# Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

الملخص

**Chapitre I : Présentation du projet**

I-1- Introduction ..... 1

I-2- Présentation de l'ouvrage ..... 1

I-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure : ..... 2

I-2-1-1- Dimensions en élévation : ..... 2

I-2-1-2- Dimensions en plan : ..... 2

I-3- Conception de la structure ..... 2

I-3-1- Ossature de l'ouvrage ..... 2

I-3-2- Plancher ..... 2

I-3-3- Escaliers ..... 3

I-3-4- Maçonnerie ..... 3

I-3-5- Revêtement ..... 3

I-3-6- Acrotère ..... 3

I-4- Caractéristiques des matériaux ..... 3

I-4-1- Béton ..... 3

I-4-1-1- Les constituant du béton ..... 4

I-4-1-2- Dosages ..... 4

I-4-1-3- Résistance ..... 4

I-4-1-5- Module de déformation longitudinale ..... 5

I-4-1-6- Coefficient de poisson ..... 5

I-4-1-7- Contrainte ultime de cisaillement du béton ..... 6

I-4-1-8- La contrainte de compression à l'ELU ..... 6

I-4-1-9- La contrainte de compression à l'ELS ..... 7

I-4-2- L'acier ..... 8

I-4-2-1- Définition ..... 8

I-4-2-2- Caractéristiques des aciers utilisés ..... 8
I-4-2-3- Contraintes limites des aciers ..... 8
I-5-Les hypothèses de calcul ..... 9
I-6-Caractéristiques géotechniques du sol……..…10

**Chapitre II: descente des charges et pré-dimensionnement**

II-1- Introduction ..... 11
II-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux ..... 11
II-2-1- Les planchers ..... 11
II-2-1-1- Les planchers à corps creux ..... 11
II-2-1-2- Les planchers à dalle pleine ..... 13
II-2-2- Acrotère ..... 15
II-3- Evaluation des charges et surcharges ..... 15
II-3-1- Plancher RDC (usage de commerce) ..... 16
II-3-1-1- Plancher à corps creux (16+5) ..... 16
II-3-1-2- Plancher à Dalle pleine ..... 16
II-3-2- Plancher Etage courant ..... 17
II-3-3-Plancher Terrasse ..... 17
II-3-3-1- Plancher Terrasse inaccessible ..... 17
II-3-3-2- Plancher Terrasse accessible ..... 18
II-3-4- Balcon ..... 18
II-3-5- Murs ..... 19
II-3-5-1- Mur Extérieur (double cloison) ..... 19
II-3-5-2- Mur Intérieur (simple cloison) ..... 20
II-4- Pré dimensionnement des éléments structuraux ..... 20
II-4-1- Poutres ..... 20
II-4-1-1- Poutres Principales ..... 21
II-4-1-2- Poutres Secondaires ..... 22
II-4-2- Poteaux ..... 22
II-4-3- Voiles ..... 25
II-5- Pré dimensionnement des éléments secondaire ..... 26
II-5-1- Pré-dimensionnement de la rampe d'accès ..... 26
II-5-1- Pré dimensionnement d'escaliers ..... 27
II-5-1- Introduction ..... 27

II-5-2- Terminologie ..... 28
II-5-3- Dimensionnement des escaliers ..... 28
II-5-4- Evaluation des charges et surcharges ..... 34
II-6- Conclusion..... 37

## Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Introduction ..... 38
III-1- Etude des planchers ..... 38
III-1-1- Plancher à corps creux ..... 38
III-1-1-1- Introduction ..... 38
III-1-1-2- Combinaisons des charges ..... 38
III-1-1-3-Types des poutrelles ..... 39
III-1-1-4-Méthodes de calcul ..... 41
III-1-1-5-Armatures longitudinales ..... 48
III-1-1-6- Armatures transversales ..... 53
III-1-1-7- Vérification des poutrelles au niveau des appuis ..... 54
III-1-1-8- Vérification à l'état limite de service (ELS) ..... 56
III-1-1-9-Vérification de la flèche ..... 57
III-1-1-10- Ferraillage de la dalle de compression ..... 58
III-1-2- Plancher à dalle pleine ..... 59
III-1-2-1- Introduction ..... 59
III-1-2-2- Combinaisons des charges ..... 59
III-1-2-3 Calcul du Planchers sous-sol ..... 59
III-1-2-3-1 Chargement ..... 59
III-1-2-3-2 Détermination du sens de portée de la dalle ..... 60
III-1-2-3-3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) ..... 60
III-1-2-3-4 Les moments totaux appliqués sur la dalle ..... 60
III-1-2-3-5 Calcul du ferraillage de la dalle ..... 61
III-2- La dalle d'ascenseur ..... 65
III-2-1- Introduction ..... 65
III-2-2- Caractéristiques de la machine ..... 65
III-2-3-Combinaisons des charges ..... 66
III-2-4-Charges et surcharges supportées par la dalle ..... 66
II-2-4-1-Charge et surcharge de la dalle ..... 66
III-2-4-2-Charge et surcharge de la machine ..... 67
III-2-5- Moments fléchissant ..... 68

III-2-5-1- Sous la charge répartie : D'après C.B.A.9 ..... 68
III-2-5-2- Sous la charge concentrée ..... 68
III-2-5-3- Superposition des moments fléchissant ..... 70
III-2-5-4- Calcul des moments fléchissant réels ..... 71
III-2-6- Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93 ..... 71
III-2-6-1- Calcule du ferraillage ..... 71
III-2-6-2- Calcul des espacements ..... 72
III-2-7- Vérification au poinçonnement ..... 72
III-2-8- Vérification à l'état limite de service (ELS) ..... 73
III-2-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales ..... 73
III-2-9-1- Calcul de la contrainte admissible ..... 73
III-2-9-2- Calcul de l'effort tranchant ..... 74
III-2-9-3- Superposition des efforts tranchants ..... 74
III-2-9-4- La contrainte tangente ..... 74
III-2- Étude des escaliers ..... 75
III-2-1-Combinaison d'action ..... 75
III-2-2- Diagrammes des moments et l'effort tranchant ..... 76
III-2-3- Détermination du ferraillage ..... 76
III-2-4- La poutre palière ..... 84
III-3- Etude des balcons ..... 86
III-3-1-Introduction ..... 86
III-3-2- Combinaisons des charges ..... 86
III-3-3- Types des balcons ..... 87
III-3-4- Charges appliquées sur le balcon ..... 87
III-3-5- Moments fléchissant et efforts tranchants ..... 87
III-3-6- Armatures du balcon : D'après le C.B.A.93 ..... 88
III-3-6-1- Calcul des armatures longitudinales ..... 88
III-4- Etude de l'acrotère ..... 91
III-4-1- Introduction ..... 91
III-4-2- Combinaisons des charges ..... 91
III-4-3- Ferraillage de l'acrotère ..... 91
III-4-3-1- Calcul des armatures longitudinales ..... 91
III-5- Etude de la rampe d'accès ..... 95
III-5- 1- Les charges appliquées sur la rampe d'accès ..... 96
III-5- 2-Les combinaisons d'actions ..... 96
III-5- 3-Calcul du moment de flexion ..... 96

III-5- 4- Détermination du ferraillage ..... 98
III-5- 5- Vérification de l'effort tranchant..... 101
III-5- 5- Schéma du ferraillage..... 103
III-6- Conclusion……104

**Chapitre IV : Etude dynamique**

IV-1- Introduction ..... 105
IV-2- L'étude dynamique ..... 105
IV-3- Définition du Sap..... 106
IV-4- Modélisation de la structure ..... 106
IV-4-1- Modélisation de rigidité .....106
IV-4-2- Modélisation de masse ..... 106
IV-5- Les méthodes de calcul..... 107
IV-6- Combinaisons de calcul : D'après RPA99/Version2003 ..... 108
IV-7- La méthode statique équivalente ..... 108
IV-7-1- Coefficient d'accélération de la zone A ..... 111
IV-7-2- Coefficient de comportement R ..... 111
IV-7-3- Facteur de qualité Q ..... 112
IV-7-4- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale ..... 113
IV-7-5-Choix de système de contreventement ..... 114
IV-7-6-Les conditions à vérifier ..... 115
IV-7-7- La disposition des voiles ..... 115
IV-7-8- Facteur d'amplification dynamique moyen D ..... 118
IV-7-9- Détermination de l'effort tranchant à la base (v) ..... 120
IV-8- Méthode d'analyse modale spectrale ..... 120
IV-8- 1-Résultante des forces sismiques de calcul..... 121
V-9- Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique..... 122
IV-9-1-Vérification de la résultante des forces sismiques ..... 122
IV-9-2-Justification de l'interaction (Portiques-Voiles) ..... 123
IV-9-2-1-Sous sollicitations verticales ..... 123

IV-9-2-2-Sous sollicitations horizontales..... 124
IV-9-3-Justification de l'effort normal réduit ..... 125
IV-9-4-Vérification vis-à-vis des déformations ..... 126
IV-9-5-Vérification de l'effet P-Δ ..... 127
IV-9-6-Justification de la largeur des joints sismiques ..... 129
IV-10- Conclusion ..... 129
IV-11- conclusion générale ..... 129

## Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-1- Etude des poteaux ..... 130
V-1-1- Introduction ..... 130
V-1-2- Combinaisons des charges..... 130
V-1-2-1- Selon (C.B.A.93) ..... 130
V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003 ..... 130
V.1.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes..... 130
V-1-4- Sollicitations dans les poteaux ..... 132
V-1-5- Calcul du ferraillage longitudinal ..... 133
V-1-5-1- Armatures longitudinales ..... 133
V-1-5-2- Armatures transversales ..... 142
V-1-6- Vérification à l'état limite de service (ELS) ..... 145
V-1-7- Vérification au flambement ..... 149
V-2- Etude des poutres ..... 151
V-2-1- Introduction ..... 151
V-2-2- Combinaisons des charges..... 152
V-2-2-1- Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) : Les combinaisons fondamentales. ..... 152
V-2-2-2- Selon RPA99/version 2003 ..... 152
V-2-3- Moments fléchissant ..... 152
V-2-4- Ferraillage des poutres..... 154
V-2-4-1- Armatures longitudinales ..... 154

V-2-4-2- Calcul des armatures transversales ..... 164
V-2-5- Vérification à l'état limite de service (ELS) ..... 167
V-2-6- Justification des poutres aux niveaux des appuis ..... 169
V-2-6-1- Appui intermédiaire ..... 169
V-2-6-2- Appui de rive ..... 170
V-2-7- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) ..... 171
V-2-7-1- Moment résistant dans les poteaux ..... 172
V-2-7-2- Moment résistant dans les poutres ..... 173
V-2-8- Vérification de la flèche ..... 175
V-2-9- Règles concernant les arrêts des armatures ..... 177
V-3- Etude des voiles ..... 177
V-3-1- Introduction ..... 177
V-3-2- Combinaisons des charges ..... 178
V-3-2-1- Selon (C.B.A.93) ..... 178
V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003 ..... 178
V-3-3- Recommandation du RPA99/Version 2003 ..... 178
V-3-3-1- Armatures verticales (Principales) ..... 178
V-3-3-2- Armatures horizontales (secondaires) ..... 179
V-3-3-3- Armatures transversales ..... 179
V-3-3-4- Règles communes ..... 179
V-3-4- Disposition des voiles ..... 180
V-3-5- Calcul des armatures ..... 180
V-3-5-1- Armatures verticales ..... 180
V-3-5-2- Armatures horizontales ..... 183
V-3-5-3- Choix des armatures ..... 201
V-4- Voiles périphériques (sous-sol) ..... 214
V-4-1- Les caractéristiques du sol sont les suivantes ..... 214
V-4-2-Dimensions du voile ..... 214
V-4-3- Evaluation des charges et surcharges ..... 214

Rapport-Gratuit.com

V-4-4-Calcul de ferraillage ..... 215
V-4-5 Valeur minimal à respecter ..... 216
V-4-6 Armatures longitudinales ..... 216
V-4-7- Effort tranchant..... 218
V-4-8- Vérification de l'effort tranchant ..... 219
V-4-9 -Vérification à ELS ..... 219
V-4-2-Pour le voile périphérique 02 ..... 220
V-4-2-1- Dimensions du voile..... 220
V-4-2-2- Evaluation des charges et surcharges ..... 220
V-4-2-3 Calcul de ferraillage ..... 220
V-4-2-4 -Valeur minimal à respecter ..... 221
V-4-2-5- Armatures longitudinales ..... 222
V-4-2-6- Sections minimales des armatures ..... 222
V-4-2-7-Effort tranchant ..... 223
V-4-2-8 Vérification à ELS ..... 223
V-5-Conclusion ..... 223

## Chapitre VI : Etude L'infrastructure

VI-1- Introduction ..... 224
VI-2- Contrainte admissible du sol ..... 224
VI-3-Hypothèses de calcul ..... 224
VI-4 -Combinaisons des charges..... 224
VI-5 -Choix du type de fondation ..... 224
VI-5-2- Vérification de chevauchement entre semelles isolées ..... 226
VI-5-3 Etudes des semelles filantes ..... 226
VI-5-3-1 Pré dimensionnement des semelles filantes ..... 226
VI-5-3-2 Vérification de chevauchement entre semelle filantes ..... 227
VI-6- Etudes d'un radier ..... 227
VI-6-1- Définition de radier ..... 227

VI-6-2- Modélisation du radier ..... 227
VI-6-3- Pré dimensionnement du radier dalle ..... 228
VI-6-4- La modélisation ..... 229
VI-6-5- Les vérifications nécessaires du radier..... 230
VI-6-6- Calcul le Ferraillage ..... 232
VI-6-6-1- Ferraillage de la dalle de radier ..... 232
VI-6-6-1-1- Schéma de ferraillage ..... 236
VI-6-6-2-3-Schéma de ferraillage ..... 240
VI-7- Conclusion……240

**Chapitre VII : Etude managériale**

VII-1 Introduction ..... 241
VII-2 Présentation de projet ..... 242
VII-2-1 Cycle de vie d'un projet de construction ..... 242
VII-2-2 Partie prenante du projet ..... 243
VII-3 Planification de notre projet ..... 244
VII-3-1)- La matrice des priorités (MPP) ..... 245
VII-3-2 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS) ..... 246
VII-3-2-1 Les avantages d'un projet clé en main ..... 248
VII-3-2-2 Les limites d'un projet clé en main..... 248
VII-3-3 Works Breakdown Structure (WBS)..... 249
VII-3-4 Organisationnel breakdown structure (OBS) ..... 249
VII-3-5 Diagramme de Gantt (délai) ..... 250
VII-3-5-1 MS Project ..... 250
VII-3-5-3 Nombre des effectifs ..... 251
VII-3-5-4 Estimation de nombre des éléments structuraux et ses quantités ..... 252
VII-4 L'estimation du coût de projet ..... 255
VII-4-1 Estimation par analogie (Descendante)..... 255
VII-4-2 Estimation analytique (Ascendante; bottum-up) ..... 255

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VII-4-3 Estimation paramétrique ..... 255

VII-4-4 Estimation par logiciels de gestion de projet ..... 255

VII-5 Le management des risques ..... 258

VII-5-1 Caractéristiques du risque ..... 258

VII-5-2 La procédure de mise en place du management des risques de projet ..... 258

VII-5-3 Classification des risques présentant dans notre projet ..... 259

VII-5-4 Matrice de criticité ..... 260

VII-6 Conclusion ..... 261

**CONCLUSION GENERALE.**

**REFERENCE BIBIOGRAPHIQUES.**

**ANNEXE A :** Diagramme de GANTT

**ANNEXE B :** WBS

**ANNEXE C:** Plans architecturaux

**ANNEXE D :** Plans génie civil

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation du projet

Figure I- 1: Plan de masse et de situation ..... 1
Figure I- 2 : Diagramme des contraintes déformations du béton ..... 7
Figure I- 3 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS ..... 7
Figure I- 4 : Diagramme des contrainte-déformation pour les aciers ..... 9

## Chapitre II : descente des charges et pré-dimensionnement

Figure II-1 : Plancher à corps creux ..... 12
Figure II- 2 : Types des poutrelles pour etage 01 ..... 12
Figure II- 3 : Dimensions d'une poutrelle ..... 13
Figure II- 4 : Le plus grand panneau ..... 14
Figure II- 5 : Plancher à dalle pleine ..... 14
Figure II- 6 : Dimensions de l'acrotère ..... 15
Figure II- 7 : Plancher corps creux RDC ..... 16
Figure II- 8 : Plancher dalle pleine SS2 ..... 16
Figure II- 9 : Plancher corps creux terrasse inaccessible ..... 17
Figure II- 10 : Dalle pleine de balcon ..... 18
Figure II- 11 : Mur exterieur (double paroi) ..... 19
Figure II- 12 : Mur interieur (simple paroi) ..... 20
Figure II- 13 : dimensions du poutre principale ..... 21
Figure II- 14 : dimensions du poutre secondaire ..... 22
Figure II- 15 : Section supporté par le poteau le plus sollicité ..... 23
Figure II- 16 : Coupe des murs voiles en élévation ..... 25
Figure II- 17 : Schéma statique de la rampe d'accès ..... 26
Figure II- 18 : Vue en plan de la rampe d'accés ..... 27
Figure II- 19 : Types des escaliers ..... 28

## Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Figure III- 1 : dimensions de la poutrelle ..... 48
Figure III- 2 : Ferraillage de la dalle de compression ..... 59
Figure III- 3 : Le panneau le plus sollicité ..... 60
Figure III- 4 : Une bande de 1m pour le calcul de férraillage ..... 62
Figure III- 5 : La disposi:tion des armatures de la dalle pleine ..... 64
Figure III- 6 : Caractéristique de l'ascenseur ..... 65
Figure III- 7 : Système de fonctionnement de l'ascenseur ..... 66
Figure III- 8 : Zone d'impact ..... 68
Figure III- 9 : Dimensions de la charge concentrée ..... 69
Figure III- 10 : Ferraillage de la dalle machine ..... 75
Figure III- 11 : Chargement supporter par le palier et la volée ..... 75
Figure III- 12 : Moment fléchissant à EL et ELS ..... 76
Figure III- 13 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier RDC ..... 83

Figure III- 14 : Schéma de férraillage de la poutre palière ..... 85
Figure III- 15 : Schéma statique du balcon ..... 87
Figure III- 16 : Ferraillage du balcon ..... 90
Figure III- 17 –a : Vue en plan du balcon ..... 91
Figure III- 17-b : Vue en coupe du balcon ..... 91
Figure III- 18 : Section de calcul d'acrotère ..... 92
Figure III- 19 : Ferraillage de l'acrotère ..... 95
Figure III- 20 : Vue en plan de la rampe d'accées ..... 96
Figure III- 21 : Section de calcul de la rampe d'accées ..... 96
Figure III- 22 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS ..... 97
Figure III- 23 : Nappe inférieure du ferraillage de la rampe d'accées ..... 103
Figure III- 24 : Nappe superieure du férraillage de la rampe d'accés ..... 104

**Chapitre IV : Etude dynamique**

Figure IV-1 : Modèle initiale de la structure. ..... 107
Figure IV-2 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement ..... 111
Figure IV-3 : (Principe de l'interaction Voile - Portique). ..... 115
Figure IV-4 : Le modèle finale. ..... 116
Figure IV-5 : Le modèle finale (Portique-Voiles). ..... 117
Figure IV-6 : Courbe de spectre de réponse de RPA. ..... 121
Figure IV-7 : diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales. ..... 124
Figure IV-8 : diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales. ..... 125
Figure VI-9 : Le joint sismique. ..... 130

**Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux) ..... 134
Figure V-2 : Ferraillage des poteaux (Etage 1). ..... 150
Figue V-3 : La zone nodale (Poteau-Poutre). ..... 172
Figure V-4 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs. ..... 177
Figure V-5 : Schéma de ferraillage de poutre principale sous-sol. ..... 177
Figure V-6 : Disposition des voiles ..... 180
Figure V-7: Voile soumis à la flexion composée. ..... 180
Figure V-8 : Ferraillage du voile (4) au niveau du SS2. ..... 212
Figure V-9 : Présentation du voile périphérique. ..... 213
Figure V-10 : Répartition des contraintes sur le voile ..... 214
Figure V-11 : Exemple ferraillage du Voile périphérique. ..... 224

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI-1 : Dimensions de la semelle isolée. ..... 225
Figure VI-2 Schéma d'une Semelle filante. ..... 226
Figure VI-3: Dimensions du radier. ..... 229
Figure VI-4: Modélisation et Déformations de radier. ..... 229
Figure VI-5: réaction de la structure à l'ELS. ..... 230
Figure VI-6: déplacement maximale $Z_{max}$ de la structure à l'ELS ..... 231
Figure VI-7: Ferraillage de la dalle du radier. ..... 236
Figure VI-8: Schéma de ferraillage des nervures « sens x » ..... 240

## Chapitre VII : Etude managérial

Figure VII-1 : cycle de vie du projet de construction ..... 243
Figure VII-2 : les intervenants de notre projet. ..... 244
Figure VII-3 : Outilles utilisés planifier. ..... 245
Figure VII-4: Les priorités du projet (PP). ..... 245
Figure VII-5: Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS). ..... 249
Figure VII-6 : Les modèles d'estimation des coûts. ..... 256
Figure VII-7 : La matrice de criticité. ..... 260

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I- 1 : Caractéristiques des aciers ..... 8

## Chapitre II : descente des charges et pré-dimensionnement

Tableau II- 1 : Charges et surcharges du RDC (corps creux) ..... 16
Tableau II- 2 : Charges et surcharges du SS2( parking dalles pleines) ..... 17
Tableau II- 3 : Charges et surcharges d'étage courant (corps creux) ..... 17
Tableau II- 4 : Charges et surcharges de la terrasse inaccessible ..... 18
Tableau II- 5 : Charges et surcharges de la terrasse accessible ..... 18
Tableau II- 6 : Charges et surcharges du balcon ..... 19
Tableau II- 7 : Charges du au mur exterieur ..... 19
Tableau II- 8 : Charges du au mur simple paroi ..... 20
Tableau II- 9 : Dimensions et vérification des poteaux ..... 24
Tableau II- 10 : Dimensions minimales des voiles ..... 25
Tableau II- 11 : Epaisseur des escaliers ..... 30
Tableau II- 12 : Charges et surcharges du palier ..... 35
Tableau II- 13 : Charges et surcharges de la volée 1 ..... 35
Tableau II- 14 : Charges et surcharges de la volée 2 ..... 36
Tableau II- 15 : Charges et surcharges de la volée 3 ..... 36
Tableau II- 16 : Charges et surcharges de la volée 4 ..... 37
Tableau II- 17 : Charges et surcharges de la volée 5 ..... 37
Tableau II- 18 : Charges et surcharges de la volée 6 ..... 38

## Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Tableau III- 1 : Charges et surcharges supportée par les poutrelles ..... 40
Tableau III- 2 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau de RDC ..... 45
Tableau III- 3 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau de l'étage courant ..... 46
Tableau III- 4 : Moment fléchissants et effort tranchant au niveau de la terrasse accessible .. 47
Tableau III- 5 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau de la terrasse inaccessible ..... 47
Tableau III- 6 : Ferraillage calculés pour les poutrelles de RDC ..... 51
Tableau III- 7 : Ferraillage calculés pour les poutrelles de l'etage courant ..... 51
Tableau III- 8 : Ferraillage calculé pour les poutrelles de la terrasse (acc et inacc) ..... 52
Tableau III- 9 : Ferraillage adopté pour les poutrelles ..... 53
Tableau III- 10 : les contrainte tangentielles ..... 53
Tableau III- 11 : Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermidiaires ..... 55
Tableau III- 12 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives ..... 56
Tableau III- 13 : Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS ..... 57
Tableau III- 14 : Les valeurs des flèches des poutrelles ..... 58
Tableau III- 15 : Moment fléchissant de la dalle pleine ..... 62

Tableau III- 16 : Les contraintes dans le béton ..... 64
Tableau III- 17 : Charges et surcharges de la dalle ..... 67
Tableau III- 18 :C harges et surcharges de la machine..... 68
Tableau III- 19 :Résultats de calcul..... 71
Tableau III- 20 : Moment fléchissant de la dalle pleine..... 72
Tableau III- 21 : Armatures longitudinales calculée et adoptée..... 73
Tableau III- 22 :Les contraintes dans le béton ..... 74
Tableau III- 23 : Ferraillage calculé en appui et en travée ..... 79
Tableau III- 24 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple ..... 85
Tableau III- 25 : Vérification des contraintes de compression dans le béton..... 87

**Chapitre IV : Etude dynamique**

Tableau IV-1 : Récapitulatif des pénalités ..... 112
Tableau IV-2 : Périodes et participation massique du modèle initial ..... 113
Tableau IV-3 : Périodes et participation du modèle finale..... 117
Tableau IV-4 : Les poids de la structure. ..... 119
Tableau IV-5 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales. ..... 121
Tableau IV-6 : La vérification de la résultante des forces sismique..... 121
Tableau IV-7 : Efforts tranchants nouveau obtenue par les combinaisons modales..... 122
Tableau IV-8 : La vérification nouveau de la résultante des forces sismique..... 122
Tableau IV-9 : Justification de l'interaction due aux charges verticales. ..... 123
Tableau IV-10 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales ($V_{X)}$. ..... 124
Tableau IV-11 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales ($V_Y$)..... 124
Tableau IV-12 : Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages..... 125
Tableau IV-13: Vérification des déformations..... 126
Tableau IV-14: Vérification de l'effet P-Δ suivant x..... 127
Tableau IV-14: Vérification de l'effet P-Δ suivant y. ..... 128

**Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Tableau V-1: Vérification des sollicitations tangentes ..... 131
Tableau V-2 : Sollicitations maximales à ELU..... 132
Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E) ..... 132
Tableau V-4 : Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E)..... 133
Tableau V-5: La longueur de la zone nodale. ..... 134
Tableau V-6 : Les résultats de ferraillage à ELU sont récapitulés dans le tableau suivant : . 138
Tableau V-7 : Les résultats de ferraillage à (G+Q±E) sont récapitulés dans le tableau ..... 139
Tableau V-8 : Les résultats de ferraillage à (0,8G±E) sont récapitulés dans le tableau : ..... 140
Tableau V-9 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003..... 141

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau V-10 : Ferraillages longitudinales adopté pour les poteaux. ..... 142
Tableau V-10 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier..... 142
Tableau V-11 : Section calculée et adoptée des armatures transversales des poteaux. ..... 144
Tableau V-12: Sollicitations maximales fondamentales à ELS. ..... 145
Tableau V-13 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (max) ; M (corresp) ..... 147
Tableau V-14 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation M (max) ;N (corresp) ..... 148
Tableau V-15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (min) ;M (corresp) ..... 149
Tableau V-16 : Vérification du flambement pour les poteaux.. ..... 151
Tableau V-17 : Sollicitations maximales dans les Poutres principales. ..... 153
Tableau V-18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires. ..... 154
Tableau V-19 : Ferraillages calculés pour la Poutre Principale « Sap » ..... 157
Tableau V-20 : Ferraillages calculés pour la Poutre secondaire « Sap » ..... 159
Tableau V-21 : Ferraillages calculés pour la Poutre Principale « manuel ». ..... 160
Tableau V-22 : Ferraillages calculés pour la Poutre secondaire« manuel ». ..... 161
Tableau V-23 : Ferraillages adopté pour les poutres principales et secondaires. ..... 163
Tableau V-24 : la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier. ..... 164
Tableau V-25 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier..... 165
Tableau V-26 : les valeurs des contraintes tangentielles. ..... 165
Tableau V-27 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales. ..... 167
Tableau V-28 : Armatures transversales et espacements adoptés. ..... 168
Tableau V-29 : Contraintes dans le béton pour chaque type des poutres. ..... 169
Tableau V-30 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis intermédiaire. ..... 171
Tableau V-31 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives. ..... 172
Tableau V-32 : Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau. ..... 174
Tableau V-33 : Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux. ..... 175
Tableau V-34: Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections. ..... 176
Tableau V-35 : Vérification la condition de flèche. ..... 177
Tableaux V-36 : Vérification des voiles au cisaillement ..... 184
Tableaux V-37: Les sollicitations des voiles (du 1 à 13). ..... 187
Tableaux V-38: Résumer de ferraillage des voiles du 1 à 13. ..... 202

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI-1 : Calcul surface semelles filante. ..... 226
Tableau VI-2 : récapitulatif des moments exercés sur le radier. ..... 232
Tableau VI-3: Tableau récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier. ..... 236
Tableau VI-4 : Récapitulatif des moments pour les nervures. ..... 237
Tableau VI-5: Tableau récapitulatif du ferraillage des nervures ..... 237

## Chapitre VII : Etude managérial

Tableau VII-1 : Matrice de priorité de notre cas. ..... 246
Tableau VII-2 : Facteurs et leurs scores. ..... 247
Tableau VII-3 : Score de chaque système. ..... 247
Tableau VII-4 nombre des effectifs. ..... 251
Tableau VII-5 : nombre des éléments structuraux et ses quantités ..... 252
Tableau VII-6-1 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau ..... 253
Tableau VII-6-2 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau ..... 254
Tableau VII-7: Le prix de chaque catégorie des logements. ..... 257
Tableau VII-8: Le prix de chaque catégorie des locaux ..... 257
Tableau VII-10 : Classification des risques. ..... 259

Rapport-Gratuit.com

# LISTE DES NOTATIONS

**A** : coefficient d'accélération de zone
**$A_a$** : section d'armature en appui
**$A_l$** : section d'armature longitudinale
**$A_{min}$** : section d'armature minimale déterminée par les règlements
**$A_r$** : section d'armature de répartition
**$A_{ser}$** : section d'armature d'état limite de service
**$A_t$** : section d'armature de travée ou transversale
**$A_u$** : section d'armature d'état limite ultime de résistance
**$A_x$** : section d'armature du sens x-x
**$A_y$** : section d'armature du sens y-y
**A'** : section d'armature comprimée
**$A_1$** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
**$A_2$** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
**$B_r$** : section réduite du béton
**$C_p$** : facteur de force horizontale
**$C_s$** : coefficient de sécurité
**$C_r$** : charge de rupture
**D** : coefficient d'amplification dynamique
**E** : module de déformation longitudinale
**$E_{ij}$** : module de déformation longitudinale instantanée
**$E_{iv}$** : module de déformation longitudinale différée
**G** : action permanente
**H** : hauteur
**$H_A$** : armature à haute adhérence
**I** : moment d'inertie
**$I_f$** : moment d'inertie fictif
**L** : longueur
**$L_e$** : longueur en élévation
**$L_n$** : entre axe des nervures
**$L_p$** : longueur en plan
**M** : moment fléchissant
**$M_a$** : moment fléchissant en appui
**$M_c$** : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
**$M_d$** : moment fléchissant de la droite
**$M_e$** : masse du câble ; moment au centre de la section
**$M_f$** : moment fléchissant totale
**$M_g$** : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
**$M_j$** : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
**$M_l$** : masse linéaire
**$M_{ser}$** : moment fléchissant d'état limite de service
**$M_t$** : moment fléchissant de travée
**$M_u$** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
**$M_w$** : moment fléchissant de la gauche

**$M_x$** : moment fléchissant du sens x-x
**$M_y$** : moment fléchissant du sens y-y$M_0$ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
**$M_1$** : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
**$M_2$** : coefficient de Pigeaud$M_{22}$ : moment suivant le sens 2-2
**N** : effort normal
**Ne** : effort normal au centre de la section
**$N_{pp}$** : effort normal dû au poids des poutres principales
**$N_{ps}$** : effort normal dû au poids des poutres secondaires
**$N_{ser}$** : effort normal d'état limite de service
**$N_u$** : effort normal d'état limite ultime de résistance
**P** : poids propre ; périmètre
**$P_r$** : poids propre du radier
**Q** : action variable quelconque ; facteur de qualité
**R** : rayon ; coefficient de comportement de la structure
**S** : surface
**$S_r$** : surface du radier
**T** : effort tranchant
**$T_x$** : période fondamentale dans le sens x-x
**$T_y$** : période fondamentale dans le sens y-y
**Uc** : périmètre du contour
**V** : action sismique ; effort horizontal
**$V_t$** : effort sismique à la base de la structure
**W** : poids total de la structure
**$W_p$** : poids de l'élément en considération.
**a** : longueur ; distance ; dimension
**b** : largeur
**$b_0$** : largeur de la nervure
**$b_1$** : largeur de poteau
**c** : enrobage
**d** : hauteur utile ;
**e** : excentricité ; espacement
**$e_a$** : excentricité additionnelle
**f** : flèche
**$f_c$** : contrainte caractéristique du béton à la compression
**$f_e$** : limite élastique d'acier
**$f_t$** : contrainte caractéristique du béton à la traction
**g** : giron de la marche
**h** : hauteur
**$h_c$** : hauteur du corps creux
**$h_d$** : hauteur de la dalle
**$h_e$** : hauteur libre
**$h_{moy}$** : hauteur moyenne
**$h_t$** : hauteur totale
**h'** : hauteur de la zone nodale
**$h_1$** : hauteur du poteau
**i** : rayon de giration
**j** : nombre des jours

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**l** : longueur ; distance
$\mathbf{l_f}$ : longueur de flambement
$\mathbf{l_x}$ : la petite dimension du panneau de la dalle
$\mathbf{l_y}$ : la grande dimension du panneau de la dalle
**l'** : longueur de la zone nodale
$\mathbf{l_0}$ : longueur libre
$\mathbf{q_b}$ : charge linéaire induite par les marches
$\mathbf{q_{eq}}$ : charge linéaire équivalente
$\mathbf{q_l}$ : charge linéaire
$\mathbf{q_{ser}}$ : charge linéaire d'état limite de service
$\mathbf{q_u}$ : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
$\mathbf{q_P}$ : charge linéaire du palier
**s** : espacement
**t** : espacement ; période
**x** : abscisse
**y** : ordonnée
$\mathbf{y_1}$ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
$\alpha$ : Angle, coefficient sans dimension
$\gamma$ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
$\beta$ : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
$\varepsilon$ : Coefficient de réponse
$\eta$ : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
$\theta$ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
$\lambda$ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
$\mu$ : Moment réduit
$\nu$ : Coefficient de poisson
$\rho$ : Rapport de deux dimensions
$\sigma$ : Contrainte de béton ou d'acier
$\tau$ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
$\psi$ : Coefficient de pondération
$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique
$\delta$ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
$\sum$ : Sommation
$\phi$ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

# Introduction générale

Depuis l'indépendance, l'Algérie a subi des changements radicaux, qui touchaient tous les domaines, surtout ceux de construction urbaine, ces derniers temps elle tenait à construire plus des bâtiments de type collectif et plus des projets de ce thème **(AADL, CNEP…etc)** avec un taux de plus en plus élevé, **Pourquoi ?**

Tout d'abord notre pays a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, par conséquence ceci a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction.

Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol malgré les difficultés de la réalisation, et son coût élevé.

Malheureusement ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : **les séismes, les cyclones, les volcans…etc.**

Pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions. La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. **(Règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003")**, l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Actuellement l'utilisation des voiles en (B.A) c'est la solution la plus répondue.

**Le béton armé** (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation

- Durabilité

- Résistance au feu - Economie d'entretien

- Résistance aux efforts

- Face à un environnement de plus en plus instable, les projets de construction subissent souvent des retards ou des dépassements de budget et ceci à cause d'une mauvaise planification et l'absence de gestion de projet.
- En effet dans ce secteur, les activités de construction caractérisés par la complexité et l'incertitude posent des problèmes qui influe sur le bon déroulement de projet, alors

l’atteinte des objectifs techniques et le sucées de projet dépend du management de projet.

- Un bâtiment est soumis en permanence à des sollicitations extérieures (température) qui viennent perturber son état thermique. Pour cela il faut considérer L'effet de la variation de la température sur la réponse de la structure.

Dans ce contexte nous allons étudier un bâtiment constitué d’un sous-sol, entre sol,

RDC, et 9 étages à **usage multiples**.

Néanmoins, il faut faire la conception et l’étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles il est soumis, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Notre objectif n’est pas seulement de faire une **étude technique du bâtiment**, mais aussi de faire appel aux notions de **management** pour définir le délai, **le coût global et le management des risques** du projet.

# Chapitre 1

# Présentation du projet

## I-1- Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

## I-2- Présentation de l'ouvrage

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+9+2 sous-sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol est destiné comme un parking.
- L'entre sol est destiné comme un parking.
- Le rez-de-chaussée (RDC) est destiné comme un étage commercial.
- du 1 er au 9ème étage à usage d'habitation comporte 5 appartements (F3a, F3b, F4a,F4b, F4c).
  - F3a : Surface habitable : 134,6224m²
  - F3b : Surface habitable : 142,5459m²
  - F4a : Surface habitable : 152,5638m²
  - F4b : Surface habitable : 163,1095m²
  - F4c : Surface habitable : 179,7561m²

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Sidi Bel abas (SBA) commune de SBA **(voire figure 1.1)** classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version2003) comme une zone de faible sismicité (zone 1)

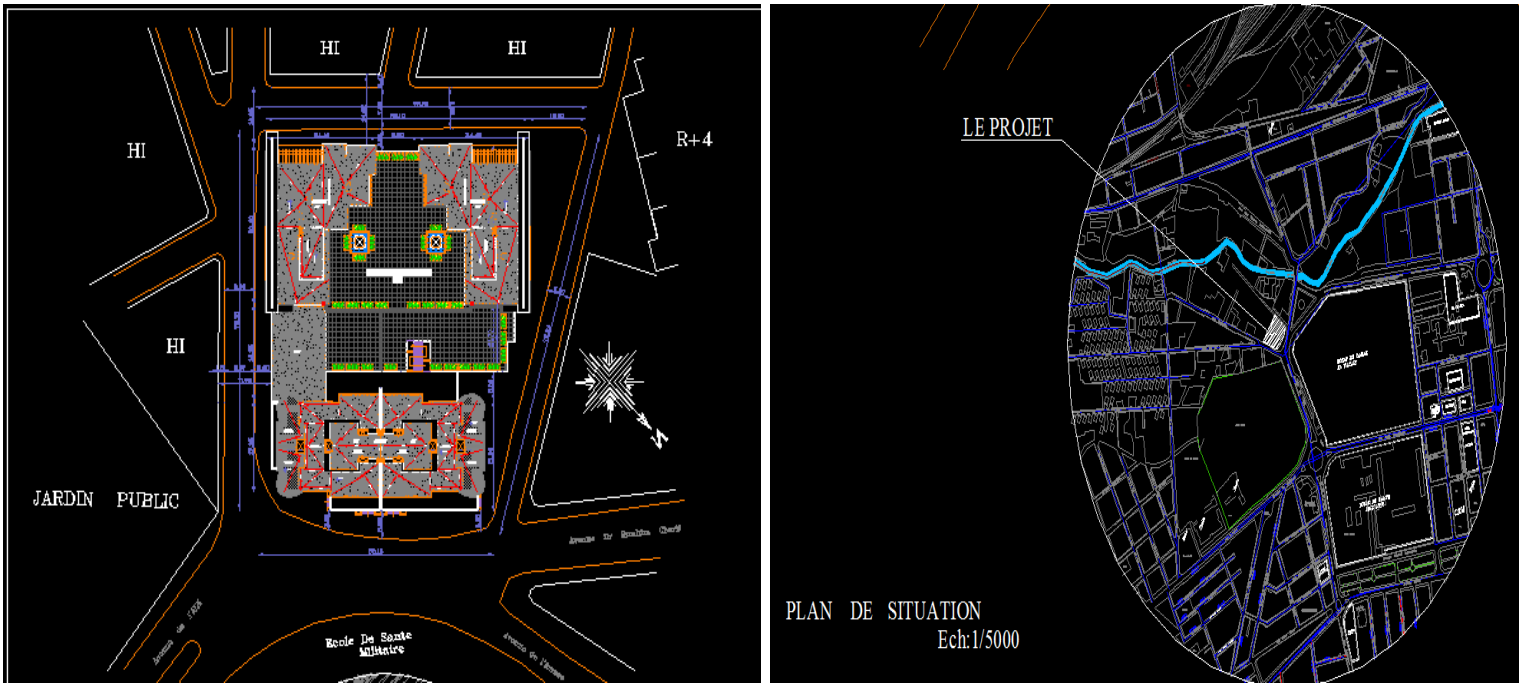



**Figure I-1 :** Plan de masse et de situation.

### I-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure :

#### I-2-1-1- Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment : 43,86 m

Hauteur du sous-sol : 3,06 m

Hauteur d'entre sol : 3,91 m

Hauteur du rez-de-chaussée : 4,59 m

Hauteur du 1er au 9éme étages : 3,06 m

#### I-2-1-2- Dimensions en plan :

La structure présente une forme irrégulière en (L), dont les dimensions en plan sont :

Longueur totale : 29,1m

Largeur totale : 21,8 m

La surface totale du bâtiment : 465 ,6725 m²

## I-3- Conception de la structure

### I-3-1- Ossature de l'ouvrage

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre).

### I-3-2- Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm 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.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

- **Planchers dalle pleine**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

Le plancher du sous-sol est exceptionnellement en dalle pleine à cause de l'importance des charges (parking).

### I-3-3- Escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire et 3 volées avec 2 paliers intermédiaire

### I-3-4- Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- **Murs intérieurs**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### I-3-5- Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Chappe de ciment pour le parking

### I-3-6- Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

## I-4- Caractéristiques des matériaux

### I-4-1- Béton

- **Définition**

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

### ➢ Les avantages du béton

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

### ➢ Les inconvénients du béton

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / $m^3$
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

## I-4-1-1- Les constituant du béton

### ➢ Ciment

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

### ➢ Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.

- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

### ➢ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges…etc.

## I-4-1-2- Dosages

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

Rapport-Gratuit.com

### I-4-1-3- Résistance

- **Résistance mécanique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté $f_{c28}$. Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance fc28 au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa……**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque j ≤ 28 jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40MPa.....(1) \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40MPa.....(2) \end{cases}$$

**... ... ... ....CBA93 (Article A. 2.1. 11)**

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1{,}1 \times f_{c28}$ avec : $fc28 = 25MPa$.

- **Résistance à la traction**

La résistance à la traction à l'âge de j jours $f_{tj}$ est définie par la formule suivante :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj}$ pour $fcj \leq 60$ MPa ……**CBA93 (Article A. 1. 2. 12)**

Pour notre projet : $f_{c28}$ =25 MPa et $f_{t28}$ = 2.1MPa.

### I-4-1-5- Module de déformation longitudinale

- **Module de déformation instantanée**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}$.....**CBA93 (Article A.2.2.21)**

On a : $f_{C28} = 25$ MPa donc: $E_{ij} = 32164.195$ MPa.

- **Module de déformation différée**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$E_{vj}=3700\sqrt[3]{fcj}$…….....**CBA93 (Article A.2.1.22)**

On a : $f_{c28}$ = 25 MPa donc : $E_{vj}$ = 10818.86MPa.

### I-4-1-6- Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left.\begin{array}{l}\upsilon = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton nom fissuré (ELS)} \\ \upsilon = 0 \quad \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)}\end{array}\right\} \ldots \textbf{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

### I-4-1-7- Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$\overline{\tau} = min(0.2 f_{cj}/\gamma_b; 5MPa)$ ..... Pour la fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau} = min(0.15 f_{cj}/\gamma_b; 4MPa)$ ..... Pour la fissuration préjudiciable.

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

**Donc :** $\overline{\tau}_U = 3.33$ MPa..... Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_U = 2.5$ MPa..... Fissuration préjudiciable.

### I-4-1-8- La contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\begin{cases}\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{ Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{ Pour une situation courante}\end{cases}$$

$\theta = 1$ : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions <1h.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

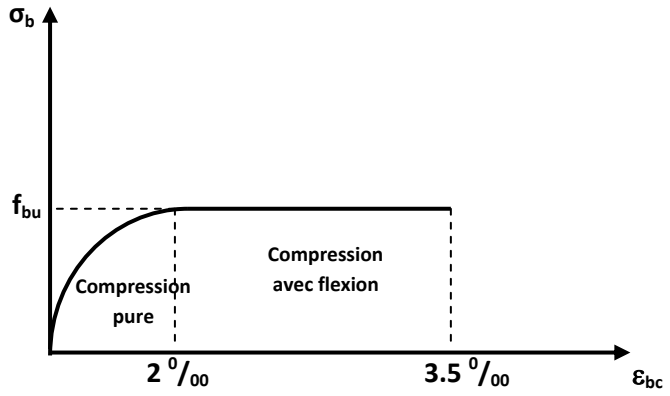



**Figure I-2 :** Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle** (**Figure 1.2**) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

### I-4-1-9- La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa$ .....**CBA93 (Art A.4.5.2).**

Avec dans notre cas : $f_{c28}$=25MPa.

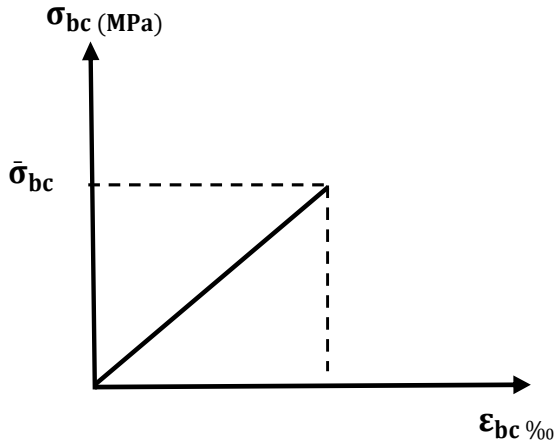



**Figure I-3** : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

## I-4-2- L'acier

### I-4-2-1- Définition

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques $f_e$ et leur module d'élasticité E.

