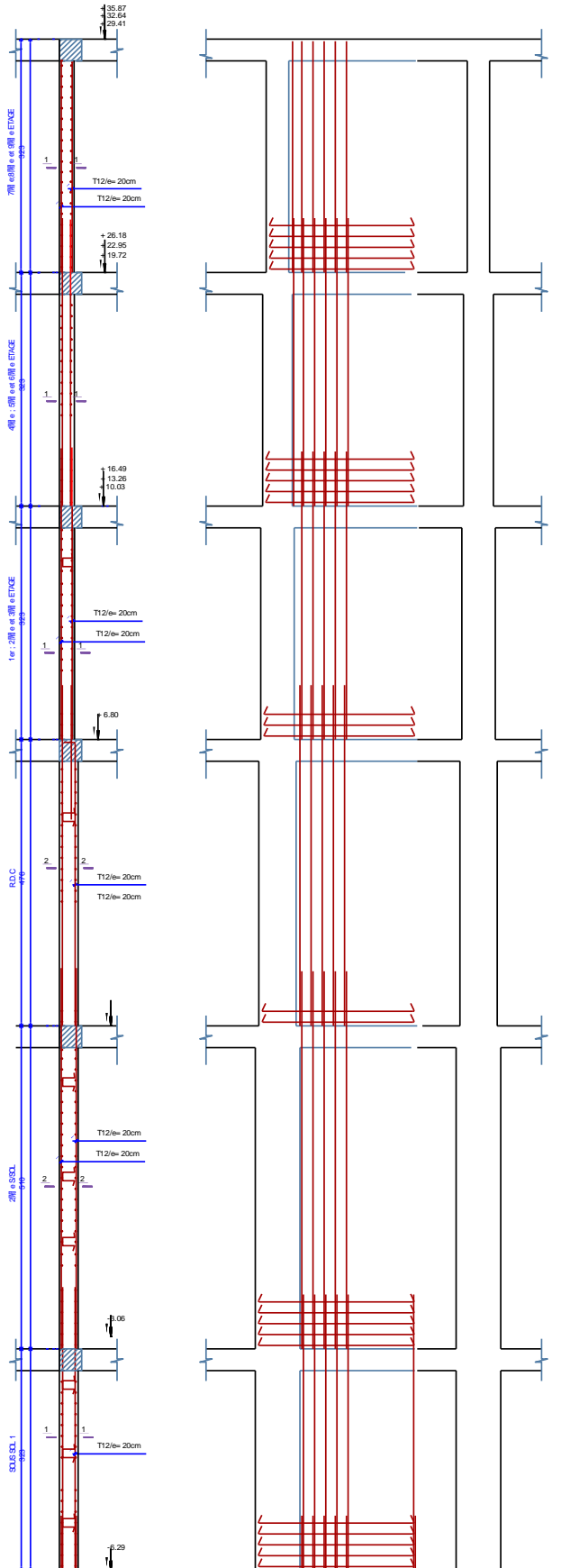


BLOC B

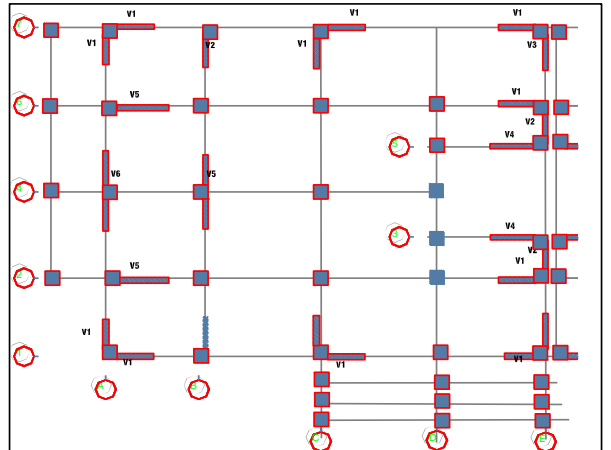
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES CHAINAGES ETAGE COURANT ECH:1/25



VOILE TYPE ECH:1/25

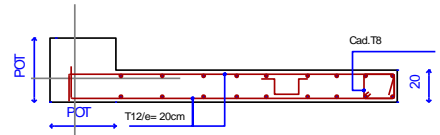


BLOC B'

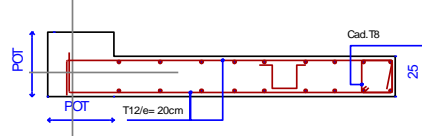


[voile V1(L = 200 cm)]

COUPE 1-1 ech:1/10

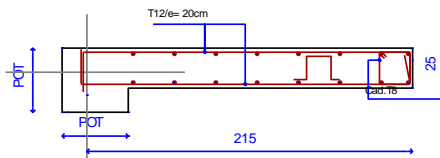


COUPE 2-2 ech:1/10

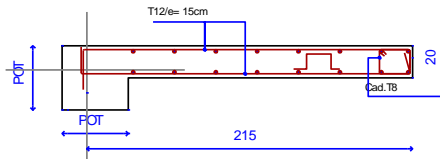


[voile V2 (L= 215cm)]