### I-4-2-2- Caractéristiques des aciers utilisés μ

**Tableau 1-1 :** Caractéristiques des aciers

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Résistance à la Rupture | Allongement relatif à la Rupture [‰] | Cœfficient de fissuration | Coefficient de [ψ] scellement |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Aciers en Barre | Rond lisse FeE235 | R L | 235 | 410-490 | 22 ‰ | 1 | 1 |
| | Haute adhérence FeE400 | H A | 400 | 480 | 14 ‰ | 1,6 | 1,5 |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (T S) TLE520 (Φ<6) | T S | 520 | 550 | 8 ‰ | 1,3 | 1 |

### I-4-2-3- Contraintes limites des aciers

- **L'état limite ultime**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{tel que} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \ldots . \text{Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1. \ldots \ldots . \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_e = 400$ MPa

$\sigma_s = 348\,\text{MPa}$ ……. En situation durable.

$\sigma_s = 400\,\text{MPa}$ ……. En situation accidentelle.

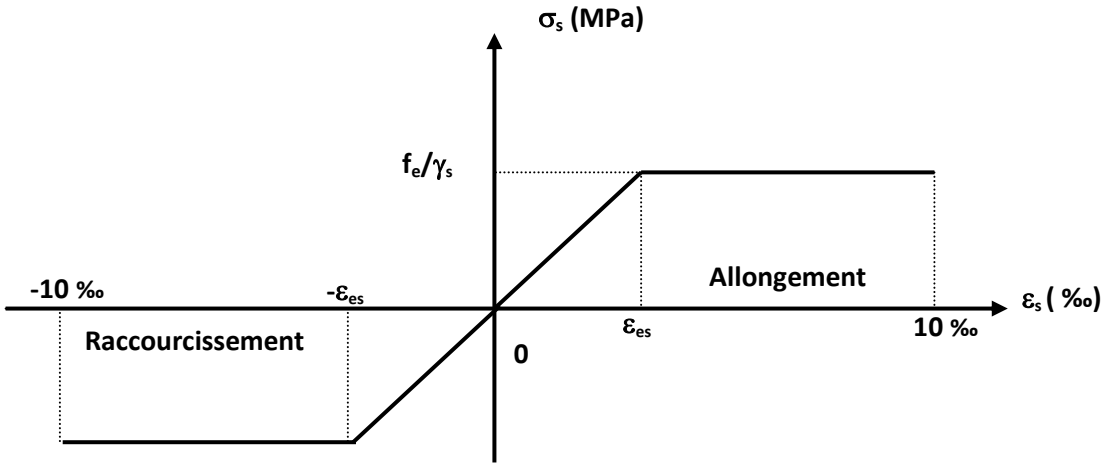



**Figure 1-4:** Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

- **L'état limite de service**

La valeur de $\overline{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\overline{\sigma_s} = \min\left[\left(\frac{2}{3}\right) \times fe\,; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$
- Fissuration très nuisible : $\overline{\sigma}_s = \min\,[0.5 \times fe\,;\, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

**Avec :**

$\eta$ : Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \\ \delta st = fe/\gamma s \end{cases}$

## I-5-Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : ft28 = 2.1 Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : Evj = 10819 Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : Eij = 32164,195 Mpa.
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A fe =400 Mpa.
  - Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E520 » T.S fe=520

## I-6-Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99 V 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (LTPO), le terrain prévu est composé de l'argile, de marne, de sable, et de calcaire, le tout est coiffé d'un remblai dans un contexte homogène. Nous adoptons l'emploi d'un radier général ancré dans le bon sol à une profondeur moyenne de 7,00 m /TN (réservée pour 02 sous-sol), tout en dépassant catégoriquement la couche de remblai et en assurant un encastrement suffisant pour la stabilité de l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol est = 1.8 bars.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

# Chapitre 2

## Pré-dimensionnement des éléments

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## II-1- Introduction

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/version2003) et du (C.B.A.93) (B.A.E.L91).

Le pré dimensionnement est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Les sollicitations verticales sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

- **Sollicitations horizontales :**

Les sollicitations horizontales sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles.
Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et ils peuvent être modifiés après les vérifications et les calcules.2.2 Pré-dimensionnement

## II-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas à la stabilité et à la résistance de la structure.

### II-2-1- Les planchers

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées (bâtiment à usage d'habitation).
Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de gagner le temps pour la réalisation des poutrelles spéciales.

#### II-2-1-1- Les planchers à corps creux

Pour (Sous sol, RDC, Etage courant, Terrasse). Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

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

Nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire la flèche.
Le pré dimensionnement 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 :hp= $\frac{\text{Lmax}}{22,5}$

Avec : $L_{max}$: Présente la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

$h_p$: L'épaisseur du plancher

$L_{max}$ =445cm ➡ hp= $\frac{445}{22,5} = 19.77cm$

➔Donc on adoptera des planchers à corps creux de (16 + 5) = 21 cm.

- Hauteur de corps creux = 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm

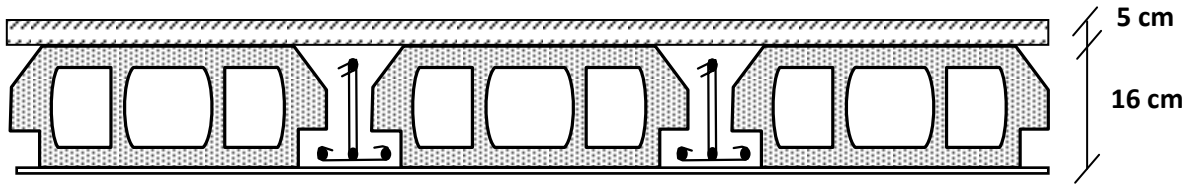



**Figure II-1** : Plancher à corps creux

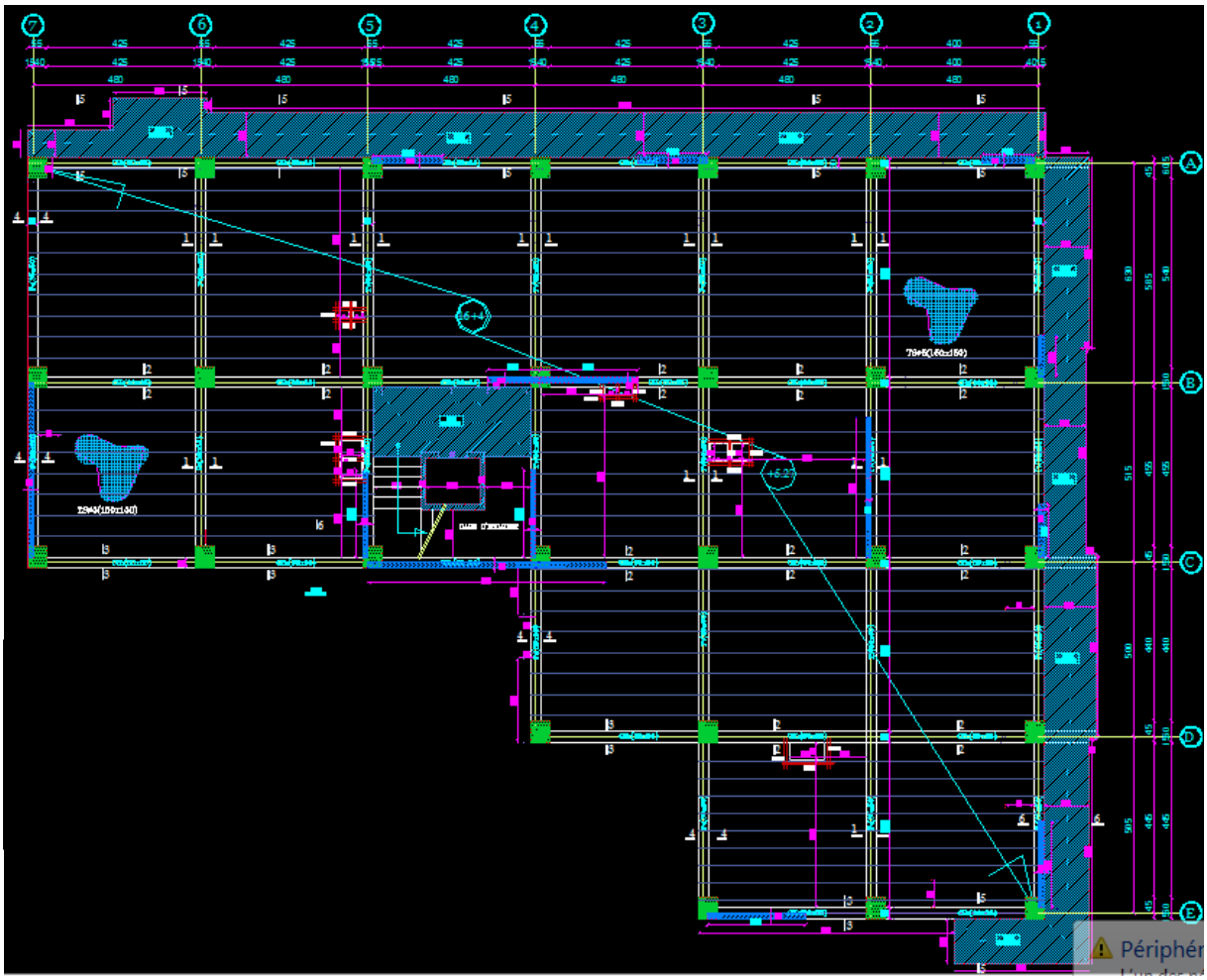


**Figure II-2** : Types des poutrelles pour Etage 01.

**Remarque :** Les poutrelles dans la **figure II-2** représentés comme des fils horizontaux en bleux.

- **Dimensionnement des poutrelles :** Les poutrelles se calculent comme des sections enT

a la flexion simple. Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

b =bo+ 2×b1 Avec :8 ≤ bo≤ 14, on prend bo=12cm.

$b_1$=min $(\frac{b-b0}{22}; \frac{Lmin}{10})$

L : la plus petite portée des poutrelles

b = 65cm; bo=12cm; Lmin= 435 cm

$b_1$=min ($\frac{65-12}{2}$ ; $\frac{435}{10}$)

$b_1$=min(26.5 ;43.5)

b1= 26.5 cm

Le minimum de $b_1$doit être vérifié les conditions de RPA99V2003suivantes:

**-Première condition**

$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2}$ ➡ $26.5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59$ ➡ $26.5 < 59$ ➡ condition vérifiée.

**-Deuxième condition**

$b_1 \leq \frac{L}{10}$ ➡ $26.5 \leq \frac{435}{10}$ <43.5cm ➡ condition vérifiée.

**-Troisième condition**

$b_1 \leq \min(6h_0;8h_0) = \min(6 \times 5 ;8 \times 5) = \min(30;40)$ ➡ 26.5cm<30cm ➡condition vérifiée.

**Remarque :** que toutes les conditions du RPA sont vérifiées.

Schéma de la section en T:

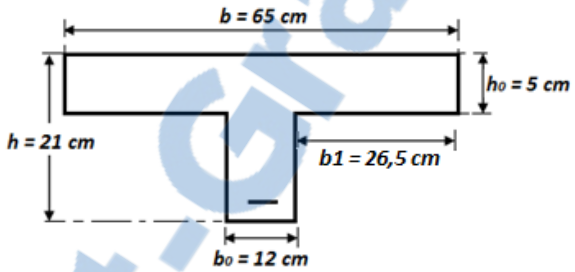



**Figure II-3 :** Dimensions d'une poutrelle.

### II-2-1-2- Les planchers à dalle pleine

Pour certain zone à cause de leurs formes irrégulières au niveau du (Sous sol, RDC, Etage courant, Terrasse)

Leur pré-dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères donnés par le règlement (B.A.E.L.91) :

- **Critère de résistance**

he>$\frac{Lx}{35}$ ➔ Pour les dalles qui portent dans un seul direction.

he>$\frac{Lx}{40}$ ➔ Pour les dalles qui portent dans les deux direction.

- **Critère de coupe-feu**

he ≥ 7cm ➔ Pour une heure de coupe-feu.

he ≥ 11cm ➔ Pour deux heures de coupe-feu.

he ≥ 14 cm ➔ Pour quatre heures de coupe-feu.

Avec : Lx : La plus petite dimension du panneau.

Nous avons un seul type des dalles (reposent sur quatre appuis), donc on dimensionne par rapport le plus grand panneau :

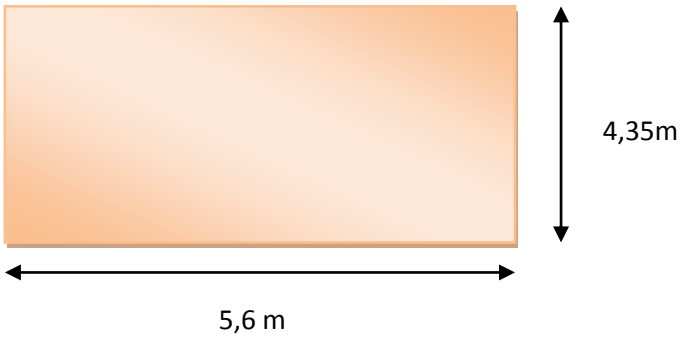



**Figure II-4** : Le plus grand panneau.

Avec : (L x = 4,35 m) ; (L y = 5,6 m)

- **Sens de la dalle**

  $\frac{Lx}{Ly} = \frac{4.35}{5.6} = 0.78 \geq 0,4$ ➔ Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.

- **Condition de flèche**

  he $\geq \frac{Lx}{40}$ ➔ $he \geq \frac{435}{40}$ ➔ $ht \geq 10,88$cm

- **Critère de coupe-feu**

. he ≥ 14 cm ➔ Pour quatre heures de coupe-feu.
Pour faciliter la mise en œuvre de coffrage et pour garder les mêmes dimensions que les plancher à corps creux, on adopte une épaisseur de 20cm
On prend: he = 20 cm.

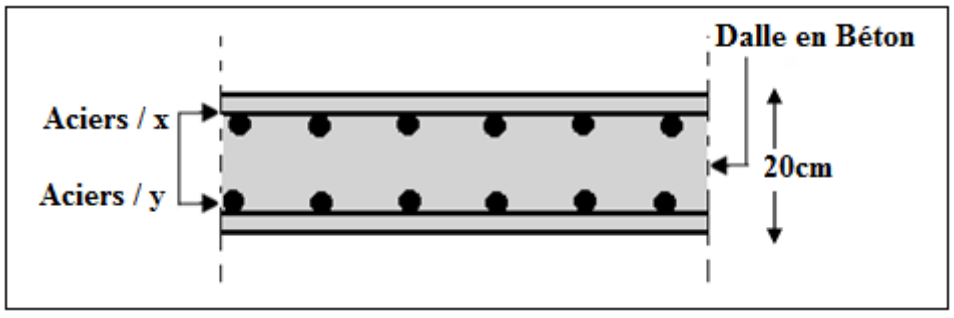



**Figure II-5** : Plancher à Dalle pleine.

### II-2-2- Acrotère

- **Acrotère 45 cm**

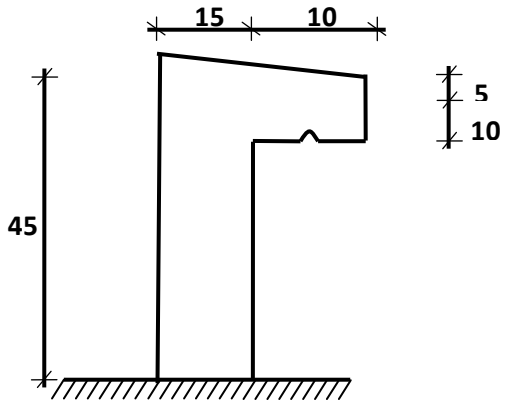



**Figure II-6 :** Dimensions de l'acrotère

- **Surface de l'acrotère**

$S=0.45*0.1+\frac{(0.15+0.1)*0.15}{2}$ ➔ S= 0.064m

- **Poids de l'acrotère**

$G=S*\gamma_{béton}$

- **Charge horizontale**

D'après le RPA99/version2003 :
Fp = ± 4 × A × Cp × G
A : coefficient d'accélération de zone I , Groupe 2 (A=0,1)
G : le poids de l'acrotère (G=1.6 KN/m)
Cp : facteur de force horizontale (Cp=0,8 KN)
➔ Fp=0.5120KN/ml

- **Acrotère 40 cm**

➔ G= 1.48KN/ml
➔Fp=0.47KN/ml

### II-3- Evaluation des charges et surcharges

D'après DTR.B.C.2.2, La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Pour dimensionner les éléments (planchers, acrotère, poteaux, …….) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

### II-3-1- Plancher RDC (usage de commerce)

#### II-3-1-1- Plancher à corps creux (16+5)

**Tableau II-1** : Charges et Surcharges du RDC (Corps creux

| Désignation | Ep [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| cloison d'intérieure | 21 | 10 | 1 |
| carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Plancher | 21 | 25 | 3,10 |
| Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0,2 |
| | | G | 5,46 |
| Q : charges d'exploitation. | | Q | 4 ,5 |

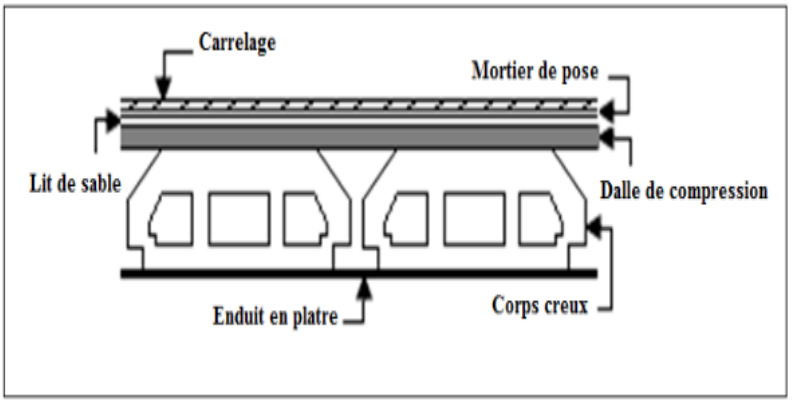



**Figure II-7** : Plancher Corps creux RDC

#### II-3-1-2- Plancher à Dalle pleine

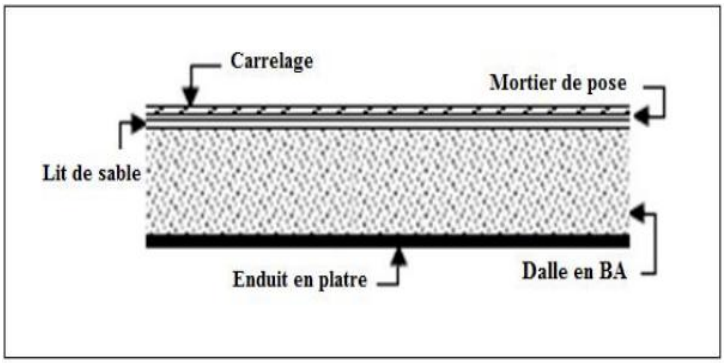



**Figure II-8** : Plancher Dalle pleine SS2

**Tableau II-2** : Charges et Surcharges du SS2<PARKING> (Dalles pleines).

| Désignation | Ep [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| Chappe en béton | 3 | 20 | 0,6 |
| Dalle en BA | 20 | 25 | 5 |
| Enduit en ciment | 2 | 18 | 0,36 |
| Cloisons légère | / | / | 1 |
| | | G | 6,96 |
| | | Q | 2,5 |

### II-3-2- Plancher Etage courant

**Tableau II-3 :** Charges et Surcharges d'étage courant (Corps creux).

| Désignation | Ep [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| cloison d'intérieure | 21 | 10 | 1 |
| carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Plancher | 21 | 25 | 3,10 |
| Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0,2 |
| | | G | 5,46 |
| | | Q | 1,5 |

### II-3-3-Plancher Terrasse

#### II-3-3-1- Plancher Terrasse inaccessible

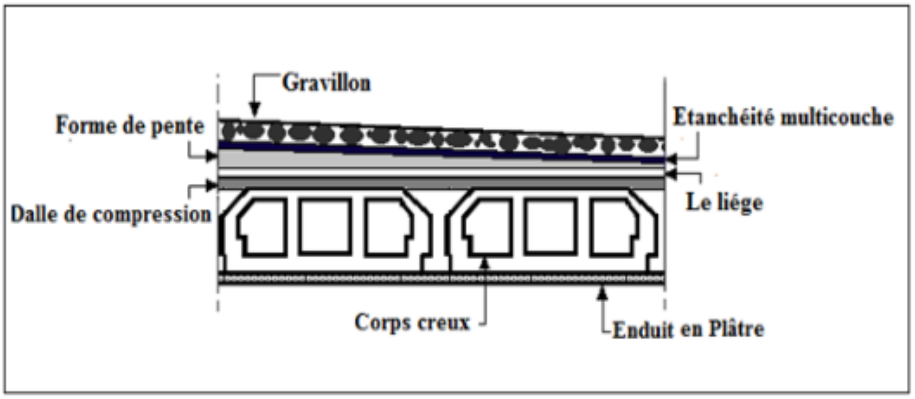



**Figure II-9** : Plancher Corps creux Terrasse inaccessible

**Tableau II-4 :** Charges et Surcharges de la terrasse inaccessible

| Désignation | Ep [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| Protection gravillon | 5 | 17 | 0,85 |
| Etanchéité multicouche | 2 | 6 | 0,12 |
| Forme de pente | 4 | 22 | 0 ,88 |
| Isolation thermique | 4 | 4 | 0,16 |
| Plancher | 21 | 25 | 3,10 |
| Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0,2 |
| | | G | 5,31 |
| | | Q | 1 |

### II-3-3-2- Plancher Terrasse accessible

**Tableau II-5 :** Charges et Surcharges de la terrasse accessible

| Désignation | Ep [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| Carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Isolation thermique | 4 | 4 | 0,16 |
| Plancher | 21 | 25 | 3,10 |
| Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0,2 |
| | | G | 4,62 |
| | | Q | 1,5 |

### II-3-4- Balcon

Pour le balcon, nous avons adopté une épaisseur de (15 cm).

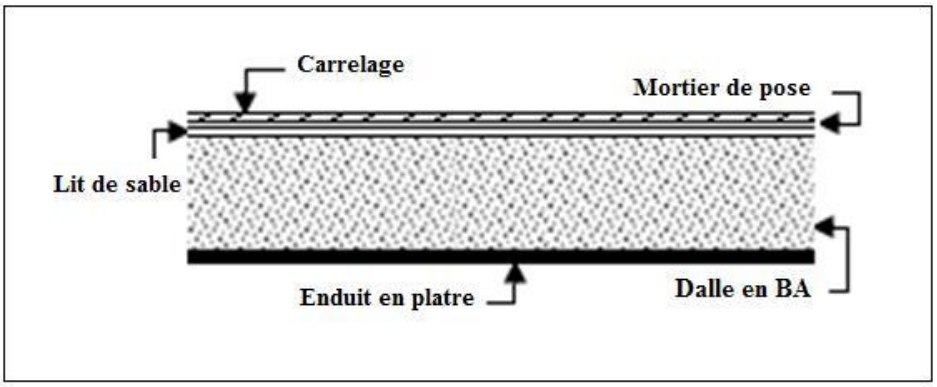



**Figure II-10** : Dalle pleine de balcon.

**Tableau II-6** : Charges et Surcharges du balcon.

| élément | Ep(cm) | ρ(kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| **Carrelage** | 2 | 20 | 0.4 |
| **Mortier de pose** | 2 | 2 | 0.4 |
| **Couche de sable** | 2 | 18 | 0.36 |
| **Dalle pleine en béton** | 15 | 25 | 3.75 |
| **Enduit en ciment** | 2 | 20 | 0.4 |
| | | | G=5,31 |
| | | | Q=3,5 |

### II-3-5- Murs

#### II-3-5-1- Mur Extérieur (double cloison)

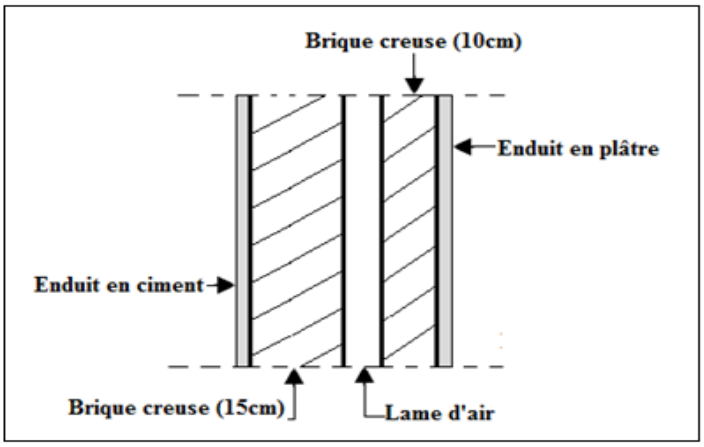



**Figure II-11** : Mur extérieur (double paroi).

**Tableau II-7** : Charges du au mur extérieur.

| Elément | Ep(cm) | ρ(kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| **Enduit en plâtre** | 2 | 12 | 0.24 |
| **Brique creuse** | 10 | 9 | 0.9 |
| **Brique creuse** | 15 | 9 | 1.35 |
| **Enduit en ciment** | 2 | 20 | 0.4 |
| | | | **G=2.89KN/m²** |

### II-3-5-2- Mur Intérieur (simple cloison)

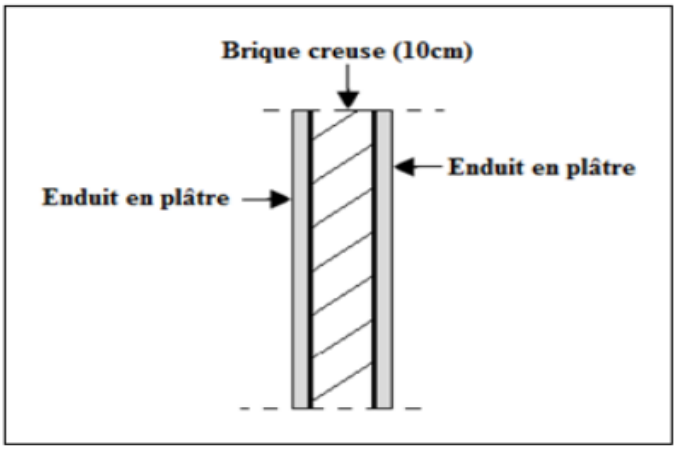



**Figure II-12** : Mur intérieur (simple paroi).

**Tableau II-8** : Charges du au mur simple paroi.

| Elément | Ep(cm) | ρ(kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| **Brique creuse** | 10 | 9 | 0.9 |
| **Enduit intérieur (en plâtre)** | 2 | 10 | 0,2 |
| **Enduit extérieur (en plâtre)** | 2 | 10 | 0.2 |
| | | | **G=1,3 KN/m²** |

**Remarque**

- Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :
- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

## II-4- Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le pré dimensionnement vise à un pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), Il a pour but d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage et trouver aussi un meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles RPA99/version2003 et du (C.B.A.93) et (B.A.E.L91).

### II-4-1- Poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

- **Les poutres principales**

* Elles reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
* Elles relient les poteaux.
* Elles Supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires (Chaînages)**

* Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

❖ D'après le R.P.A99 et BAEL91 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes:

▪ **BAEL91**

$0.3\ h \leq b \leq 0.7\ h$

▪ **Vérification d'après RPA99V 2003**

$b \geq 20$ cm

$h \geq 30$ cm

$h/b \leq 4$

### II-4-1-1- Poutres Principales

D'après le B.A.E.L 91 on a

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ➔ $41.33 \leq h \leq 62$ ➔ h=50cm

$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$ ➔ $0.3 * 50 \leq b \leq 0.7 * 50$ ➔ $15 \leq b \leq 35$ ➔ b=35cm

Avec : (L=6,2m : Distance entre axes pour les plus grandes portées).
(h : Hauteur de la poutre) ; (b : Largeur de la poutre).

Vérification d'après RPA99V 2003

| | | |
|---|---|---|
| ⇨ b≥ 20 cm | 35 cm > 20 cm | CV |
| ⇨ h≥ 30 cm | 50 cm > 30 cm | CV |
| ⇨ h/b≤ 4 | 1.43≤ 4 | CV |

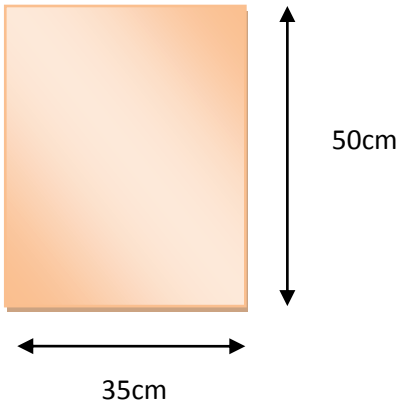



**Figure II-13 :** dimensions de poutre principale

### II-4-1-2- Poutres Secondaires

**D'après le B.A.E.L 91**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ⟶avec: L=480cm

⇨ $32 \leq h \leq 48$

⇨ h=35cm

0.3* 35 ≤b≤0.7 *35

10.5 ≤b≤24.5

➔ b=30cm

**Vérification d'après RPA99V 2003**

| | | |
|---|---|---|
| b ≥ 20 cm | 30 cm > 20 cm | CV |
| h ≥ 30 cm | 35cm ≥ 30 cm | CV |
| h/b ≤ 4 | 1.16 ≤ 4 | CV |

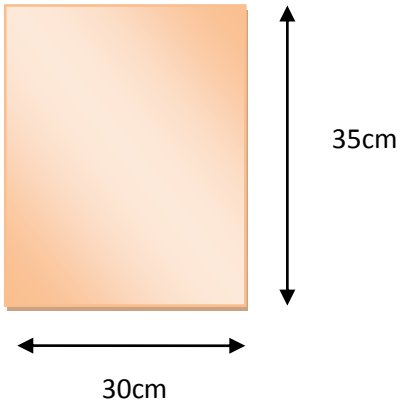



**Figure II-14 :** dimensions de poutre secondaire.

**Remarque :** puisque on a la poutre Palière est parallèle à la poutre secondaire donc on prend les mêmes dimensions

⇨ poutre Palière est de dimensions (30*35).

### II-4-2- 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, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques 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) :

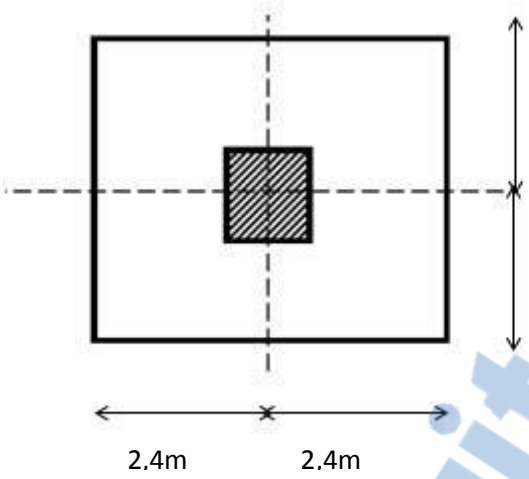



**Figure II-15 :** Section supporté par le poteau le plus sollicité.

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

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité :

S =27.36 m²

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

n : Nombre d'étage ➔ ( n = 13 ).

Nu : Etant la charge verticale :

Nu = P × S × n = Nu =1 x27.36 x13= 355.68 ton.

Nu =3.556 MN.

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{Fbc}{0.9} + \frac{0.85 * Fe}{100 * \gamma s}}$$

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

$$\beta = 1 + 0{,}2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \; si \; \lambda \leq 50.$$

$$\beta = \frac{(0.85 * \lambda 2)}{1500} \; si \; 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élancement mécanique λ=35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta$ = 1.2

$f_e$=400 MPa

$\gamma_s$=1.15(cas générale)

$F_{bc} = \frac{0.85 * fc28}{\Theta * \gamma b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5}$= 14.17 Mpa

Avec $fc_{28}$ =25 MPa.

γs=1.5

Θ=1 (charge>24h).

$Br \geq \frac{1.2 \times 3.556}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}}$ ➔ Br≥ 0.228m²

$a \geq \sqrt{Br}$

$a \geq 47$ cm

On prend a= b =70cm

**Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003**

Min (a , b) ≥ 25 cm ➔ a = 70 cm > 25 cm ➔ Condition vérifiée.

Min (a , b) ≥ he/20 ➔ a = 70 cm ➔ 285> /20 = 14,25 ➔ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 1 \leq 4$ ➔ Condition vérifiée.

Vérification du poteau au flambement :

**Calcul de moment d'inertie**

$Ix=Iy=\frac{a^4}{12} = \frac{70^4}{12} = 2000833{,}333cm4$

**Rayon de giration ix, iy**

$I_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2000833{,}333}{70^2}} = 20{,}21$cm

**Calcul de l'élancement**

$\lambda_x = \lambda_y = Lf/i$

Avec:

$L_f = 0.7 * L_0$ (cas générale)

$L_0$ : Hauteur libre du poteau de SS2

$L_0 = 2{,}85$ m

$L_f = 2$m

$\lambda_x = \lambda_y = 200/20{,}21 = 9{,}9 < 50$ ➔ Condition vérifiée ➔ Pas de flambement.

**Tableau II-9 :** Dimensions et vérification des poteaux

| Niveau | n | he [cm] | a, b [cm] | Nu [MN] | Ix=Iy (m) | λx, λy[cm] | λ<50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SS2** | 13 | 285 | 70 | 3.556 | 0.2021 | 9,9 | CV |
| **SS1** | 12 | 370 | 70 | 3.2832 | 0.2021 | 12.82 | CV |
| **RDC** | 11 | 438 | 65 | 3.0096 | 0.1876 | 16.34 | CV |
| **1** | 10 | 302 | 65 | 2.736 | 0.1876 | 11.27 | CV |
| **2** | 9 | 302 | 60 | 2.4624 | 0.1732 | 12 .21 | CV |
| **3** | 8 | 302 | 60 | 2.1888 | 0.1732 | 12 .21 | CV |
| **4** | 7 | 302 | 55 | 1.9152 | 0,1588 | 13,31 | CV |
| **5** | 6 | 302 | 55 | 1.6416 | 0,1588 | 13,31 | CV |
| **6** | 5 | 302 | 50 | 1.368 | 0.1443 | 14.65 | CV |
| **7** | 4 | 302 | 50 | 1.0944 | 0.1443 | 14.65 | CV |
| **8** | 3 | 302 | 45 | 0.8208 | 0,13 | 16 .27 | CV |
| **9** | 2 | 302 | 45 | 0.5472 | 0,13 | 16 .27 | CV |
| **Buanderie** | 1 | 302 | 40 | 0.2736 | 0.1135 | 18.31 | CV |

### II-4-3- Voiles

Les voile sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme).
Le R.P.A 99/version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes : $L \geq 4a$ et $a \geq \max(he/20, 15\ cm)$
Avec : (L : Longueur du voile) ; (a : L'épaisseur du voile) ; (he : Hauteur libre d'étage)
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he).
Exemple de calcul du voile en L :
Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du SS2.
he=370cm ➡ $a \geq 370/20 = 18.5$ cm
On adopte une épaisseur égale à 25 cm.
$L>4 \times 25=125\ cm$
On adopte une longueur du voile égale à 125cm.
Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II-10 :** Dimensions minimales des voiles

| Niveau | he [cm] | a [cm] |
|---|---|---|
| **SS1** | 370 | 25 |
| **SS2** | 285 | 25 |
| **RDC** | 438 | 25 |
| **Du 1er a 9eme étage** | 302 | 25 |

:.

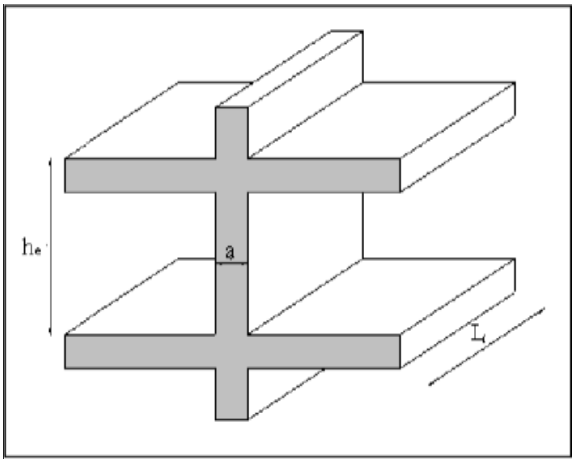



**Figure II-16 :** Coupe des murs voiles en élévation

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## II-5- Pré dimensionnement des éléments secondaire

### II-5-1- Pré-dimensionnement de la rampe d'accès

- **1er Type**

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre. Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x, y).
Suivant x, elle repose sur 4 appuis (trois poutre et une longrine). Et suivant y, elle repose sur 2 appuis (deux poutre).

Pour dimensionner la rampe d'accès il faut d'abord :

- **L'angle d'inclinaison** $\tan\alpha = \frac{2.85}{14.4} = 0.20$ ➔ $\alpha = 11.23$
- **La longueur de la rampe d'accès** $\sin\alpha = \frac{2.85}{L}$ ➔ $L = \frac{2.85}{sin11,23}$ ➔ L=14,64m

La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure ci-dessous :

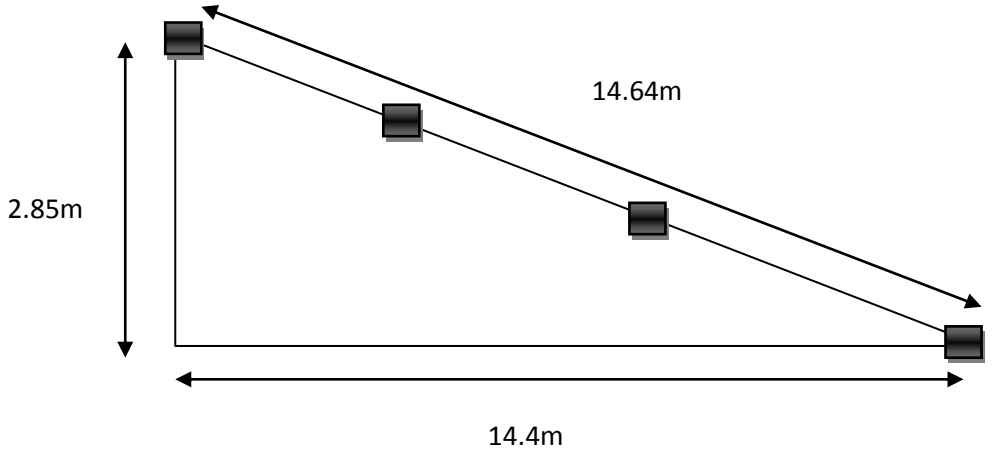



**Figure II-17** : Schéma statique de la rampe d'accès.

- **Dimensionner la poutre suivant y**

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ⟶avec: L=620cm

⇨ $41.33 \leq h \leq 62$

⇨ h=50cm

Avec, L : C'est la portée entre les poteaux.

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule ;

0.3* h ≤b≤0.7 *h

15 ≤b≤35

➔ b=30cm

Où, h : étant la hauteur de la poutre.

- **Dimensionner la longrine**

Pour dimensionner la hauteur de la longrine, on utilise la même formule de la poutre:

⇨ h=50cm et b=30cm

- **Dimensionner la poutre suivant x**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ⟶avec: L=480cm ➔ h=35

0.3* h ≤b≤0.7 *h ➔ b=30cm

- **Détermination de l'épaisseur de la dalle**

$\frac{Lx}{Ly} = \frac{4.85}{6,2} = 0.78 \geq 0,4$ ➔ Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.

L x et L y représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

L x et L y sont représentés sur la figure suivante :

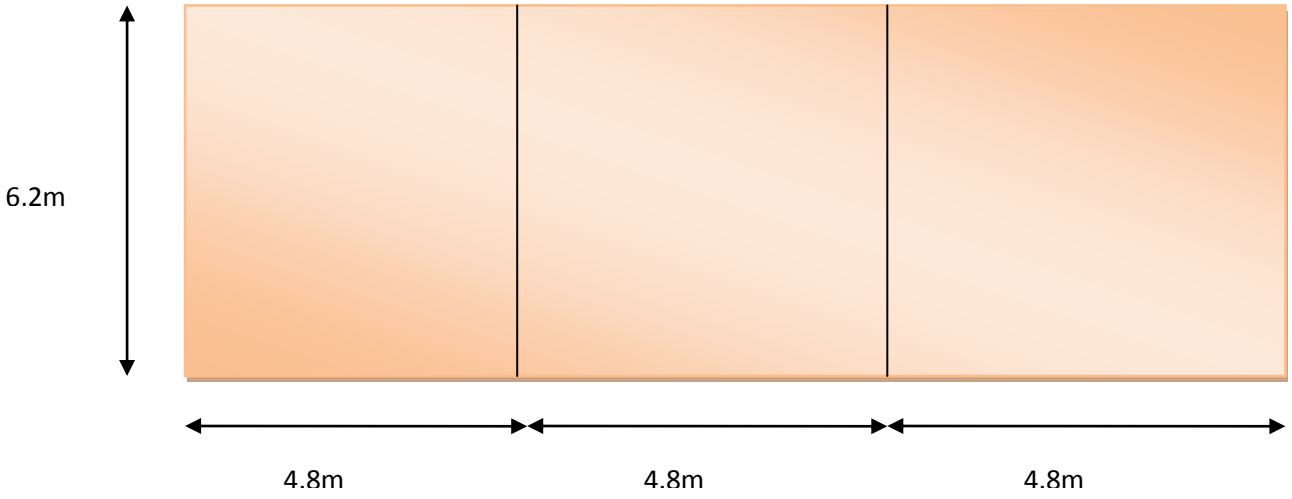



**Figure II-18 :** Vue en plan de la rampe d'accès.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de la flèche :

$he \geq \frac{Lx}{40}$ ➔ $he \geq \frac{4.8}{40}$ ➔ $ht \geq 12cm$

Critère de coupe-feu :

. he ≥ 14 cm ➔ Pour quatre heures de coupe-feu.

Pour avoir la même épaisseur que la dalle pleine de sous-sol on prend: he = 20 cm.

### II-5-1- Pré dimensionnement d'escaliers

#### II-5-1- Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Nous avons pour notre projet deux types des escaliers :

- Un escalier à trois volées.
- Un escalier balancé

### II-5-2- Terminologie

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- La cage d'escalier : Espace limité où les escaliers sont placés.
- Le palier intermédiaire : Il est inséré entre deux volées et situé entre deux étages, ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop.
- Le palier d'arrivée (d'étage): Appelé aussi parfois palier de communication, ce palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- La paillasse (volée) : Est une dalle inclinée qui soutient les gradins, elle comprit entre deux paliers consécutifs.
- La marche: Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre, on distingue deux types de marche :
- La marche droite : De forme rectangulaire.
- La marche balancée : De forme trapézoïdale, permet le changement de direction.
- La contremarche : La face verticale située entre deux marches consécutives.
- L'emmarchement : Largeur utile de l'escalier.
- La ligne de foulée : Ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

### II-5-3- Dimensionnement des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contremarches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59\ cm \leq 2h + g \leq 66\ cm$.

h : Hauteur de contremarche, varie de [15 à 20cm] pour une bâtiment publique.

g : Largeur de marche (giron), varie de [22 à 33cm] pour un bâtiment publique.

n : Nombres des contres marches.

n-1 : Nombres des marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

H : Hauteur de l'escalier.

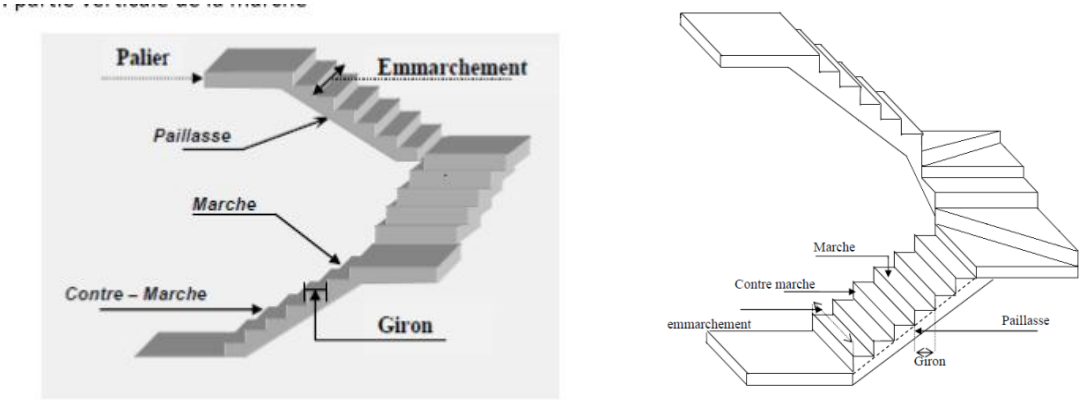



**Figure II-19 :** Types des escaliers

**Remarque :** Notre structure présente des hauteurs d'étage différentes, des types et des dimensions différents pour cela on distingue plusieurs types d'escalier.

**Calcule de nombres des marches et des contremarches** : Pour déterminer le nombre des marches et des contremarches (par exemple **Sous-sol 2)**, on utilise :

**Relation de Blondel**

$0.59 \leq 2*h + g \leq 0.66$ [m]

$0.25 \leq g \leq 0.32$

- Choix de la hauteur marches : h = 17cm
- le giron g =30 cm

$n = \frac{H}{h}$

H : hauteur d'étage

$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contremarches.

- **Volé 1 :**

6 contre marche. ➔n=6

(n-1) : marche ➔5 marches.