COUPE 2-2 ech:1/10

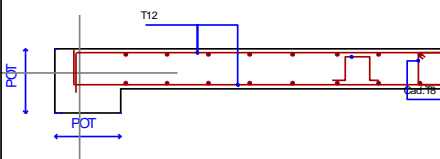


COUPE 1-1 ech:1/10

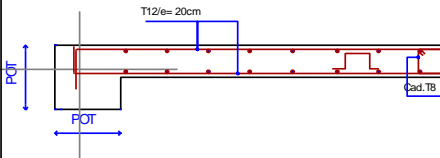


[voile V3(L= 250cm)]

COUPE 2-2 ech:1/10



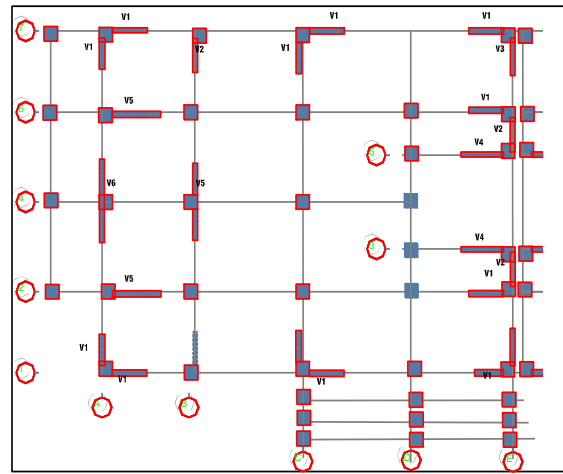
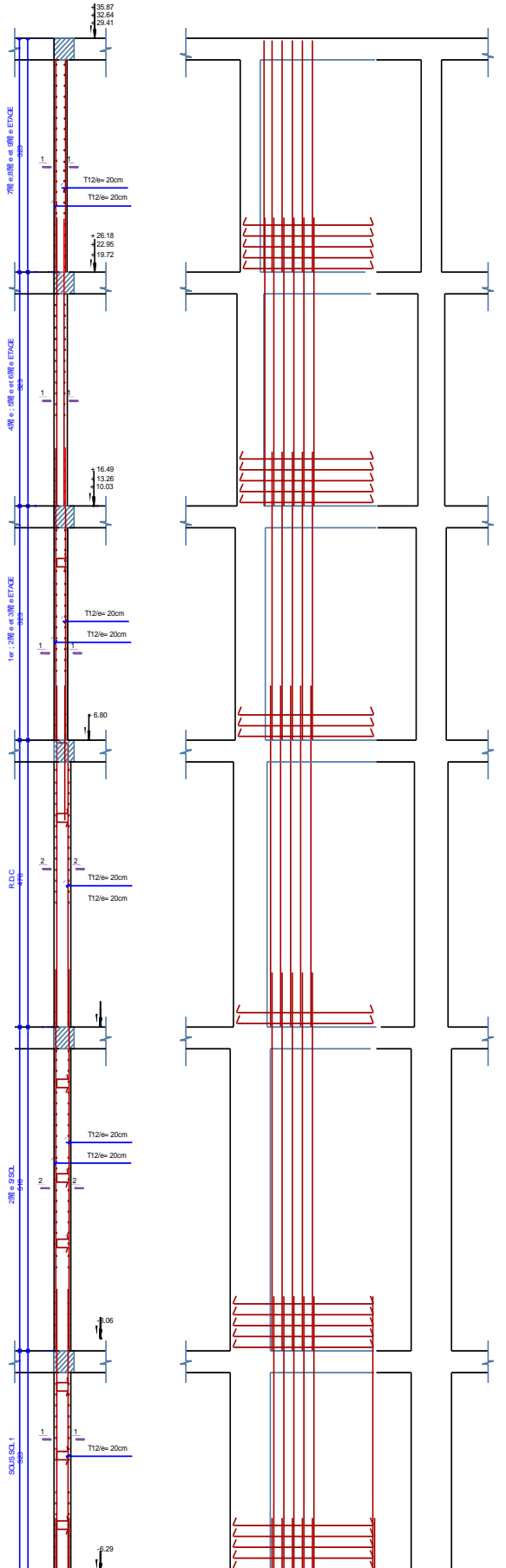
COUPE 1-1 ech:1/10