**La longueur de la ligne de foulée**

L = g (n – 1)

L=150cm

**Calcul de l'épaisseur du volé**

$Tg\alpha = \frac{h}{l} = \frac{0.85}{1.5} = 0.95 \rightarrow \alpha = 29.54$

$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq Ev \leq \frac{l}{15\cos\alpha} \rightarrow \frac{150}{20\cos 29.54} \leq Ev \leq \frac{150}{15\cos 29.54} \rightarrow 8.62 \leq Ev \leq 11.49$

On prend Ev=12cm

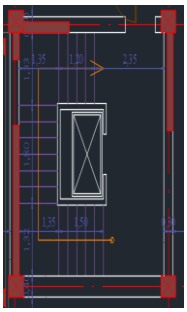
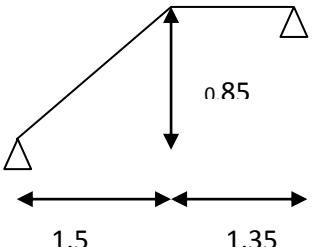
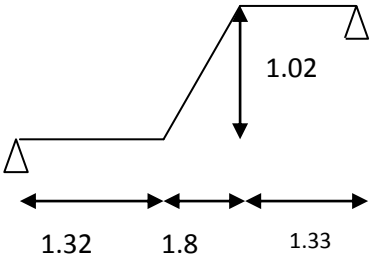
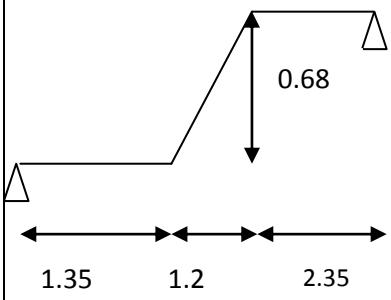
**Calcul de l'épaisseur du palier**

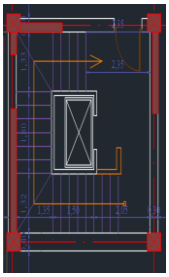
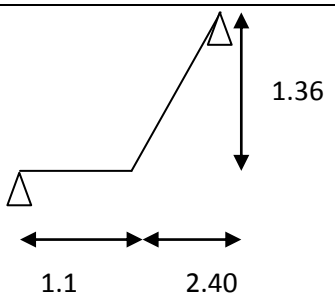
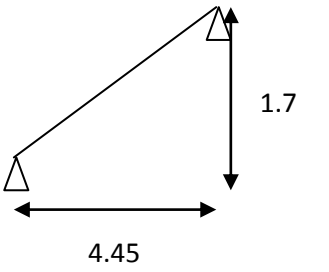
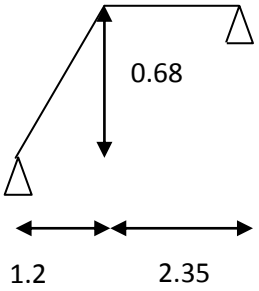
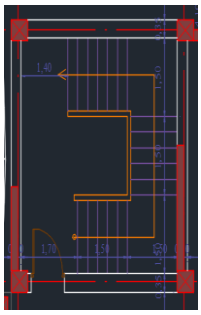
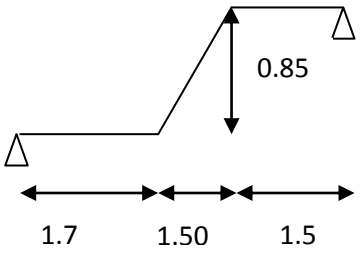
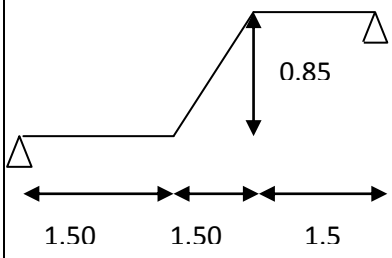
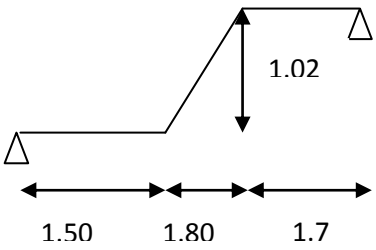
$\frac{l}{20} \leq Ep \leq \frac{l}{15} \rightarrow \frac{135}{20} \leq Ep \leq \frac{135}{15} \rightarrow 6.75 \leq Ep \leq 9$

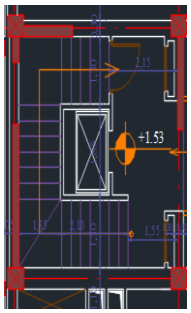
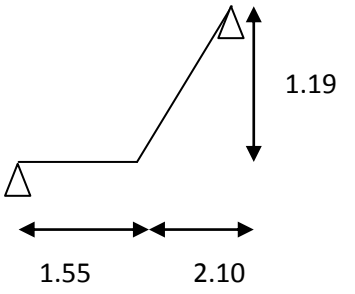
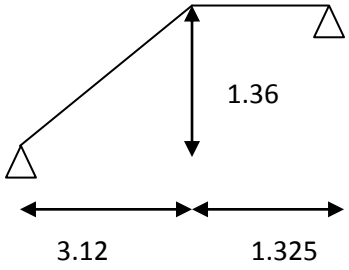
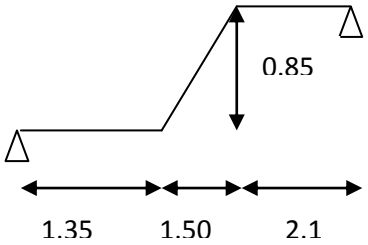
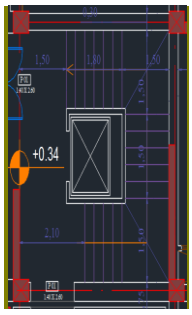
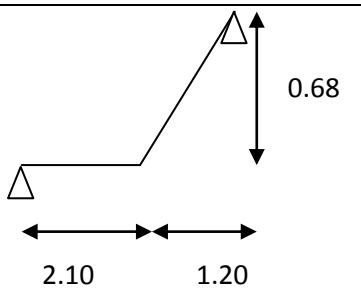
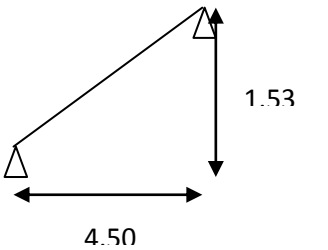
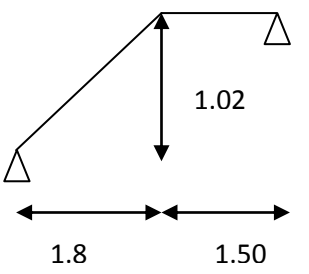
On prend Ep=12cm

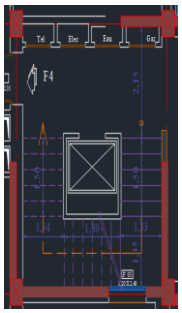
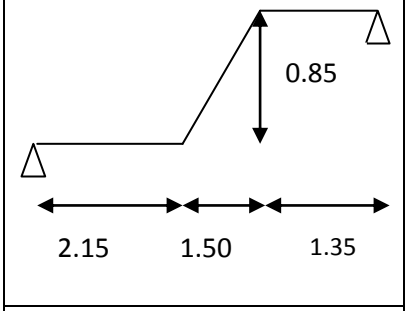
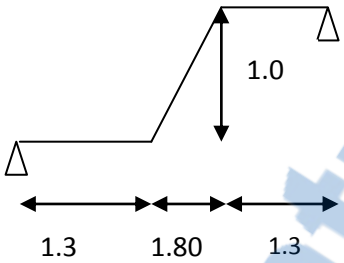
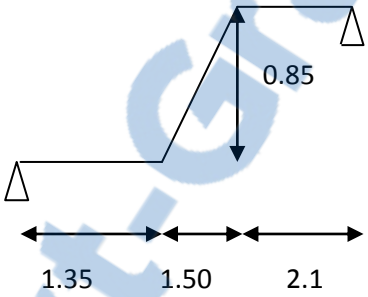
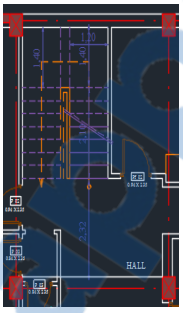
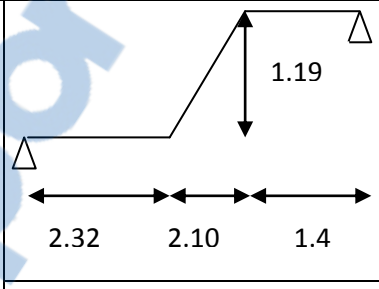
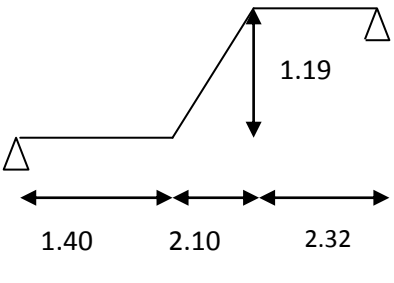
Le tableau suivant représente les dimensions des autres types :

**Tableau-11** : Epaisseur d'escaliers

| | | Schémas statique | h | g | H | n | n-1 | L | α | Ep | Ev |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 |  |  | 17 | 30 | 306 | 6 | 5 | 150 | 29.54 | 6.75<Ep<9➔12 | 9<Ev<11.5 ➔12 |
| | |  | | | | 7 | 6 | 180 | 29.54 | 6.73<Ep<9.2➔12 | 10.<Ev<14 ➔12 |
| | |  | | | | 5 | 4 | 120 | 29.54 | 11.75<Ep<15.66➔12 | 7<Ev<9 ➔12 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SS1 |  |  | 17 | 30 | 391 | 9 | 8 | 240 | 29.54 | 5.8<Ep<7.73 ➔12 | 13<Ev<17 ➔25 |
| | |  | | | | 11 | 10 | | 21 | / | 23<Ev<31 ➔25 |
| | |  | | | | 5 | 4 | 120 | 29.54 | 12 | 7<Ev<9 ➔25 |
| |  |  | | | | 6 | 5 | 150 | 29.54 | 8.5<Ep<11➔12 | 8.6<Ev<11➔12 |
| | |  | | | | 6 | 5 | 150 | 29.54 | 7.5<Ep<10➔12 | 12 |
| | |  | | | | 7 | 6 | 180 | 29.54 | 12 | 12 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC |  |  | 17 | 30 | 459 | 8 | 7 | 210 | 29.54 | 12 | 12<Ev<16 ➔ Ev=20 |
| | |  | | | | 9 | 8 | 240 | 23.55 | 12 | 17<Ev<23 ➔ Ev=20 |
| | |  | | | | 6 | 5 | 150 | 29.54 | 12 | 9<Ev<11.5 ➔ Ev=20 |
| |  |  | | | | 5 | 4 | 120 | 29.54 | 12 | 7<Ev<9 ➔ Ev=25 |
| | |  | | | | 10 | 9 | 270 | 19 | / | 24<Ev<32 ➔ Ev=25 |
| | |  | | | | 7 | 6 | 180 | 29.54 | 12 | 10<Ev<14 ➔ Ev=25 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| du 1er au 9eme étage |  |  | 17 | 30 | 323 | 6 | 5 | 150 | 29.54 | 12 | 12 |
| | |  | | | | 7 | 6 | 180 | 29.54 | 12 | 12 |
| | |  | | | | 6 | 5 | 150 | 29.54 | 12 | 12 |
| 8 eme étage |  |  | 17 | 30 | 323 | 8 | 7 | 210 | 29.54 | 11.6<Ep<15.46➔12 | 12<Ev<16 ➔12 |
| | |  | | | | 8 | 7 | 210 | 29.54 | 11.6<Ep<15.46➔12 | 12<Ev<16➔12 |

Rapport-Gratuit.com

### II-5-4- Evaluation des charges et surcharges

- Ep=12cm

**Tableau II-12** : Charges et surcharge du palier.

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| **2** | mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| **4** | poids propre du palier | 12 | 25 | 3 |
| **5** | Enduit en Ciment | 2 | 20 | 0,4 |
| | | | | G=4,56 |
| | | | | Q=2.5 |

- Ev=12cm
- α=29.54

**Tableau II-13** : Charges et surcharge de la volée 1.

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Garde-corps | 1 | 10 | 1 |
| **2** | Carrelage horizontal | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | mortier de pose H | 2 | 20 | 0,4 |
| **4** | Carrelage vertical | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **5** | mortier de pose V | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **6** | Poids propre des marches | 0,17/2 | 22 | 1,87 |
| **7** | Poids propre de la paillasse | 0.12 | 25/cos(29.54) | 3,44 |
| **8** | Enduit en Ciment | 2 | 20/cos(29.54) | 0,45 |
| | | | | G=8,02 |
| | | | | O=2.5 |

- Ev=20cm
- α=29.54

**Tableau II-14** : Charges et surcharge de la volée 2

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Garde-corps | 1 | 10 | 1 |
| **2** | Carrelage horizontal | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | mortier de pose H | 2 | 20 | 0,4 |
| **4** | Carrelage vertical | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **5** | mortier de pose V | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **6** | Poids propre des marches | 17/2 | 22 | 1,87 |
| **7** | Poids propre de la paillasse | 20 | 25/cos(29.54) | 5,74 |
| **8** | Enduit en Ciment | 2 | 20/cos(29.54) | 0,45 |
| | | | | G=10,32 |
| | | | | Q=2,5 |

- Ev=25cm
- α=29.54

**Tableau II-15** : Charges et surcharge de la volée 3

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Garde-corps | 1 | 10 | 1 |
| **2** | Carrelage horizontal | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | mortier de pose H | 2 | 20 | 0,4 |
| **4** | Carrelage vertical | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **5** | mortier de pose V | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **6** | Poids propre des marches | 17/2 | 22 | 1,87 |
| **7** | Poids propre de la paillasse | 25 | 25/cos(29.54) | 7,18 |
| **8** | Enduit en Ciment | 2 | 20/cos(29.54) | 0,45 |
| | | | | G=11,76 |
| | | | | Q=2,5 |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- Ev=25cm
- α=21

**Tableau II-16** : Charges et surcharge de la volée 4

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Garde-corps | 1 | 10 | 1 |
| **2** | Carrelage horizontal | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | mortier de pose H | 2 | 20 | 0,4 |
| **4** | Carrelage vertical | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **5** | mortier de pose V | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **6** | Poids propre des marches | 17/2 | 22 | 1,87 |
| **7** | Poids propre de la paillasse | 25 | 25/cos(21) | 6,69 |
| **8** | Enduit en Ciment | 2 | 20/cos(21) | 0,42 |
| | | | | G=11,24 |
| | | | | Q=2,5 |

- Ev=20cm
- α=23.55

**Tableau II-17** : Charges et surcharge de la volée 5

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Garde-corps | 1 | 10 | 1 |
| **2** | Carrelage horizontal | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | mortier de pose H | 2 | 20 | 0,4 |
| **4** | Carrelage vertical | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **5** | mortier de pose V | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **6** | Poids propre des marches | 17/2 | 22 | 1,87 |
| **7** | Poids propre de la paillasse | 20 | 25/cos(23.55) | 5,45 |
| **8** | Enduit en Ciment | 2 | 20/cos(23.55) | 0,43 |
| | | | | G=10,01 |
| | | | | Q=2,5 |

- Ev=25cm
- α=19

**Tableau II-18** : Charges et surcharge de la volée 6

| N° | Désignation | épaisseur [cm] | ρ (kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Garde-corps | 1 | 10 | 1 |
| **2** | Carrelage horizontal | 2 | 20 | 0,4 |
| **3** | mortier de pose H | 2 | 20 | 0,4 |
| **4** | Carrelage vertical | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **5** | mortier de pose V | 2 | 20*0.17/0.3 | 0,23 |
| **6** | Poids propre des marches | 17/2 | 22 | 1,87 |
| **7** | Poids propre de la paillasse | 25 | 25/cos(19) | 6.61 |
| **8** | Enduit en Ciment | 2 | 20/cos(19) | 0,42 |
| | | | | G=11.15 |
| | | | | O=2.5 |

## II-6- Conclusion

**Le pré dimensionnement** est une étape nécessaire, pour déterminer une épaisseur économique, afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

**La descente des charges** nous a aidé à évaluer, niveau par niveau les charges et les surcharges des différents éléments de la structure**.**

# Chapitre 3

## Etude des éléments secondaires

## Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique**.**

## III-1- Etude des planchers

Les planchers constituent la structure horizontale porteuse des bâtiments en prenant leurs appuis sur les poutres principales, Ils déterminent les niveaux d'un bâtiment et transmettent aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et ils servent aussi à transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement, Outre de leur fonction. Ils doivent assurer un certain nombre d'exigences liées à la thermique, l'acoustique, la sécurité et l'esthétique.

Dans notre structure, et vue l'irrégularité de notre plan, les planchers sont réalisés en deux types :

- Planchers en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. On a trouvé une hauteur de 21 cm pour le corps creux 16 cm et pour la dalle de 5 cm compression.

Pour déterminée l'effort tranchant et le moment fléchissant appliqué sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

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

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

### III-1-1- Plancher à corps creux

#### III-1-1-1- Introduction

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation),

Ils sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- La dalle armée qui reprend les efforts de compression.

#### III-1-1-2- Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

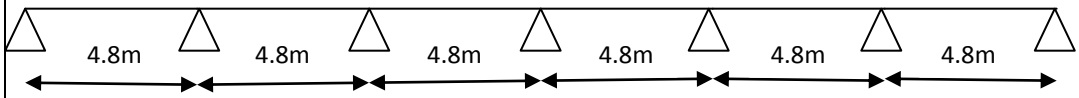
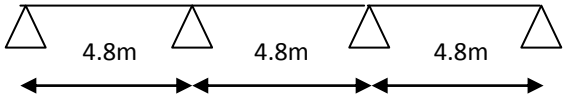
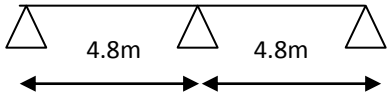
ELU ➔ 1.35 G + 1.5 Q

ELS ➔ G + Q

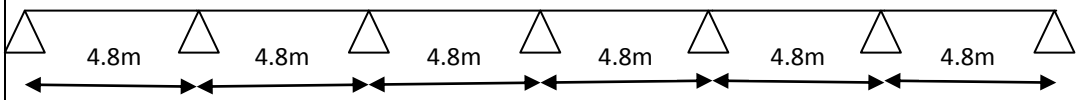
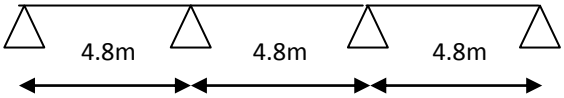
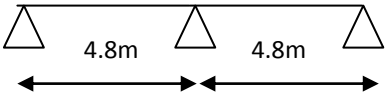
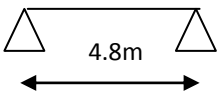
### III-1-1-3-Types des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, calculées à la flexion simple.

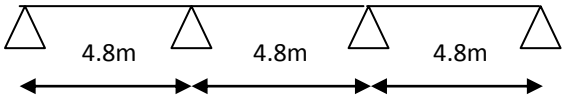
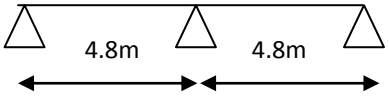
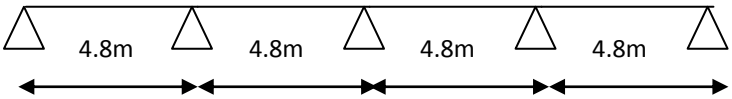
**Etage 02 ; 03 ; 04 ;05 ;06 et 07 + Terrasse accessible**

| Types | Schéma Statique des Poutrelles |
|---|---|
| Type 01 |   |
| Type 02 |   |
| Type 03 |   |

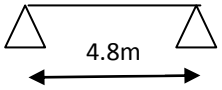
**RDC + étage 01**

| Types | Schéma Statique des Poutrelles |
|---|---|
| Type 01 |   |
| Type 02 |   |
| Type 03 |   |
| Type 04 |   |

**Etage 09**

| Types | Schéma Statique des Poutrelles |
|---|---|
| **Type 02** |   |
| **Type 03** |   |
| **Type 04** |   |

**Terrasse inaccessible**

| Types | Schéma Statique des Poutrelles |
|---|---|
| **Type 04** |   |

**Charges et surcharges supportées par les poutrelles :**

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles de notre structure à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III-1-** Charges et surcharges supportées par les poutrelles

| | | | | ELU (1.35G+1.5Q)*b | ELS (G+Q)*b |
|---|---|---|---|---|---|
| Niveaux | G (KN/m²) | Q (KN/m²) | b (m) | qu (KN/ml) | qs(KN/ml) |
| RDC | 5.46 | 4 | 0.65 | 8.69 | 6.14 |
| Etage courant | 5.46 | 1.5 | 0.65 | 6.25 | 4.52 |
| T. accessible | 4.62 | 1.5 | 0.65 | 5.51 | 3.97 |
| T.inaccessible | 5.31 | 1 | 0.65 | 5.63 | 4.10 |

### III-1-1-4-Méthodes de calcul

Il existe deux types des poutrelles :

- Poutrelles sur deux simples appuis qui sont encastrées partiellement..
- Poutrelles continues sur plusieurs appuis.

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments (RDM).

**Méthode de forfaitaire :** D'après C.B.A.93 :

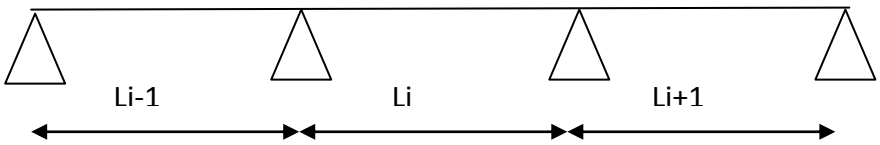
La méthode Forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans le cas ou :

1) La charge d'exploitation doit vérifiée la condition suivante : $Q \leq [2G ; 5\ KN/m^2]$.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : (I = constant).

3) Le rapport des travées successives doit vérifie la condition :

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} < 1.25$




4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou bien les méthodes de calcul RDM (Méthode des Trois moments).

**Justification :(** Pour les poutrelles continues).

**Condition 1** : $Q \leq [2G ; 5\ KN/m^2]$.

| Niveaux | Q (KN/m²) | ≤2G (KN/m²) | ≤5(KN/m²) | |
|---|---|---|---|---|
| RDC | 4 | 10.92 | 5 | CV |
| Etage courant | 1.5 | 10.92 | 5 | CV |
| T. accessible | 1.5 | 9.24 | 5 | CV |
| T.inaccessible | 1 | 10.62 | 5 | CV |

**Condition 2 :** La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure, Les inerties sont constantes. (CV)

**Condition 3 :** Le rapport des travées successives doit vérifie :

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} < 1.25$ , dans notre cas on a la même longueur pour toute les travées

$\frac{4.8}{4.8} = \frac{4.8}{4.8} \ldots = 1 \Longrightarrow 0.8 \leq 1 < 1.25 \Longrightarrow$ (CV)

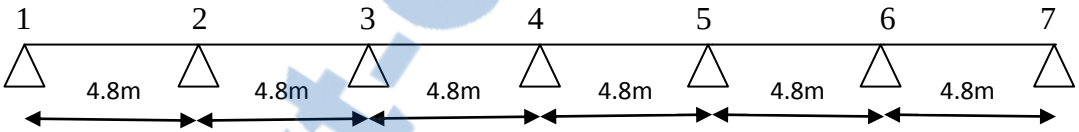
**Condition 4 :** La fissuration est considérée non préjudiciable dans ce type des éléments **sauf** au niveau de terrasse.