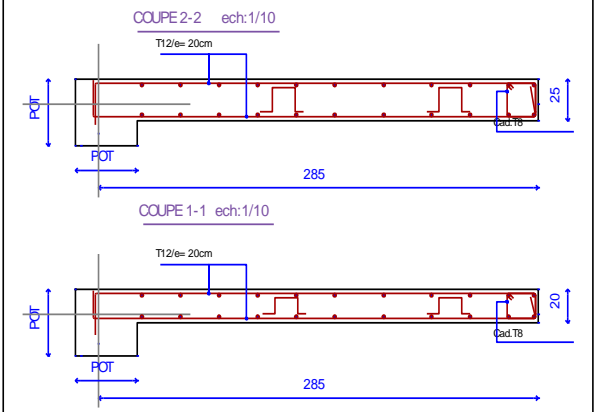
FERRAILLAGE DES VOILES V4 ; V5 et V6 ECH:1/25

VOILE TYPE ECH:1/25

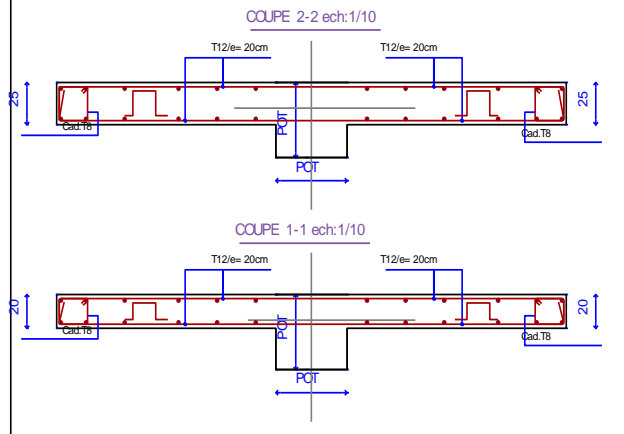
BLOC B'

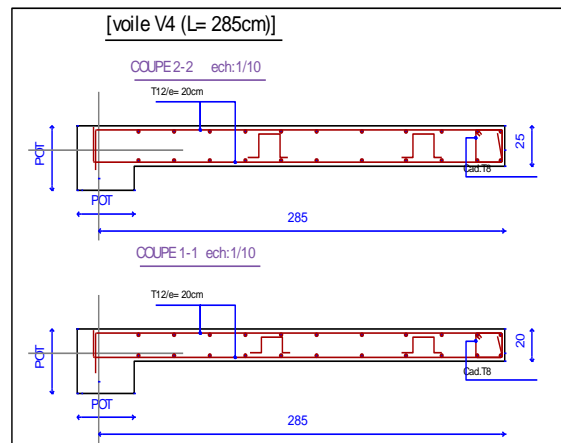
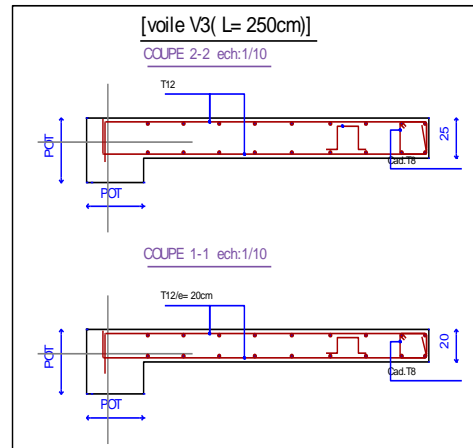
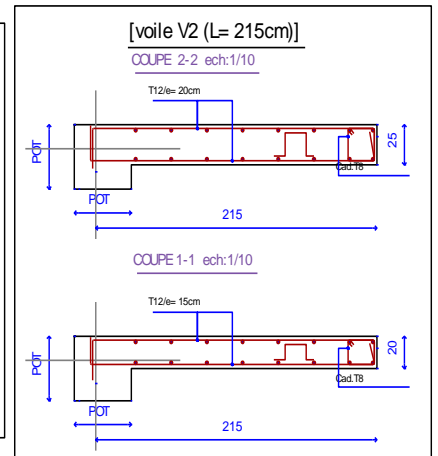
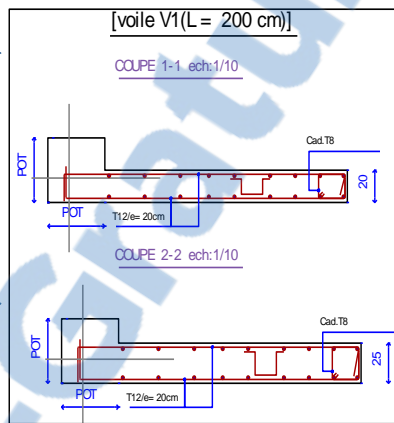
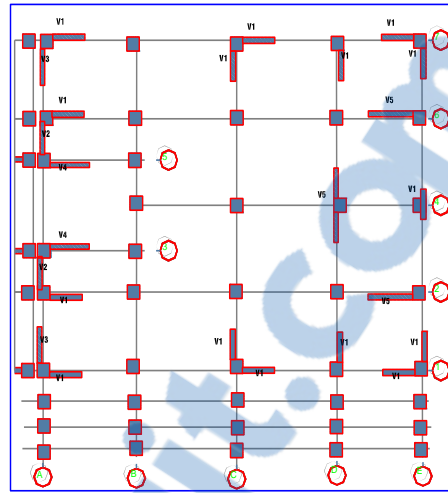
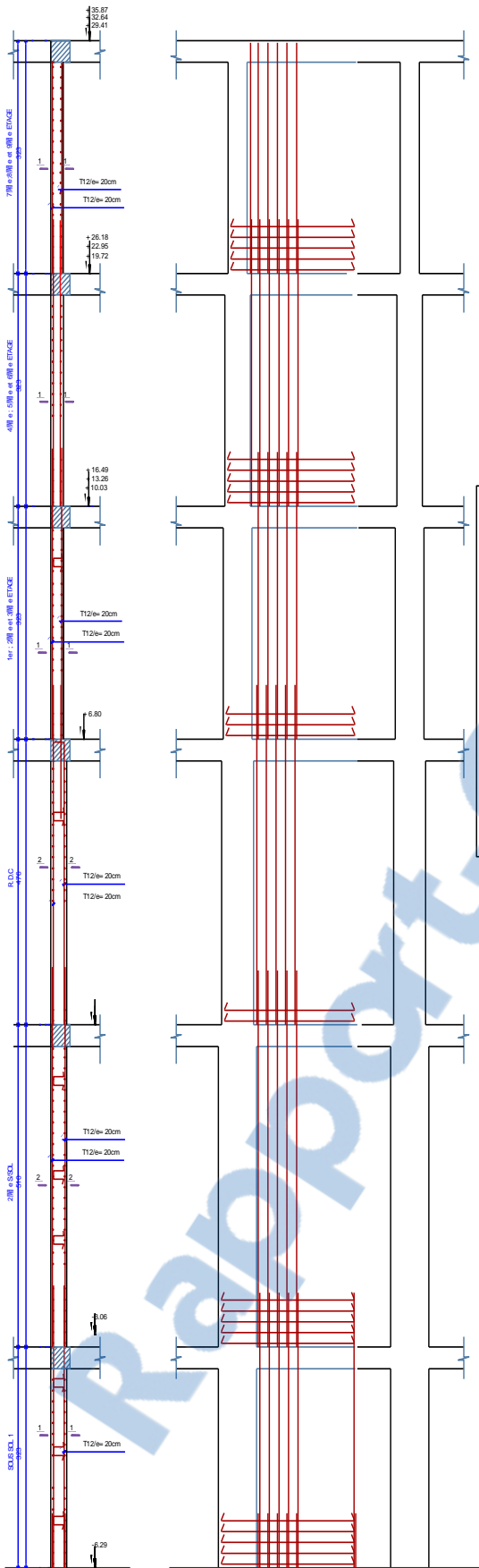


[voile V4 (L= 285cm)]



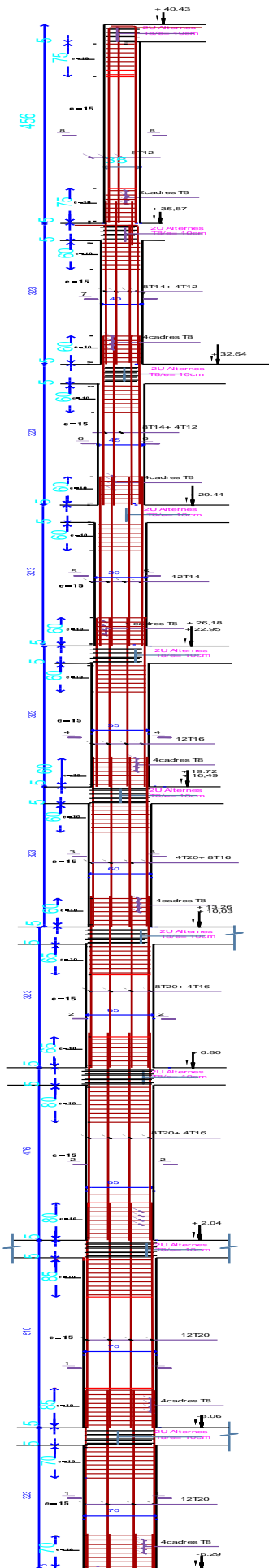
[voile V6 (L= 480cm)]