- **Conclusion :** Puisque, tous les conditions sont vérifiées, On calcul notre plancher (poutrelles) par la méthode forfaitaire.

**Exemple de calcul :** On va prendre comme des exemples de calcul :

Poutrelle type 01 de RDC à ELU :

Avec : Q = 4 KN/m² ; G = 5.46 KN/m² ; b = 0,65 m ; qu = 8.69 KN/ml




$M0 = \frac{qu * L^2}{8} = \frac{8.69 * 4.8^2}{8} = 25.03 KN.m$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5.46} = 0.42$

M1=M7=0.2M0=5.006KN.m

M2=M6=0.5M0=12.51KN.m

M3=M4=M5=0.4M0=10.01KN.m

$Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} * M0$ (travée de rive)

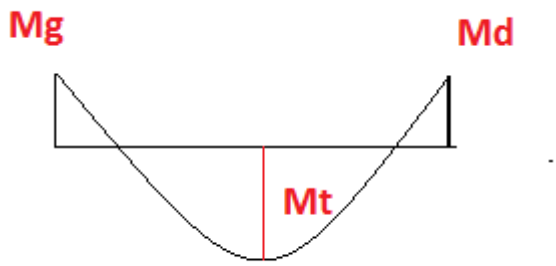
$Mt \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} * M0$ (travée intermédiaire)

$Mt1=Mt6=\frac{1.2+0.3*0.42}{2} * 25.03 = 16.59 KN.m$

$Mt2=Mt3=Mt4=Mt5=\frac{1+0.3*0.42}{2} * 25.03 = 14.09 KN.m$

On doit vérifier cette condition : (travée par travée)

$Mt+\frac{Mg+Md}{2} \geq (1+0.3\alpha)M0$




Pour les travées 01 et 06 :

$16.59+\frac{5.006+12.51}{2} = 25.35 \geq (1+0.3*0.42)*25.03 = 28.18$ (CNV)

On doit augmenter les moments :

Mt1=Mt6=0.75M0=18.77 KN.m

M2=M6=0.6M0=15.02KN.m

$18.77+\frac{5.006+15.02}{2} = 28.78 \geq 28.18$ (CV)

Pour travées 02 et 05 :

$14.09+\frac{15.02+10.01}{2} = 26.6 \geq 28.18$ (CNV)

On augmente les moments :

Mt2=Mt3=Mt4=Mt5=0.75M0=18.77KN.m

$18.77+\frac{15.02+10.01}{2} = 31.28 \geq 28.18$ (CV)

Pour travées 03 et 04 :

$18.77+\frac{10.01+10.01}{2} = 28.82 \geq 28.18$ (CV)

**Calcul des efforts tranchants dans les appuis**

- **Travée 01 :**
  $V_1=\frac{qu\times l}{2}=\frac{8.69\times 4.8}{2}=20.85$ KN
  $V_2=-1.1\times\frac{qu\times l}{2}=-22.94$ KN
- **Travée 02:**
  $V_2=1.1\times\frac{qu\times l}{2}=22.94$ KN

$V_3=-\frac{qu\times l}{2}=-20.85KN$

- **Travée 03:**

$V_3=\frac{qu\times l}{2}=20.85KN$

$V_4=-1.1\times\frac{qu\times l}{2}=-22.94\ KN$

- **Travée 04 :**

$V_4=1.1\times\frac{qu\times l}{2}=22.94\ KN$

$V_5=-\frac{qu\times l}{2}=-20.85KN$

- **Travée 05 :**

$V_5=\frac{qu\times l}{2}=20.85KN$

$V_6=-1.1\times\frac{qu\times l}{2}=-22.94\ KN$

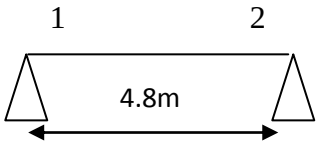
- **Travée 06 :**

$V_6=1.1\times\frac{qu\times l}{2}=22.94\ KN$

$V_7=-\frac{qu\times l}{2}=-20.85KN$

**Poutrelle type 04 de RDC à ELU**

Avec : Q = 4 ; KN/m²; G = 5.46 KN/m²; b = 0.65 m ; qu = 8.69 KN/ml




$M_0=\frac{qu*L^2}{8}=\frac{8.69*4.8^2}{8}=25.027KN.m$

$M_1=0.4M_0=10.01KN.m$

$M_2=0.4M_0=10.01KN.m$

$M_t=0.85\ M_0=21.27\ KN.m$

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition : $M_t+\frac{M1+M2}{2}\geq 1.25\ M_0$

$21.27+\frac{10.01+10.01}{2}\geq 1.25\times 25.027$ ⇨ $31.28=31.28$ (CV)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Efforts tranchants**

$V_1=\frac{qu\times l}{2}=\frac{8.69\times 4.8}{2}=20.85KN$

$V_2=-\frac{qu\times l}{2}=-\frac{8.69\times 4.8}{2}=-20.85KN$

**Moments fléchissant et effort tranchant**

Les moments fléchissant et des efforts tranchant sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau III-2:** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de RDC.

| RDC | | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|---|
| Types | position | M (KN.m) | V(KN) | M (KN.m) | V(KN) |
| 01 | appui | 15.02 | 22.94 | 10.62 | 16.21 |
| | travée | 18.77 | / | 13.28 | / |
| 02 | appui | 15.02 | 22.94 | 10.62 | 16.21 |
| | travée | 18.77 | / | 13.28 | / |
| 03 | appui | 15.02 | 22.94 | 10.62 | 16.21 |
| | travée | 18.77 | / | 13.28 | / |
| 04 | appui | 10.01 | 20.85 | 7.07 | 14.73 |
| | travée | 21.27 | / | 15.028 | / |

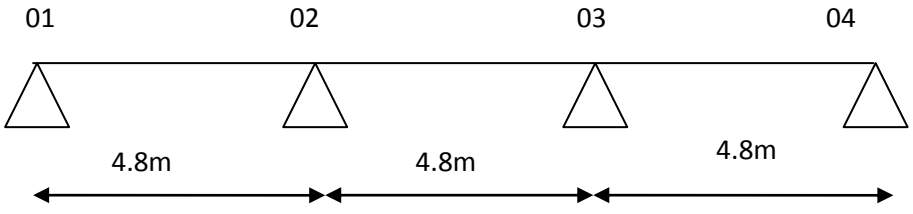
**Tableau III-3:** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de l'étage courant.

| Etage courant | | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|---|
| Types | position | M (KN.m) | V(KN) | M (KN.m) | V(KN) |
| 01 | appui | 9.9 | 16.5 | 7.16 | 11.93 |
| | travée | 13.5 | / | 9.76 | / |
| 02 | appui | 9.9 | 16.5 | 7.16 | 11.93 |
| | travée | 13.5 | / | 9.76 | / |
| 03 | appui | 10.8 | 16.5 | 7.8 | 11.93 |
| | travée | 13.5 | / | 9.76 | / |
| 04 (étage 01) | appui | 7.2 | 15 | 5.21 | 10.84 |
| | travée | 15.3 | / | 11.06 | / |
| 04' (étage 09) | appui | 10.8 | 16.5 | 7.81 | 11.93 |
| | travée | 12.03 | / | 10.02 | / |

- Pour les poutrelles de terrasse on utilise la méthode de Caquot car la fissuration est préjudiciable, voici un exemple de calcul :

Poutrelle type 02 de terrasse accessible à ELU :

Avec : Q = 1.5 ; KN/m²; G = 4.62 KN/m²; b = 0.65 m ; qu = 5.51 KN/ml




- **Appuis**

qu=5.51KN.m

M1=M4=0 KN.m

$M2=\frac{qg*lg^3+qd*l'd^3}{8.5(lg+l'd)}=\frac{5.51*4.8^3+5.51*3.84^3}{8.5(4.8+3.84)}=12.54$KN.m

M2=M3=12.54 KN.m

- **travées**

qu=5.51KN.m

V1=q*$\frac{l}{2}+\frac{M1-M2}{l}=5.51*\frac{4.8}{2}+\frac{0-12.54}{4.8}$=10.61 KN

Mt1=10.21 $KN.m$

V2= q*$\frac{l}{2}+\frac{M2-M3}{l}=5.51*\frac{4.8}{2}+\frac{12.54-12.54}{4.8}$=13.22KN

Mt2=-M2+$\frac{V2^2}{2q}=-12.54+\frac{13.22^2}{2*5.51}=3.32\ KN.m$

Mt1=Mt3=10.21KN.m

Les moments fléchissant et des efforts tranchant sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau III-4:** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de la terrasse accessible.

| Terrasse acc | | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|---|
| Types | position | M (KN.m) | V(KN) | M (KN.m) | V(KN) |
| 01 | appui | 12.54 | 13.84 | 9.04 | 9.97 |
| | travée | 10.21 | / | 7.35 | / |
| 02 | appui | 12.54 | 13.22 | 9.04 | 9.53 |
| | travée | 10.21 | / | 7.35 | / |
| 03 | appui | 14.93 | 16.33 | 10.76 | 11.76 |
| | travée | 10.34 | / | 6.67 | / |

**Tableau III-5:** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de la terrasse inaccessible.

| Terrasse inacc | | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|---|
| Types | position | M (KN.m) | V(KN) | M (KN.m) | V(KN) |
| 04 | appui | 0 | 13.51 | 0 | 9.84 |
| | travée | 16.21 | / | 11.8 | / |

### III-1-1-5-Armatures longitudinales

D'après le C.B.A.93 :

Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

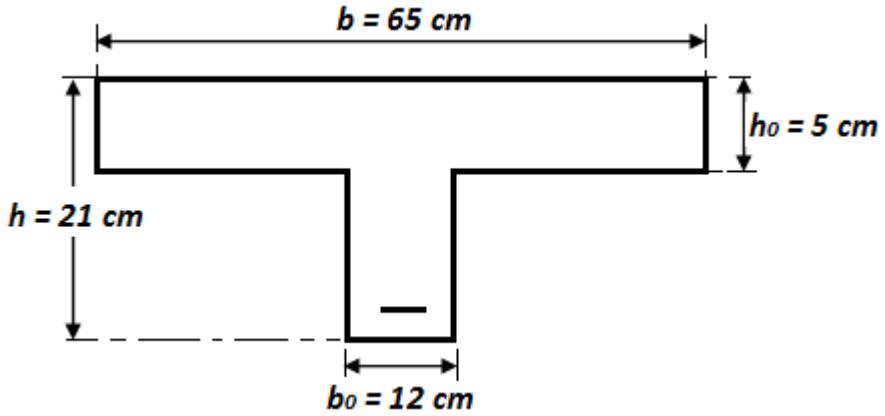



**Figure III-1 :** dimensions de la poutrelle

Pour le calcul de ferraillage, on prend le moment max dans chaque plancher.

- **Exemple de calcul :** On va prendre comme des exemples de calcul poutrelle 01 de RDC :

**Travée**

d = 0.9 ×h = 18.9 cm ; Mu = 18.77 kN.m

Mt= b × ho ×$F_{bc}$ × (d- $\frac{ho}{2}$ ) = 0.65 × 0.05 × (0.85 × 25 / 1.5) ×( 0.189 − $\frac{0.05}{2}$)

= 0.075 MN.m

On a Mu = 0.0187 MN.m< Mt = 0.075 MN.m

**➔Section rectangulaire (b×h)**

$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.Fbc} = \frac{0.0187 .*1,5}{0.65 .0,189^2 . 0,85 .25} = 0.057$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ **➔Section à simple armatures.**

**Asc = 0**

α = 1.25 $[1 - \sqrt{1 - 2\mu u}]$ = 1.25 [ $1 - \sqrt{1 - 2 . 0,057}$] = 0.073

Z = d ( 1-0.4×α ) = 0.189 ( 1- 0.4×0.073 ) = 0.183

Ast = $\frac{Mu}{Z.\sigma st} = \frac{Mu\,.\,\gamma s}{Z.Fe}$ = 2.93 x 10-4 m² = 2.93 cm²

**Ast (Choisie)** = 3T12 = 3.39 cm²

**Condition de non fragilité**

Ast ≥ 0,23 × b× d ×$\frac{Ft28}{Fe}$

➔Ast ≥0.23×0.65×0.189×$\frac{2.1}{400}$

➔ 3.39 cm² >1.483 cm²

➔**Condition vérifiée.**

**Vérification à ELS**

X = n .$\frac{Ast}{b}$. ($\sqrt{1 + \frac{2\ bdAst}{nAst^2}} - 1$)

X=15 *$\frac{3.39*10^{-4}}{0.65}$* ($\sqrt{1 + \frac{2* 0,65*\ 0,189*\ 3.39*10^{-4}}{15\ (\ 3.39*10^{-4})^2}} - 1$) = 0.047

➔ x =4.7 cm ➔x < ho

I = b $\frac{x^3}{3}$+ n Ast (d-x)² = 0.65 * $\frac{0.047^3}{3}$+ 15 *3.39. $10^{-4}$ * (0.189 - 0.047)²

= 0.000125 $m^4$

$\sigma_{bc}$ = Ms .x / I = 0.01328 * 0.047 / 0.000125 = 4.99 MPa

$\sigma_{bc(adm)}$ = 0.6 $F_{c28}$ = 0.6 ×25 = 15 MPa ➔ σbc<σbc(adm) (CV)

**Appuis**

➔**Section rectangulaire (b0×h)**

$\mu_u$= $\frac{Mu}{b0.d^2.Fbc}$= $\frac{0.015* 1,5}{0.12* 0,189^2* 0,85* 25}$= 0.247

On a $\mu_u$<$\mu_R$=0.392 ➔**Section à simple armatures.**

**Asc = 0**

α = 1.25 [$1 - \sqrt{1 - 2\mu u}$] = 1.25 [ $1 - \sqrt{1 - 2 * 0,247}$] = 0.360

Z = d ( 1-0.4 x α ) = 0.189 ( 1- 0.4 x 0.36 ) = 0.161m

Ast = $\frac{Mu}{Z.\sigma st} = \frac{Mu\,.\,\gamma s}{Z.Fe}$ = 2.678 x 10-4 m² = 2.678 cm²

**Ast (Choisie)** = 2T14 = 3.08 cm²

**Condition de non fragilité :**

Ast ≥ 0.23 × $b_0$× d ×$\frac{Ft28}{Fe}$

➔$A_{st} \geq 0.23 \times 0.12 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400}$

➔ 3,08 cm² >0.273 cm²

➔**Condition vérifiée.**

**Vérification à ELS :**

X = n .$\frac{Ast}{b}$. ($\sqrt{1 + \frac{2\,bdAst}{nAst^2}} - 1$)

X=15 .$\frac{3{,}08.10^{-4}}{0.65}$. ($\sqrt{1 + \frac{2\,.0{,}65.\ 0{,}189\,.3{,}08.10^{-4}}{15\,.(\,3{,}08.10^{-4})^2}} - 1$) = 0.0452

➔ x =4.52 cm ➔x < ho

I = b $\frac{x^3}{3}$+ n Ast (d-x)² = 0.65 * $\frac{0.0452^3}{3}$+ 15 *3,08. $10^{-4}$ . (0.189 - 0.0452)²

I = 0.000115 $m^4$

$\sigma_{bc}$ = Ms .x / I = 10.62 $*\ 10^{-3}$* 0.0452 / 0.000115 = 4.174 MPa

$\sigma_{bc(adm)}$ = 0.6 $F_{c28}$ = 0.6 ×25 = 15 MPa ➔ σbc<$_{\sigma bc(adm)}$

➔**Condition vérifiée.**

Les résultats des ferraillages calculés sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III-6** : Ferraillages calculés pour les poutrelles de RDC.

| RDC | Travée | | Appui | |
|---|---|---|---|---|
| Types | $A_{st}$ (cm²) | $A_{SC}$ (cm²) | $A_{st}$ (cm²) | $A_{SC}$ (cm²) |
| 01 | 2.94 | 0 | 2.34 | 0 |
| 02 | 2.94 | 0 | 2.34 | 0 |
| 03 | 2.94 | 0 | 2.34 | 0 |
| 04 | 3.35 | 0 | 1.55 | 0 |

**Tableau III-7**: Ferraillages calculés pour les poutrelles de l'étage courant.

| Etage courant | Travée | | Appui | |
|---|---|---|---|---|
| Types | $A_{st}$ (cm²) | $A_{SC}$ (cm²) | $A_{st}$ (cm²) | $A_{SC}$ (cm²) |
| 01 | 2.10 | 0 | 1.53 | 0 |
| 02 | 2.10 | 0 | 1.53 | 0 |
| 03 | 2.10 | 0 | 1.67 | 0 |
| 04 (étage 01) | 2.38 | 0 | 1.11 | 0 |
| 04' (étage 09) | 1.86 | 0 | 1.67 | 0 |

**Tableau III-8** : ferraillage calcule pour les poutrelles de la terrasse ( acc et inacc)

| Terrasse Acc | Travée | | Appui | |
|---|---|---|---|---|
| Types | $A_{st}$ (cm²) | $A_{SC}$ (cm²) | $A_{st}$ (cm²) | $A_{SC}$ (cm²) |
| | 1.58 | 0 | 1.95 | 0 |
| 02 | 1.58 | 0 | 1.95 | 0 |
| 03 | 1.60 | 0 | 2.33 | 0 |
| Terrasse Inacc | 2.53 | 0 | 0 | 0 |

- **Choix des armatures longitudinales**

Dans le choix des armatures longitudinales, il faut prendre en compte la condition exigée par le (C.B.A.93) de **non fragilité** :

**-En travée**

$$Ast \geq 0{,}23 \times b \times d \times \frac{Ft28}{Fe} \longrightarrow Ast \geq 0{,}23 \times 0.65 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow Ast \geq 1.48\ cm^2$$

**-En appui**

$$Ast \geq 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{Ft28}{Fe} \longrightarrow Ast \geq 0{,}23 \times 0.12 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow Ast \geq 0.27\ cm^2$$

**Remarque :** Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi un seul type de ferraillage pour chaque plancher, avec la vérification de toutes les conditions.

**Tableau III-9**: Ferraillages adopté pour les poutrelles.

| | | RDC | Etages : du 1er au 9eme | Terrasse inaccessible | Terrasse accessible |
|---|---|---|---|---|---|
| Choix de ferraillage | travée | 3T12 | 3T12 | 3T12 | 3T12 |
| | appui | 2T14 | 2T12 | 2T12 | 2T14 |

Rapport-Gratuit.com

### III-1-1-6- Armatures transversales

D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\boldsymbol{\tau_u} > \overline{\tau u}$

Avec $\tau_u$ : La contrainte de cisaillement.

$\tau_u = \frac{Vu}{b0 \times d}$ ➔ (bo = 0.12 m) ; (d = 0.189 m) ; ($V_u$ : L'effort tranchant à ELU)

$\overline{\tau u}$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$\overline{\tau u} = \min\left(\frac{0,2 \times fc28}{\gamma b} ; 5MPa\right)$ (fissuration non préjudiciable)

$\overline{\tau u} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma b} Fc28 ; 4MPa\right)$ (fissuration préjudiciable)

**Tableaux III-10:** contraintes tangentielles sont

| | RDC | | Etage courant | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Types | Tu (MN) | $\tau_u$ (MPa) | Tu (MN) | $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau u}$ (MPa) |
| 01 | 0.02294 | 1.01 | 0.0165 | 0.73 | 3.33 |
| 02 | 0.02294 | 1.01 | 0.0165 | 0.73 | 3.33 |
| 03 | 0.02294 | 1.01 | 0.0165 | 0.73 | 3.33 |
| 04 | 0.02085 | 0.92 | 0.015 | 0.66 | 3.33 |
| 04' | | | 0.0165 | 0.73 | 3.33 |

| | Terrasse acc | | Terrasse inacc | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Types | Tu (MN) | $\tau_u$ (MPa) | Tu (MN) | $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau u}$ (MPa) |
| 01 | 0.01384 | 0.61 | | | 2.5 |
| 02 | 0.01322 | 0.58 | | | 2.5 |
| 03 | 0.01633 | 0.72 | | | 2.5 |
| 04 | | | 0.01351 | 0.60 | 2.5 |

**Conclusion :** La condition est vérifiée pour tous les types.

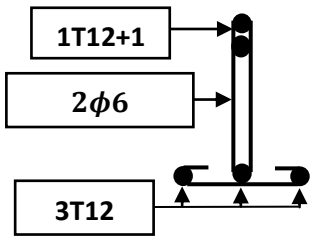
- **Choix des armatures transversales**

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutrelles donnée par :

$$\emptyset T \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b0}{10}; \emptyset l \text{ min}\right)$$

$$\emptyset T \leq \text{Min}(6 ; 12 ; 12)$$

On prend : ($\emptyset T$ = 6 mm) ➔ Même choix pour tous les types des poutrelles.
At = 2Ø6 = 0,57 cm² ➔ (Un cadre pour toutes les poutrelles).




D'après le (C.B.A.93) : St = min [(1) ; (2)]

$$\text{St (1)} \leq \frac{0,9 \times \text{At} \times \text{fe}}{\text{b0} \times \gamma s \times (\tau u - 0,3 \times \text{k} \times \text{ft}\prime)} \quad (1)$$

$$\text{St (2)} \leq \min\left(0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{\text{At} \times \text{fe}}{0,4 \times \text{b0}}\right)$$

Avec : (k = 1 Pour flexion simple) ; $ft'$= min ( 28 ; 3,3MPa) = 2,1 MPa ;

(Fe = 235 MPa)

($\gamma_s$ = 1,15) ; ($\tau_u$: Contrainte tangentielle ➔ $\tau_u$ (Max) = 1.01 MPa) ;

(At = 0,57 cm²)

**(1)** ➔ $\text{St (1)} \leq \frac{0,9 \times 0.000057 \times 235}{0.12 \times 1.15 \times (1.01 - 0,3 \times 1 \times 2.1)}$ =0.229m

**(2)** ➔ $\text{St (2)} \leq \min\left(0,9 \times 0,189 ; 40\text{cm} ; \frac{0.000057 \times 235}{0.4 \times 0.12}\right)$=0.17m

On adopte un espacement de ➔ St = 15 cm

**III-1-1-7- Vérification des poutrelles au niveau des appuis**

D'après (C.B.A.93) :

- **Appui intermédiaire**

Si |Mu| > 0,9 × d × Vu ➔ Il y a aucun risque de glissement, si non, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :$Vu + \frac{Mu}{0.9d}$

Avec :
(Mu) : Moment fléchissant en appui intermédiaire vis-à-vis l'état ultime.
(Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.
(0,9 × d) : Bras de levier.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Tableaux III-11**: Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.

| | RDC | | Etage courant | | Terrasse Acc | | Terrasse Inacc | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| types | \|**Mu**\|app (MN.m) | 0.9×d×Vu (MN.m) | \|**Mu**\|app (MN.m) | 0.9×d×Vu (MN.m) | \|**Mu**\|app (MN.m) | 0.9×d×Vu (MN.m) | \|**Mu**\|app (MN.m) | 0.9×d×Vu (MN.m) |
| 01 | 0.01502 | 0.0039 | 0.0099 | 0.0028 | 0.01254 | 0.023 | | |
| 02 | 0.01502 | 0.0039 | 0.0099 | 0.0028 | 0.01254 | 0.022 | | |
| 03 | 0.01502 | 0.0039 | 0.0108 | 0.0028 | 0.01493 | 0.027 | | |
| 04 (étage 01+RDC) | 0.01001 | 0.0035 | 0.0072 | 0.0025 | | | 0 | 0.023 |
| 04' (étage 09) | | | 0.0108 | 0.0028 | | | | |

**Conclusion :** Il n'y a aucun risque de glissement en appui intermédiaires.

- **Appui de rive**

Si $As_{(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma s}{fe}$ < Ast (appui de rive) ➔La section des armatures (Ast (appui de rive)) est suffisante.

Avec :
Ast (appui de rive) : Armatures choisis dans les appuis de rives.
$As_{(Vu)}$ : Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).
(Fe = 400 MPa) ; ($\gamma$s = 1,15).

**Tableaux III-12**: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

| | RDC | | Etage courant | |
|---|---|---|---|---|
| types | $A_{s\,(vu)}$ ($cm^2$) | $A_{st\,(a.rive)}$ ($cm^2$) | $A_{s\,(vu)}$ ($cm^2$) | $A_{st\,(a.rive)}$ ($cm^2$) |
| 01 | 0.659 | 3.08 | 0.447 | 2.26 |
| 02 | 0.659 | 3.08 | 0.447 | 2.26 |
| 03 | 0.659 | 3.08 | 0.447 | 2.26 |
| 04 (étage 01+RDC) | 0.599 | 3.08 | 0.431 | 2.26 |
| 04' (étage 09) | | | 0.447 | 2.26 |

| | Terrasse Acc | | Terrasse Inacc | |
|---|---|---|---|---|
| types | $A_{s\,(vu)}$ ($cm^2$) | $A_{st\,(a.rive)}$ ($cm^2$) | $A_{s\,(vu)}$ ($cm^2$) | $A_{st\,(a.rive)}$ ($cm^2$) |
| 01 | 0.394 | 3.08 | | |
| 02 | 0.380 | 3.08 | | |
| 03 | 0.469 | 3.08 | | |
| 04 | | | 0.388 | 2.26 |

**Conclusion :** La quantité des armatures choisis et placée au niveau des appuis de rive est suffisante.

### III-1-1-8- Vérification à l'état limite de service (ELS)

D'après (C.B.A.93) :
Les poutrelles sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.
$\sigma bc < \bar{\sigma} bc$ ➔ $\bar{\sigma} bc = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa

On a fait cette vérification dans l'exemple de calcul précédent.

Les résultats de calcul des autres types sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-13** : vérification des contraintes dans le béton à ELS :

| | | RDC | Etage courant | Tacc | T inacc | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Types | position | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) |
| 01 | appui | 4.17 | 3.2 | 3.5 | | 15 |
| | travée | 4.99 | 3.7 | 2.8 | | 15 |
| 02 | appui | 4.17 | 3.2 | 3.5 | | 15 |
| | travée | 4.99 | 3.7 | 2.8 | | 15 |
| 03 | appui | 4.17 | 3.5 | 4.2 | | 15 |
| | travée | 4.99 | 3.7 | 2.5 | | 15 |
| 04 | appui | 2.8 | 2.3 | | 0 | 15 |
| | travée | 5.7 | 4.2 | | 6.1 | 15 |
| 04’ | appui | | 3.5 | | | 15 |
| | travée | | 3.8 | | | 15 |

**Conclusion :** Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

### III-1-1-9-Vérification de la flèche

D’après (C.B.A.93) :
Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{21}{480} \geq \frac{1}{16}$ (CNV)

La première condition n’est pas vérifiée, La vérification de la flèche devient nécessaire.

L’ANNEXE-D du C.B.A.93 simplifie le calcul de la flèche comme suite :

Il faut satisfaire la condition suivante : $fi \leq f$ admissible

Avec : f admissible $=\frac{L}{500}$ Si la portée (L) est au plus égale à 5 m.

fi : Flèche sous chargement instantané ➔ $fi = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times Ei \times Ifi)}$

fv : Flèche sous chargement de longue durée ➔ $fv = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times Ev \times Ifv)}$

Avec : $If i = \frac{1{,}1 \times I0}{1+(\lambda i \times \mu)}$ et $I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I0}{1+(\lambda v \times \mu)}$

$\lambda i = \frac{(0{,}05 \times ft28)}{\varphi \times (2+(3 \times \frac{b0}{b}))}$ et $\lambda v = \frac{(0{,}02 \times ft28)}{\varphi \times (2+(3 \times \frac{b0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + (n) \times (Ast) \times (d - d')^2$ ; $\varphi = \frac{Ast}{b \times d}$ ; $\mu = 1 - \frac{(1{,}75 \times ft28)}{(4 \times \varphi \times \sigma st) + ft28}$

($F_{c28}$ = 25 MPa) ; ($f_{t28}$ = 2,1 MPa) ; ($fe$ = 400 MPa) ; (n =15)
($Ei_{28}$ = 32164,2 MPa) et ($Ev_{28}$ = 10818,9 MPa) et ($\sigma st$= 348 MPa)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-14:** Les valeurs des flèches des poutrelles sont résumées dans le tableau :

| | RDC | | Etage courant | | Tacc | | T inacc | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Types | $F_i$ (cm) | $F_v$ (cm) | $F_i$ (cm) | $F_v$ (cm) | $F_i$ (cm) | $F_v$ (cm) | $F_i$ (cm) | $F_v$ (cm) | $f_{adm}$ |
| **01** | 0.0569 | 0.147 | 0.0418 | 0.108 | 0.0315 | 0.0815 | | | 0.96 |
| **02** | 0.0569 | 0.147 | 0.0418 | 0.108 | 0.0315 | 0.0815 | | | 0.96 |
| **03** | 0.0569 | 0.147 | 0.0418 | 0.108 | 0.0286 | 0.0739 | | | 0.96 |
| **04**(ETAGE 1) | 0.0644 | 0.11 | 0.0474 | 0.123 | | | 0.0506 | 0.131 | 0.96 |
| **04'**(ETAGE 9) | | | 0.0429 | 0.111 | | | | | 0.96 |

**Conclusion :** Les valeurs des flèches ne dépassent pas les flèches admissibles qui sont exigées par le C.BA.93.

### III-1-1-10- Ferraillage de la dalle de compression

D'après le règlement C.B.A.93 :

- **Armatures perpendiculaires aux nervures : (A1)**

$A1 \geq \frac{4 \times L}{fe}$
Avec :
L : distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)
Fe = 500 MPa

➔ $A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500}$ ➔ $A_1 \geq 0{,}52$ cm²/ml

- **Armatures parallèles aux nervures :(A2)**

$A_2 = \frac{A1}{2}$ ➔ $A_2 = 0{,}26$ cm²/ml

➔ On adopte un treillis soudé de Ø5 et un espacement (15×15) cm²

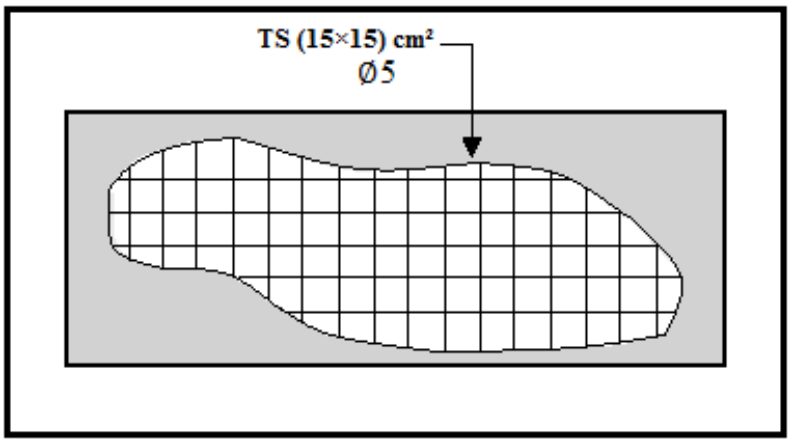



**Figure III-2**: Ferraillage de la dalle de compression.

### III-1-2- Plancher à dalle pleine

#### III-1-2-1- Introduction

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

#### III-1-2-2- Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :
Les combinaisons fondamentales sont :
ELU ➔ 1.35 G + 1.5 Q
ELS ➔ G + Q

#### III-1-2-3 Calcul du Planchers sous-sol

##### III-1-2-3-1 Chargement

- Charge permanente G=6.96 KN/m²
- Charge d'exploitation Q= 2.50 KN/m²
- ELU : Pu =1,35 x 6,96+1,5 x 2,5 =13,15 KN/ml
- ELS : Ps = 9,46 KN/ml

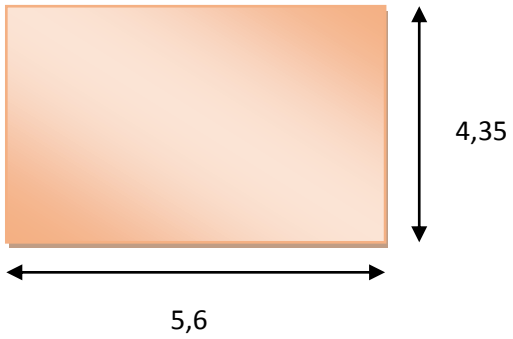



**Figure III-3 :** Le panneau le plus sollicité.

### III-1-2-3-2 Détermination du sens de portée de la dalle

On a déjà calculé dans le chapitre II ➔ he=20cm
Avec he : épaisseur de la dalle.

### III-1-2-3-3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91)

M x = μ x P*Lx²
M y = μ y * M x
Coefficients μ x et μ y à l'ELU (ν = 0)
μ x = 0,0521 ; μ y = 0,5608
Coefficients μ x et μ y à l'ELS (ν = 0.2)
μ x = 0,0650 ; μ y = 0,6841

- ELU : Mx = 0,0521* 13,15*4,35² = 12,96 KN.m
- My= 7,28 KN.m
- ELS : Mx = 11,63 KN.m
- My = 7,96 KN.m

### III-1-2-3-4 Les moments totaux appliqués sur la dalle

⇨ **Pour Mx**

- **ELU**

Mx = 12,96 KN.m
Mt = 0.8 Mx = 10,37 KN.m
Mg = 0.3 Mx = 3,888KN.m (Appuis de rive)
Md = 0.5 Mx = 6,48 KN.m (Les autres appuis)
D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :
$Mt + \frac{Md+Mg}{2} \geq 1,25\ Mx$ ➔ $10,37 + \frac{6,48+3,888}{2} = 15,55$ et $1,25*12,96 = 16,2$
15,55≥16,2 ➔ CV

- **ELS**

Mx = 11,63 KN.m
Mt = 0.8 Mx = 9,304 KN.m
Mg = 0.3 Mx = 3,49KN.m (Appuis de rive)
Md = 0.5 Mx = 5,81 KN.m (Les autres appuis)
D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :
$Mt + \frac{Md+Mg}{2} \geq 1,25\ Mx$ ➔ $9,304 + \frac{5,81+3,49}{2} = 13,95$ et $1,25*11,63 = 14,53$
13,95≥14,53➔ CNV On augment Mt = 0.85Mx = 9,88 KN.m
14,53≥14,53➔ CV

⇨ **Pour My :**

- ELU :

My= 7,28 KN.m
Mt = 0.8 My = 5,82 KN.m
Mg = 0.3 My = 3,184KN.m (Appuis de rive)
Md = 0.5 My = 3,64 KN.m (Les autres appuis)
D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :
$Mt + \frac{Md+Mg}{2} \geq 1,25\ My$ ➔9,232≥9,1 ➔ CV

- ELS :

My= 7,96 KN.m
Mt = 0.8 My = 6,37 KN.m
Mg = 0.3 My = 2,388KN.m (Appuis de rive)
Md = 0.5 My = 3,98 KN.m (Les autres appuis)
D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :
$Mt + \frac{Md+Mg}{2} \geq 1,25\ My$ ➔9,554≥9,95 ➔ CNV
On augment Mt = 0.85My = 6,77 KN.m ➔ 9,95 ≥9,95 ➔ CV

**Tableau III-15** : Moment fléchissant de la dalle pleine.

| | Mx (KN.m) | My (KN.m) | $M_{amax}$(KN.m) | $M_{tmax}$(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| ELU | 12,96 | 7,28 | 6,48 | 10,37 |
| ELS | 11,63 | 7,96 | 5,81 | 9,88 |

### III-1-2-3-5 Calcul du ferraillage de la dalle

- **Armatures longitudinales** : D'après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la dalle est donné par le C.B.A.93 (Condition de non-fragilité).
On adoptera le même ferraillage suivant les deux directions pour une bande 1 m en flexion simple.

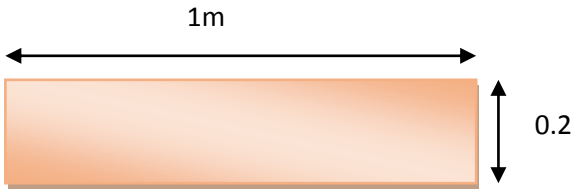



**Figure III-4**: Une bande de 1m pour le calcul de ferraillage

- **ELU**

| $M_{amax}$(KN.m) | $M_{tmax}$(KN.m) |
|---|---|
| 6,48 | 10,37 |

**Travée**

$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2}$ =0.023<μR=0.392

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1-2\mu_u}$)= 0,029

$Z = d$*(1 - 0,4α) => $Z = d$*(1 - 0,4*0.029)=0.18m

$\sigma_{st} = 347.83$MPa

$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = 1{,}66\ (cm^2)/ml$

Donc, on adopte A st = 6T10 = 4,71 (cm²)/ml

**Appui**

$\mu_u = \frac{Mua}{b \times Fbc \times d^2}$ =0.014<μR=0.392

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1-2\mu_u}$)= 0,018

$Z = d$*(1 - 0,4α) => $Z = d$*(1 - 0,4*0.018)=0.17m

$\sigma_{st} = 347.83$MPa

$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} = 1{,}1\ (cm^2)/ml$

Donc, on adopte $A_{sa}$ = 6T10 = 4,71 (cm²)/ml

**Condition de non-fragilité :**

La section minimale : $Ast_{min} \geq 0{,}23*b*d*\ ft28 / Fe$

$Ast_{min} \geq 0{,}23 \times 1 \times 0{,}18 \times (2{,}1/400)10^4 \geq 2{,}17$ cm²

$Ast > Ast_{min}$

Rapport-Gratuit.com

**Espacement :**

St < min (3h ; 33 cm) Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

En travée :

St = 100 /5 = 20 cm < min (60 ; 33 cm) ➔ CV

En appui :

St = 100 /4 = 25 cm < min (60 ; 33 cm) ➔ CV

- **Vérification à l'ELS**

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$\sigma bc = \frac{Ms*x}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$

Nous avons choisi le même ferraillage pour la dalle pleine, en travée et aussi en appui, par conséquent, la position de l'axe neutre et le moment d'inertie de la section homogènes restent constant.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 6T10 = 4,71 (cm²)/ml)

$$\frac{b \times x^2}{2} - 15A_{sa} \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30 \times x^2}{2} - 15 \times 4.52 \times (31.5 - x) = 0$$

⇨ x=4,39cm

Moment d'inertie :

$I = \frac{b \times x^3}{3} + 15 \times Asa \times (d - x)^2$

$I = 15907\ cm^4$ ➔ $I = 1{,}5907 \times 10^{-4}\ m^4$

**Tableau III-16** : Les contraintes dans le béton.

| | $\sigma_{bc}$ | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Condition |
|---|---|---|---|
| Travée | 2,71 | 15 | CV |
| Appui | 1,59 | 15 | CV |

**Conclusion** : Les contraintes dans le béton sont vérifiées

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures d'âme si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b0 \times d}$ ($T_u$ : L'effort tranchant à ELU) et (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)

Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16$ MPa

Calcul de l'effort tranchant : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

- (Vu x ) au milieu du grand coté :

$V_u = \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} * \frac{Pu*Lx}{2}$ ➔ $V_u = 20.58\ KN$

- (Vu y ) au milieu du petit coté :

$V_u = \frac{Pu*Lx}{3}$ ➔ $V_u = 19.07\ KN$

**Conclusion** : Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) ➔ Pas d'armatures d'âme pour la dalle.

Vérification de la flèche :

$\frac{H}{L} = \frac{3.06}{4.34} = 0.70 > \frac{1}{16} = 0.0625$ C.V

h : la hauteur de la cage d'escalier

- En travée :

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{4.71*10^{-4}}{1*0.18} \leq \frac{4.2}{400}$$

$4.089 \times 10^{-4} < 1.05 \times 10^{-2}$ C.V

**Les mêmes résultats en appuis**

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

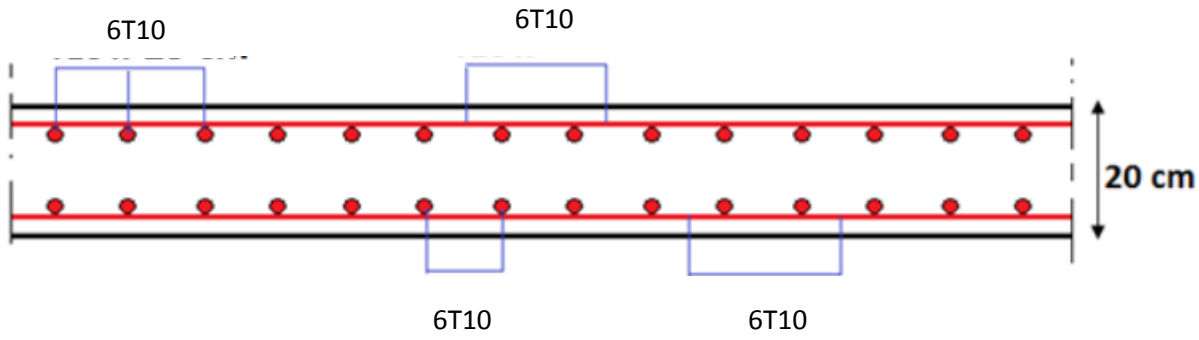



**Figure III-5** : La disposition des armatures de la dalle pleine.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## III-2- La dalle d'ascenseur

### III-2-1- Introduction

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine en béton armé destinée à reprendre la machine (Moteur ; Cabine ; Contre poids...)

Un ascenseur est un appareil de plus en plus courant dans la vie quotidienne d'un bâtiment, car il offre une solution plus efficace et pratique pour enregistrer les différentes hauteurs et les planchers, il est pratiquement obligatoire pour les bâtiments de Cinq étages et plus .Bien qu'il existe de nombreux types, qui varient en fonction de la vitesse, l'éclairage ou le style de la cabine, ils offrent tout le même but. Il est un système de transport composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment.

### III-2-2- 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. Leurs dimensions sont présentées dans la figure suivante :

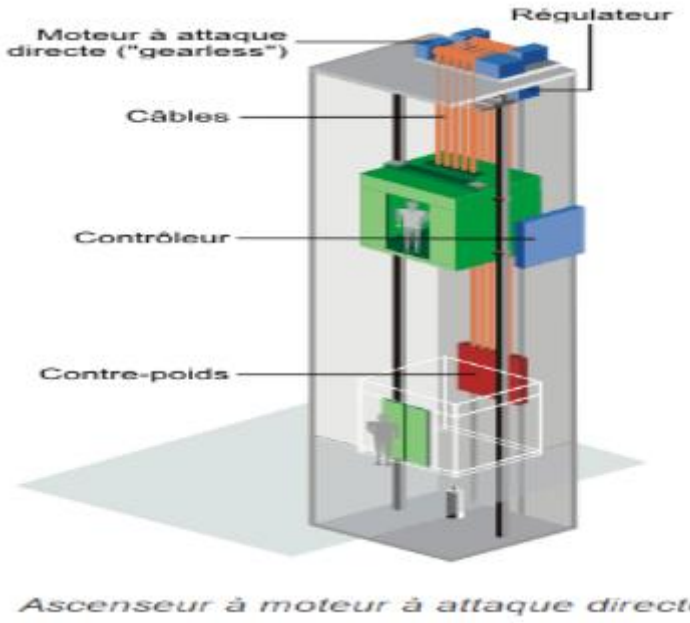



**Figure III-6 :** Caractéristique de l'ascenseur.

**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 :

$$\mathrm{P\ (Contrepoids)} = \mathrm{P\ (Cabine\ vide)} + \frac{\mathrm{P\ (Charge\ nominale)}}{2}$$

**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 (10×10) cm² /1pied.

**Accessoires** : Y compris les armoires de commandes, les canalisations électriques. **[12]**

Le système de fonctionnement est présenté dans la figure suivante :

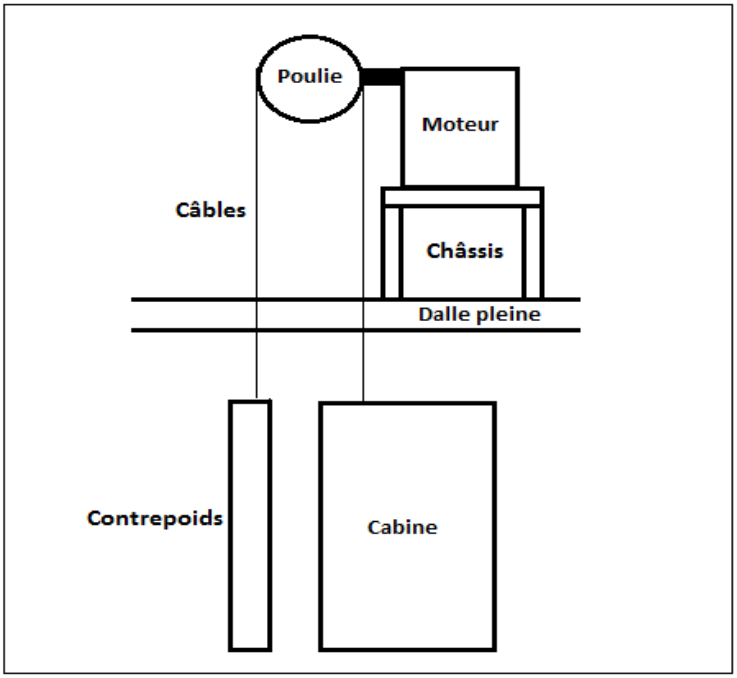



**Figure III-7:** Système de fonctionnement de l'ascenseur.

### III-2-3-Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU ➔ 1.35 G + 1.5 Q

ELS ➔ G + Q

### III-2-4-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.

### II-2-4-1-Charge et surcharge de la dalle

- **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : (Lx = 4.35 m) ; (Ly =4.75m)

$\alpha=\frac{Lx}{Ly}=\frac{4.35}{4.75}=0.91 > 0.4$ ➔ (La dalle portant dans les deux sens)

- $h\geq\frac{Lx}{40}=\frac{435}{40}\geq 11$ Selon la condition de résistance
- h ≥ 11 cm ➔ Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heurs.
- h ≥ 15,00 cm ➔ 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 doivent vérifiées.