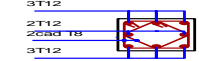


PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE Du POTEAU CENTRAL

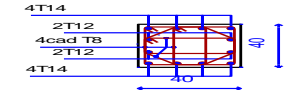
POTEAUX CENTRAL ECH: 1/25



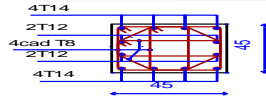
COUPE 8-8 ECH: 1/10



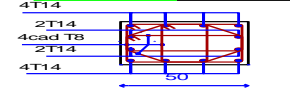
COUPE 7-7 ECH: 1/10



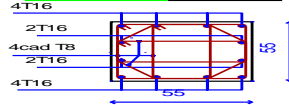
COUPE 6-6 ECH: 1/10



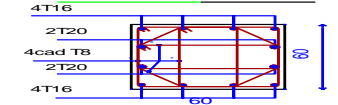
COUPE 5-5 ECH: 1/10



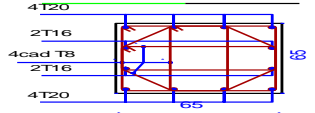
COUPE 4-4 ECH: 1/10



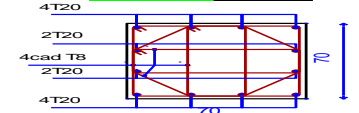
COUPE 3-3 ECH: 1/10



COUPE 2-2 ECH: 1/10

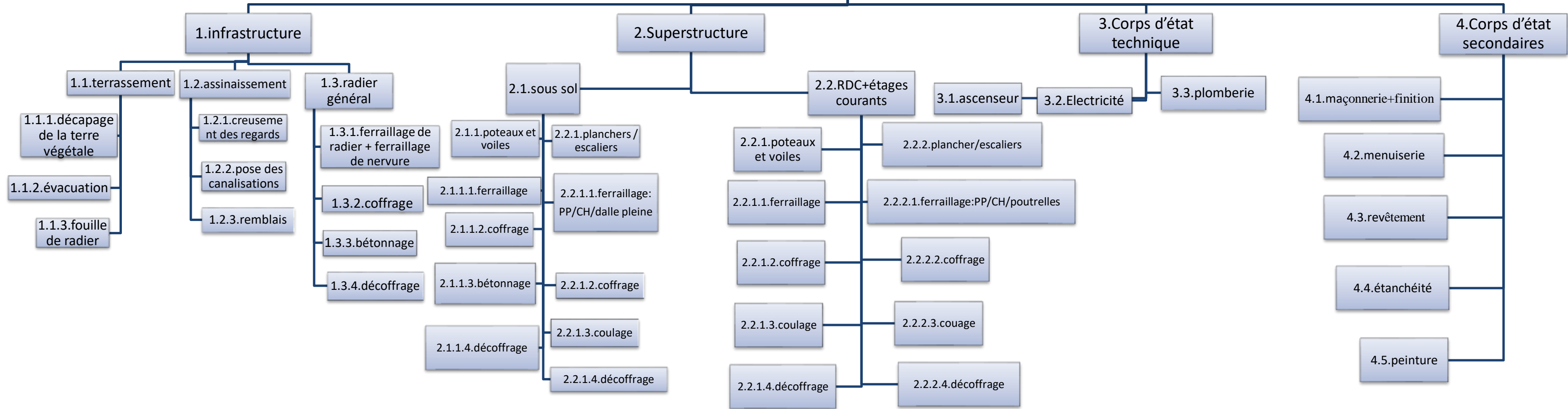


COUPE 1-1 ECH: 1/10



ANNEXE C

Construction d'un bâtiment R+9 avec 2ss à Sidi belabbas



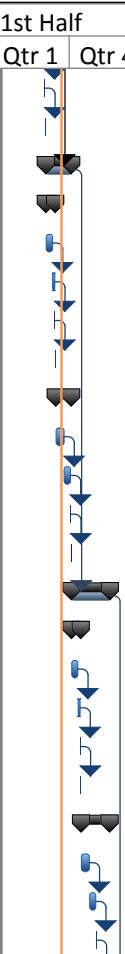
ANNEXE D

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
1	Réalisation d'un bâtiment R+9 avec 2ss	1364,25 day	Sun 02/02/20	Thu 09/05/24								
2	Installation de chantier	15 days	Sun 02/02/20	Wed 19/02/20								
3	Terrassement	10 days	Thu 20/02/20	Mon 02/03/20								
4	Terrassement général et nivellement de la plate forme	10 days	Thu 20/02/20	Mon 02/03/20								
5	Fondations	61 days	Tue 03/03/20	Mon 11/05/20								
6	fouille du radier	14 days	Tue 03/03/20	Wed 18/03/20								
7	fouilles en tranchées pour assainissement	2 days	Thu 19/03/20	Sat 21/03/20								
8	pose des regards	4 days	Sun 22/03/20	Thu 26/03/20								
9	coulage du béton de propreté	1 day	Thu 26/03/20	Fri 27/03/20								
10	ferrailage du radier	12 days	Sat 28/03/20	Fri 10/04/20								
11	coffrage du radier	13 days	Sat 11/04/20	Sat 25/04/20								
12	coulage du béton	10,5 days	Sun 26/04/20	Thu 07/05/20								
13	décoffrage	1 day	Sat 09/05/20	Sun 10/05/20								
14	superstructure	1252 days?	Mon 11/05/20	Wed 10/04/24								
15	Sous sol 2	53,88 days	Mon 11/05/20	Sat 11/07/20								
16	poteaux et voiles	28 days	Mon 11/05/20	Thu 11/06/20								
17	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Mon 11/05/20	Tue 02/06/20								
18	coffrage	6 days	Tue 02/06/20	Tue 09/06/20								
19	coulage du béton	1 day	Tue 09/06/20	Wed 10/06/20								
20	Décoffrage	1 day	Wed 10/06/20	Thu 11/06/20								
21	plancher et escaliers	25 days	Sat 13/06/20	Sat 11/07/20								
22	coffrage	25 days	Sat 13/06/20	Sat 11/07/20								
23	ferrailage PP , CH,dalle pleine ,escaliers	20 days	Sat 13/06/20	Sun 05/07/20								

Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/20

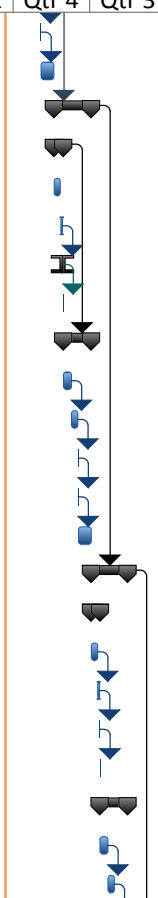
Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
24	coulage du béton	1 day	Sun 05/07/20	Mon 06/07/20								
25	décoffrage	1 day	Tue 07/07/20	Wed 08/07/20								
26	Sous sol 1	78,38 days	Sat 11/07/20	Fri 09/10/20								
27	poteaux et voiles	28,5 days	Sat 11/07/20	Thu 13/08/20								
28	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sat 11/07/20	Mon 03/08/20								
29	coffrage	6 days	Mon 03/08/20	Mon 10/08/20								
30	coulage du béton	1 day	Mon 10/08/20	Tue 11/08/20								
31	Décoffrage	1 day	Wed 12/08/20	Thu 13/08/20								
32	plancher et escaliers	48,25 days	Sat 15/08/20	Fri 09/10/20								
33	coffrage	25 days	Sat 15/08/20	Sat 12/09/20								
34	ferrailage PP , CH,poutrelles ,escaliers	20 days	Sun 13/09/20	Mon 05/10/20								
35	coulage du béton	1 day	Tue 06/10/20	Wed 07/10/20								
36	décoffrage	1 day	Thu 08/10/20	Fri 09/10/20								
37	RDC	120 days	Sat 10/10/20	Wed 24/02/21								
38	poteaux et voiles	29 days	Sat 10/10/20	Thu 12/11/20								
39	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sat 10/10/20	Sun 01/11/20								
40	coffrage	6 days	Mon 02/11/20	Sun 08/11/20								
41	coulage du béton	1 day	Mon 09/11/20	Tue 10/11/20								
42	Décoffrage	1 day	Wed 11/11/20	Thu 12/11/20								
43	plancher et escaliers sous sol	89 days	Sat 14/11/20	Tue 23/02/21								
44	coffrage	25 days	Sat 14/11/20	Sat 12/12/20								
45	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sun 13/12/20	Mon 04/01/21								
46	coulage du béton	1 day	Tue 05/01/21	Wed 06/01/21								



Project: Project pfe Date: Fri 04/09/20	Task		Inactive Task		Start-only	
	Split		Inactive Milestone		Finish-only	
	Milestone		Inactive Summary		Deadline	
	Summary		Manual Task		Critical	
	Project Summary		Duration-only		Critical Split	
	External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
	External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
47	décoffrage	1 day	Thu 07/01/21	Fri 08/01/21								
48	Maçonnerie	40 days	Sat 09/01/21	Tue 23/02/21								
49	étage 1	116 days	Wed 24/02/21	Tue 06/07/21								
50	poteaux et voiles	29 days	Wed 24/02/21	Mon 29/03/21								
51	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Wed 24/02/21	Thu 18/03/21								
52	coffrage	5 days	Sun 21/03/21	Fri 26/03/21								
53	coulage du béton	1 day	Sat 27/03/21	Sun 28/03/21								
54	Décoffrage	1 day	Sun 28/03/21	Mon 29/03/21								
55	plancher et escaliers	87 days	Mon 29/03/21	Tue 06/07/21								
56	coffrage	25 days	Mon 29/03/21	Mon 26/04/21								
57	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Mon 26/04/21	Wed 19/05/21								
58	coulage du béton	1 day	Wed 19/05/21	Thu 20/05/21								
59	décoffrage	1 day	Thu 20/05/21	Fri 21/05/21								
60	Maçonnerie	40 days	Sat 22/05/21	Tue 06/07/21								
61	étage 2	114,38 days	Tue 06/07/21	Sun 14/11/21								
62	poteaux et voiles	28 days	Tue 06/07/21	Sat 07/08/21								
63	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Tue 06/07/21	Thu 29/07/21								
64	coffrage	6 days	Thu 29/07/21	Thu 05/08/21								
65	coulage du béton	1 day	Thu 05/08/21	Fri 06/08/21								
66	Décoffrage	1 day	Fri 06/08/21	Sat 07/08/21								
67	plancher et escaliers	87 days	Sat 07/08/21	Sun 14/11/21								
68	coffrage	25 days	Sat 07/08/21	Sat 04/09/21								
69	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sat 04/09/21	Mon 27/09/21								



Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/20

Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
70	coulage du béton	1 day	Mon 27/09/21	Tue 28/09/21								
71	décoffrage	1 day	Tue 28/09/21	Wed 29/09/21								
72	Maçonnerie	40 days	Wed 29/09/21	Sun 14/11/21								
73	étage 3	116,38 days	Sun 14/11/21	Sun 27/03/22								
74	poteaux et voiles	28 days	Sun 14/11/21	Thu 16/12/21								
75	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sun 14/11/21	Tue 07/12/21								
76	coffrage	6 days	Tue 07/12/21	Tue 14/12/21								
77	coulage du béton	1 day	Tue 14/12/21	Wed 15/12/21								
78	Décoffrage	1 day	Wed 15/12/21	Thu 16/12/21								
79	plancher et escaliers	87 days	Sat 18/12/21	Sun 27/03/22								
80	coffrage	25 days	Sat 18/12/21	Sat 15/01/22								
81	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sat 15/01/22	Mon 07/02/22								
82	coulage du béton	1 day	Mon 07/02/22	Tue 08/02/22								
83	décoffrage	1 day	Tue 08/02/22	Wed 09/02/22								
84	Maçonnerie	40 days	Wed 09/02/22	Sun 27/03/22								
85	étage 4	116,38 days	Sun 27/03/22	Sun 07/08/22								
86	poteaux et voiles	28 days	Sun 27/03/22	Thu 28/04/22								
87	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sun 27/03/22	Tue 19/04/22								
88	coffrage	6 days	Tue 19/04/22	Tue 26/04/22								
89	coulage du béton	1 day	Tue 26/04/22	Wed 27/04/22								
90	Décoffrage	1 day	Wed 27/04/22	Thu 28/04/22								
91	plancher et escaliers	87 days	Sat 30/04/22	Sun 07/08/22								
92	coffrage	25 days	Sat 30/04/22	Sat 28/05/22								

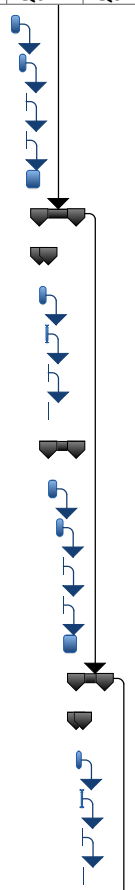
Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/20

Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
93	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sat 28/05/22	Mon 20/06/22								
94	coulage du béton	1 day	Mon 20/06/22	Tue 21/06/22								
95	décoffrage	1 day	Tue 21/06/22	Wed 22/06/22								
96	Maçonnerie	40 days	Wed 22/06/22	Sun 07/08/22								
97	étage 5	116,38 days	Sun 07/08/22	Sun 18/12/22								
98	poteaux et voiles	28 days	Sun 07/08/22	Thu 08/09/22								
99	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sun 07/08/22	Tue 30/08/22								
100	coffrage	6 days	Tue 30/08/22	Tue 06/09/22								
101	coulage du béton	1 day	Tue 06/09/22	Wed 07/09/22								
102	Décoffrage	1 day	Wed 07/09/22	Thu 08/09/22								
103	plancher et escaliers	87 days	Sat 10/09/22	Sun 18/12/22								
104	coffrage	25 days	Sat 10/09/22	Sat 08/10/22								
105	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sat 08/10/22	Mon 31/10/22								
106	coulage du béton	1 day	Mon 31/10/22	Tue 01/11/22								
107	décoffrage	1 day	Tue 01/11/22	Wed 02/11/22								
108	Maçonnerie	40 days	Wed 02/11/22	Sun 18/12/22								
109	étage 6	114,63 days	Sun 18/12/22	Fri 28/04/23								
110	poteaux et voiles	28 days	Sun 18/12/22	Thu 19/01/23								
111	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sun 18/12/22	Tue 10/01/23								
112	coffrage	6 days	Tue 10/01/23	Tue 17/01/23								
113	coulage du béton	1 day	Tue 17/01/23	Wed 18/01/23								
114	Décoffrage	1 day	Wed 18/01/23	Thu 19/01/23								
115	plancher et escaliers	87 days	Thu 19/01/23	Fri 28/04/23								

Project: Project pfe Date: Fri 04/09/20	Task		Inactive Task		Start-only	
	Split		Inactive Milestone		Finish-only	
	Milestone		Inactive Summary		Deadline	
	Summary		Manual Task		Critical	
	Project Summary		Duration-only		Critical Split	
	External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
	External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
116	coffrage	25 days	Thu 19/01/23	Thu 16/02/23								
117	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Thu 16/02/23	Sat 11/03/23								
118	coulage du béton	1 day	Sat 11/03/23	Sun 12/03/23								
119	décoffrage	1 day	Sun 12/03/23	Mon 13/03/23								
120	Maçonnerie	40 days	Mon 13/03/23	Fri 28/04/23								
121	étage 7	115 days	Sat 29/04/23	Thu 07/09/23								
122	poteaux et voiles	28 days	Sat 29/04/23	Tue 30/05/23								
123	ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sat 29/04/23	Sun 21/05/23								
124	coffrage	6 days	Sun 21/05/23	Sun 28/05/23								
125	coulage du béton	1 day	Sun 28/05/23	Mon 29/05/23								
126	Décoffrage	1 day	Mon 29/05/23	Tue 30/05/23								
127	plancher et escaliers	87 days	Wed 31/05/23	Thu 07/09/23								
128	coffrage	25 days	Wed 31/05/23	Wed 28/06/23								
129	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Wed 28/06/23	Fri 21/07/23								
130	coulage du béton	1 day	Fri 21/07/23	Sat 22/07/23								
131	décoffrage	1 day	Sat 22/07/23	Sun 23/07/23								
132	Maçonnerie	40 days	Sun 23/07/23	Thu 07/09/23								
133	étage 8	88,5 days	Thu 07/09/23	Sun 17/12/23								
134	poteaux et voiles	21 days	Thu 07/09/23	Sun 01/10/23								
135	ferrailage poteaux et voiles	15 days	Thu 07/09/23	Sun 24/09/23								
136	coffrage	4 days	Sun 24/09/23	Fri 29/09/23								
137	coulage du béton	1 day	Fri 29/09/23	Sat 30/09/23								
138	Décoffrage	1 day	Sat 30/09/23	Sun 01/10/23								



Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/20

Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
139	plancher et escaliers	67 days	Mon 02/10/23	Sun 17/12/23								
140	coffrage	20 days	Mon 02/10/23	Tue 24/10/23								
141	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	15 days	Tue 24/10/23	Fri 10/11/23								
142	coulage du béton	1 day	Sat 11/11/23	Sun 12/11/23								
143	décoffrage	1 day	Sun 12/11/23	Mon 13/11/23								
144	Maçonnerie	30 days	Mon 13/11/23	Sun 17/12/23								
145	étage 9	67 days?	Sun 17/12/23	Sun 03/03/24								
146	poteaux et voiles	21 days	Sun 17/12/23	Wed 10/01/24								
147	ferrailage poteaux et voiles	15 days	Sun 17/12/23	Wed 03/01/24								
148	coffrage	4 days	Wed 03/01/24	Mon 08/01/24								
149	coulage du béton	1 day	Mon 08/01/24	Tue 09/01/24								
150	Décoffrage	1 day	Tue 09/01/24	Wed 10/01/24								
151	plancher et escaliers	67 days?	Sun 17/12/23	Sun 03/03/24								
152	coffrage	20 days	Sun 17/12/23	Tue 09/01/24								
153	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	15 days	Tue 09/01/24	Fri 26/01/24								
154	coulage du béton	1 day?	Fri 26/01/24	Sat 27/01/24								
155	décoffrage	1 day?	Sat 27/01/24	Sun 28/01/24								
156	Maçonnerie	30 days?	Sun 28/01/24	Sun 03/03/24								
157	Buanderie	70,75 days	Sun 21/01/24	Wed 10/04/24								
158	poteaux et voiles	18,5 days	Sun 21/01/24	Sun 11/02/24								
159	ferrailage poteaux et voiles	10 days	Sun 21/01/24	Thu 01/02/24								
160	coffrage	4 days	Sat 03/02/24	Wed 07/02/24								
161	coulage du béton	1 day	Thu 08/02/24	Fri 09/02/24								

Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/20

Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Half	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
162	Décoffrage	1 day	Sat 10/02/24	Sun 11/02/24								
163	plancher et escaliers	47,13 days	Sat 17/02/24	Wed 10/04/24								
164	coffrage	20 days	Sat 17/02/24	Sun 10/03/24								
165	ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	15 days	Mon 11/03/24	Thu 28/03/24								
166	coulage du béton	1 day	Thu 28/03/24	Fri 29/03/24								
167	décoffrage	1 day	Fri 29/03/24	Sat 30/03/24								
168	Maçonnerie	10 days	Sat 30/03/24	Wed 10/04/24								
169	Corps d'etats secondaire	1024,63 day	Wed 24/02/21	Thu 09/05/24								
170	finition	720 days	Wed 24/02/21	Sat 27/05/23								
171	peinture	540 days	Wed 27/10/21	Thu 06/07/23								
172	menuiserie	270 days	Mon 02/05/22	Mon 06/03/23								
173	plomberie	250 days	Sun 05/06/22	Fri 17/03/23								
174	électricité	260 days	Mon 17/07/23	Thu 09/05/24								

Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/20

Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			