- **Charges et surcharges de la dalle:** D'après D.T.R.B.C :

**Tableau III-17 :** Charges et surcharge de la dalle

| élément | Ep(cm) | ρ(kN/m3) | G (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| **Carrelage** | 2 | 22 | 0.44 |
| **Mortier de pose** | 3 | 2 | 0.6 |
| **Couche de sable** | 2 | 18 | 0.36 |
| **Dalle pleine en béton** | 20 | 25 | 5 |
| **Enduit en platre** | 2 | 10 | 0.2 |
| | | | G=6,60 |
| | | | Q=1 |

Q : Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien).
P U' = (1,35 × 6,60) + (1,5 × 1,00) = 10,41 KN/m²
P S' = 6,60 + 1,00 = 7,60 KN/m²

### III-2-4-2-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 : $P\ (\text{Contrepoids}) = P\ (\text{Cabine vide}) + \frac{635}{2}$

**Tableau III-18 :** Charges et surcharge de la machine**.**

| Les composants | G (machines) (KN) |
|---|---|
| Moteur | 3,00 |
| Treuil | 5,00 |
| Châssis | 1,00 |
| Limiteur de vitesse | 0,50 |
| Cabine vide | 7,00 |
| Contre poids | 10,175 |
| Etrier | 1,00 |
| Câbles | 0,50 |
| Accessoires | 0,50 |
| | G = 28,675 |
| | Q = 6,35 |

P U = (1,35 × 28,675) + (1,5 × 6,35) = 48,24 KN/m²
P S = 28,675 + 6,35 = 35,025 KN/m²

### III-2-5- Moments fléchissant

#### III-2-5-1- Sous la charge répartie : D'après C.B.A.9

Avec: (Lx =4,35m); (Ly = 4, 75 m); (P U1 = 10, 41 KN/m²); (P S1 = 7, 60 KN/m²).
M x' = μ x P*Lx²
M y '= μ y * M x'
Coefficients μ x et μ y à l'ELU (ν = 0)
μ x = 0,0521 ; μ y = 0,5608
Coefficients μ x et μ y à l'ELS (ν = 0.2)
μ x = 0,0650 ; μ y = 0,6841

- ELU : Mx' = 0,0521* 10,41*4,35² = 10,26 KN.m
- My'= 5,76 KN.m
- ELS : Mx' = 9,35 KN.m
- My' = 6,40 KN.m

#### III-2-5-2- Sous la charge concentrée

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impacte.

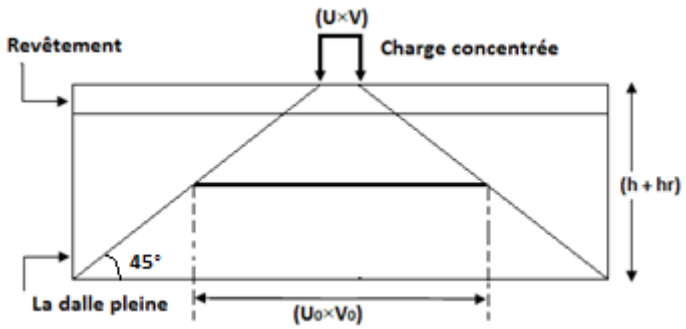



**Figure III-8 :** Zone d'impact.

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 **:**

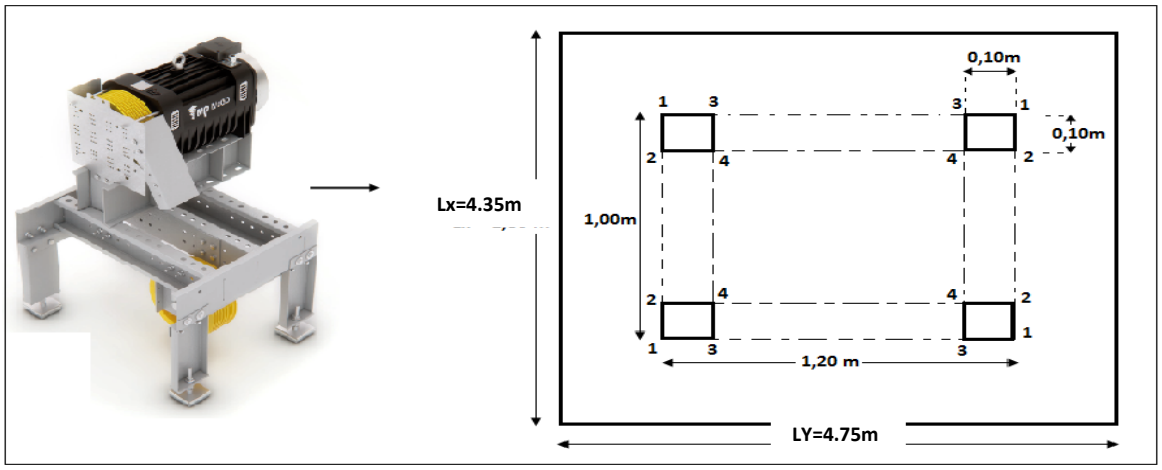
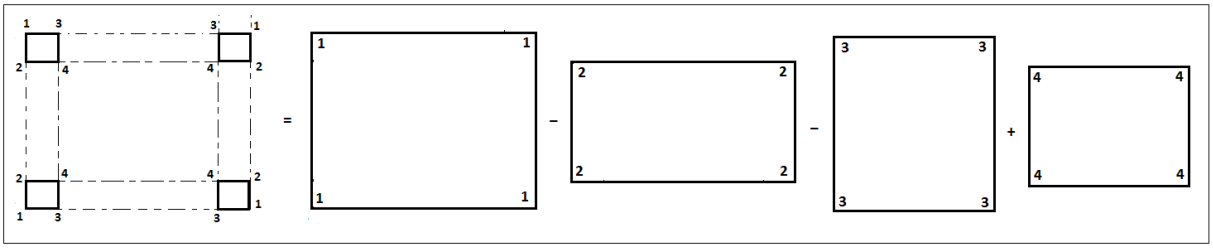



**Figure III-9 :** Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)
La valeur du moment fléchissant devient **:**



$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}$ et $M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$

**Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

- Calcul à ELU : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05)
- Pu (La machine) = 48,24 KN / 4 Pieds ➔ (Charge concentrée)

S (4 Pieds) = (4 × 0,1 × 0,1) = 0,04 m²

- Pu (La machine) $= \frac{Pu\ (La\ machine)}{S(4pieds)} = 1206$ KN/m² ➔ (Charge répartie)

U 0 = U + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) ➔ Cas d'un revêtement souple.
U 0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 × (0,05) = 1,275 m
V 0 = V + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) ➔ Cas d'un revêtement souple.
V 0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 × (0,05) = 1,475 m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4,35}{4.75} = 0.91$ ➔ M 1 et M 2 à partir d'Abaque n°3

$\frac{U0}{Lx} = 0.293$ ➔ $M1 = 15.8 * 10^{-2}$ et $\nu = 0$ à ELU.
$\frac{V0}{Ly} = 0.263$ ➔ $M2 = 12 * 10^{-2}$ et $\nu = 0$ à ELU.
Pu1 = Pu × U × V = 1206 × 1,00 × 1,20 = 1447,20 KN

M xu1 = (M 1 + v × M 2 ) × Pu1 = 0,158 × 1447,20 = 228,66 KN.m
M yu1 = (M 2 + v × M 1 ) × Pu 1= 0,12 × 1447,20 = 173,644 KN.m

- Calcul à ELS : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05)

- Ps (La machine) = 35,025 KN / 4 Pieds ➔ (Charge concentrée)

S (4 Pieds) = (4 × 0,1 × 0,1) = 0,04 m²

- Pu (La machine) $=\frac{\text{Pu (La machine)}}{\text{S(4pieds)}}$ =875,625 KN/m² ➔ (Charge répartie)

U 0 = U + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) ➔ Cas d'un revêtement souple.
U 0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 × (0,05) = 1,275 m
V 0 = V + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) ➔ Cas d'un revêtement souple.
V 0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 × (0,05) = 1,475 m
$\alpha=\frac{Lx}{Ly}=\frac{4,35}{5.6}=0.78$ ➔ M 1 et M 2 à partir d'Abaque n°4

$\frac{U0}{Lx}=0.293$ ➔ M1=15,8*$10^{-2}$ et ν=0,2 à ELS.
$\frac{V0}{Ly}=0.263$ ➔ M2=12*$10^{-2}$ et ν=0,2 à ELS.
Ps1 = Ps × U × V = 875,625 × 1, 00 × 1, 20 = 1050, 75KN
M xs1 = (M 1 + v × M 2 ) × Ps = (0,158 + (0,2 × 0,12)) × 1050,75 = 191,24 KN.m
M ys1 = (M 2 + v × M 1 ) × Ps = (0,12 + (0,2 × 0,158)) × 1050,75 = 159.29 KN.m
Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

**Tableau III-19** : Résultats de calcul.

| | | | | | | | | | ELU | | | ELS | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **N°** | **u** | **v** | **uo** | **vo** | **uo/Lx** | **vo/Ly** | **M1*$10^{-2}$** | **M2*$10^{-2}$** | P Ui KN | M xi KNm | M yi KN.m | P Si KN | M xi KN.m | M yi KN.m |
| (1-1) | 1,00 | 1,20 | 1,275 | 1,475 | 0.293 | 0.263 | 0,158 | 0,12 | 1447,2 | 228,6 | 173,64 | 1050,75 | 191,24 | 159,29 |
| (2-2) | 0,8 | 1,20 | 1,075 | 1,475 | 0.247 | 0.263 | 0,17 | 0,12 | 1157,76 | 197 | 139 | 840,6 | 163,08 | 129,45 |
| (3-3) | 1,00 | 1,00 | 1,275 | 1,275 | 0.293 | 0 .22 | 0,158 | 0,13 | 1206 | 191 | 157 | 875,625 | 161,12 | 141,5 |
| (4-4) | 0,80 | 1,00 | 1,075 | 1,275 | 0.247 | 0 .22 | 0,17 | 0,13 | 964,8 | 164 | 125.4 | 700,5 | 137,3 | 114,88 |

**ELU:** M xu = M xu1 – M xu2 – M xu3 + M xu4 = 228,6– 197– 191+ 164= 4,6 KN.m
M yu = M yu1 – M yu2 – M yu3 + M yu4 = 3,04 KN.m
**ELS:** M xs = M xs1 – M xs2 – M xs3 + M xs4 =4,34KN.m
M ys = M ys1 – M ys2 – M ys3 + M ys4 = 3,22KN.m

### III-2-5-3- Superposition des moments fléchissant

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant.

- **ELU :**

$M_{XU}$ = Mxu' + Mxu=14,86KN.m
$M_{YU}$ = Myu' + Myu=8,8KN.m

- **ELS :**

$M_{XS}$ = Mxs' + Mxs=13,69KN.m
$M_{YS}$ = Mys' + Mys=9,62KN.m

### III-2-5-4- Calcul des moments fléchissant réels

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$Mt + \frac{Mw+Me}{2} \geq 1{,}25\ Mx$

- ELU :

**Sens (x-x) :** $M_{XU}$ = 14,86 KN.m
Moment en appuis : $M_{w,e,x} \geq (0{,}5 \times 14{,}86)$ ➔ $M_{w,e,x}$=7,45 KN.m
Moment en Travée : $M_{t,x} \geq (0{,}85 \times 14{,}86)$ ➔ $M_{t,x}$=12,65 KN.m
Vérification de la condition : $12.65 + \frac{7.45+7.45}{2} \geq 1{,}25*14.86$ ➔ 20.1≥18.58 ➔ CV
**Sens (y-y) :** $M_{YU}$ = 8,8 KN.m
11,88≥11 ➔ CV

- ELS :

**Sens (x-x) :** $M_{XU}$ = 13,69 KN.m
18.8≥17.11 ➔ CV
**Sens (y-y) :** $M_{YU}$ = 9,62KN.m
12.99≥12.05 ➔ CV

**Tableau III-20** : Moment fléchissant de la dalle pleine.

| | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| -Sens- | M (Travée) (MN.m) | M (Appui) (MN.m) | M (Travée) (MN.m) | M (Appui) (MN.m) |
| x-x | 12,65 | 7,45 | 11,64 | 6,85 |
| y-y | 7,48 | 4,4 | 8,18 | 4,81 |

### III-2-6- Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

$Ast \geq 0{,}23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{2}$ ➔ Ast ≥ 2,18 cm²

Ast ≥ 0,08 % B (HA) ➔ Ast ≥ 0,08 % (1 × 0,2) ➔ Ast ≥ 1,60 cm²

### III-2-6-1- Calcule du ferraillage : On calcul pour une bande de 1ml

(Sens x-x)

- **Travée**

$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2}$ =0.028<μR=0.392

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1-2\mu_u}$)= 0,035

$Z = d^*(1 - 0{,}4\alpha) \Rightarrow Z = d^*(1 - 0{,}4^*0.035) = 0.18m$

$\sigma_{st} = 347.83MPa$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = 2{,}02\ (cm^2)/ml$$

Donc, on adopte A st = 6T10 = 4,71 (cm²)/ml

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-21** : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

| | Calculé | | Adopté | | CBA |
|---|---|---|---|---|---|
| -Sens- | Ast (Appui) (cm²)/ml | Ast (Travée) (cm²)/ml | Ast (Appui) (cm²)/ml | Ast (Travée) (cm²)/ml | Ast (Min) (cm²)/ml |
| x-x | 2,02 | 1,02 | 6T10 = 4,71 | 6T10 = 4,71 | 2,18 |
| y-y | 1,04 | 0,7 | 6T10 = 4,71 | 6T10 = 4,71 | 2,18 |

### III-2-6-2- Calcul des espacements

D'après le C.B.A.93 :

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 |

### III-2-7- 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 : $Qu = \frac{48.2}{4}$ =12,06 KN

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : : Qu ≤ 0,045 × Pc × h × $\frac{fc28}{\delta b}$

Avec : (h (Dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05 m) ; ($fc28$= 25 MPa) ; ($\delta b$ = 1,50)

(Pc : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V): Dimensions du pied de châssis ➔ (0,10 × 0,10) m²

U 0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 × (0,05) = 0,375 m

V 0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 × (0,05) = 0,375 m

Pc = 2 × (U 0 + V 0 ) = 2 × (0,375 + 0,375) = 1,50 m

➔ 12,06 ≤ 0,045 × 1,50 × 0,20 × $\frac{25000}{1.5}$ ➔ 12,06 ≤ 225

**Conclusion** : Le risque de poinçonnement n'existe pas.

### III-2-8- Vérification à l'état limite de service (ELS)

D'après (C.B.A.93)

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Même ferraillage adopté en appui et en travée, (x ; I) restent constants.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 6T10/ml = 4,71 cm²/ml)

$50\ x^2 + 70{,}65\ x - 1271{,}7 = 0$ ➔ x = 4,38 cm

Moment d'inertie : $I = \frac{b \times x^3}{3} + 15 \times Asa \times (d - x)^2$ ➔ I = 15906,81 $cm^4$

Contrainte du béton :

**Tableau III-22** : Les contraintes dans le béton.

| | Travée | Appui | |
|---|---|---|---|
| | $\sigma_{bc}$ | | $\overline{\sigma_{bc}}$ |
| X-X | 1,13 | 0,66 | 15 |
| Y-Y | 1,08 | 0,64 | 15 |

**Conclusion :** La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

### III-2-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

#### III-2-9-1- Calcul de la contrainte admissible

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times F_{c28}}{\gamma_b}$ =1,16 MPa

#### III-2-9-2- Calcul de l'effort tranchant

D'après (B.A.E.L) :

Lorsqu'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, 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.

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.35}{4,75} = 0.91 > 0.4$ ➔ (La dalle portant dans les deux sens)

- **Charge répartie**

$V_x = \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} * \frac{Pu * Lx}{2}$ avec P'u=10.41KN/m² ➔$V_x$=15,56KN

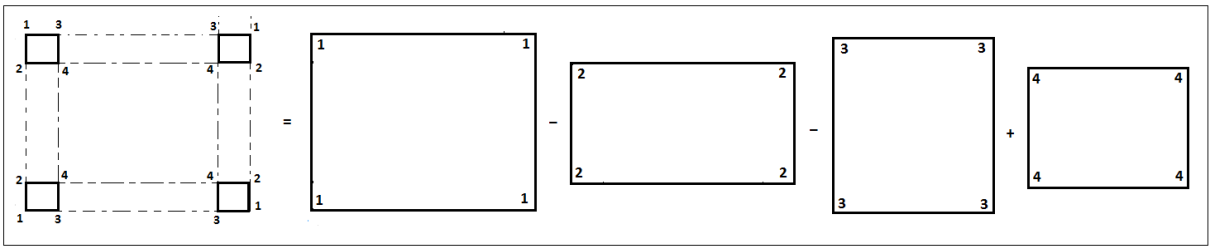
$V_y$ =17 KN

- **Charge concentrée**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

($Vu = \frac{P}{2u+v}$) et ($V_V = \frac{P}{3v} \leq Va$) avec P=1206KN/m²

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



V1u = 510,78 KN
V 2u = 361,80 KN
V 3u = 402 KN
V 4u = 344,57 KN

➔ Vu = 510,78 – 361,80 – 402 + 344,57
➔ Vu = 91,55 KN

V1v = 482,4 KN ≤ V1u
V 2v = 321,6 KN ≤ V 2u
V 3v = 402 KN = V 3u
V 4v = 321,60 KN ≤ V 4a

➔ Vv = 482,4 – 321,6 – 402 + 321,60
➔ Vv = 80,40 KN

### III-2-9-3- Superposition des efforts tranchants

V X = V x + V u = 15,56 + 91,55 = 109,11 KN
V Y = V y + V v = 17 + 80,40 = 97,4 KN

### III-2-9-4- La contrainte tangente

Avec : (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)

$\tau u, u = \frac{109.11*10^{-3}}{1*0.18}$ =0.61MPa <$\bar{\tau}_u$=1.16MPa ➔ CV

$\tau u, v = \frac{97.4*10^{-3}}{1*0.18}$ =0.54MPa <$\bar{\tau}_u$=1.16MPa ➔ CV

❖ **Conclusion :** Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) ➔ Pas d'armatures transversales pour la dalle.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

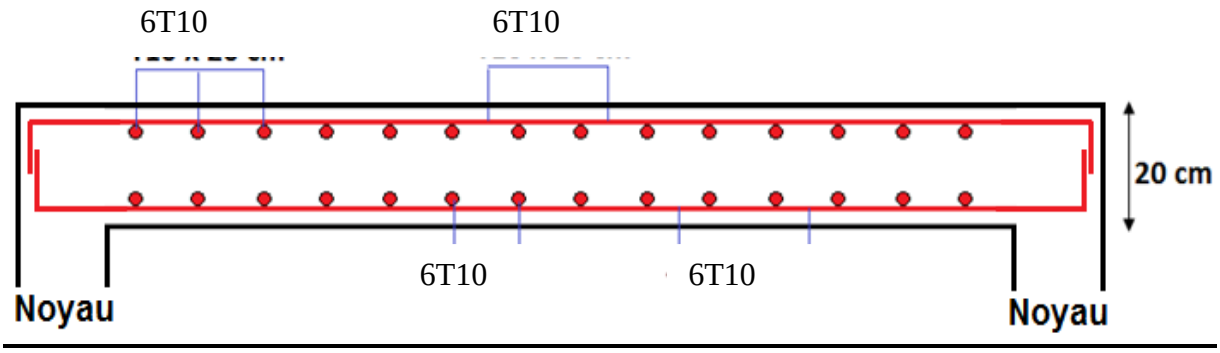



**Figure III-10 : Ferraillage de la dalle machine.**

## III-2- Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d'exploitations et permanentes.
Le calcul se fait en flexion simple.

### III-2-1-Combinaison d'action

- **SS2**

**Volée**

La charge permanente est égale à : G = 8.02 KN/m²
La charge d'exploitation est égale à : Q = 2.5 KN/m²
ELU : $q_u$ = (1.35 ×8.02 + 1.5 × 2.5) × 1 = 14.577 KN/ml
ELS : $q_s$ = (8.02 + 2.5) × 1 = 10.52 KN/ml

**Palier**

G=4,56 KN/m² et Q = 2.5 KN/m²

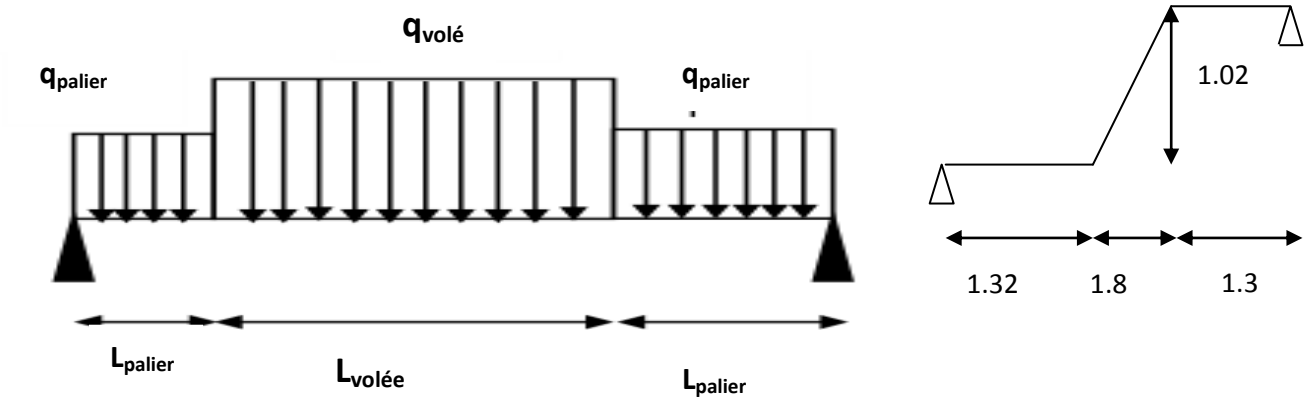



**Figure III-11**: Chargement supporter par le palier et la volée

### III-2-2- Diagrammes des moments et l'effort tranchant

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur les figures suivantes :

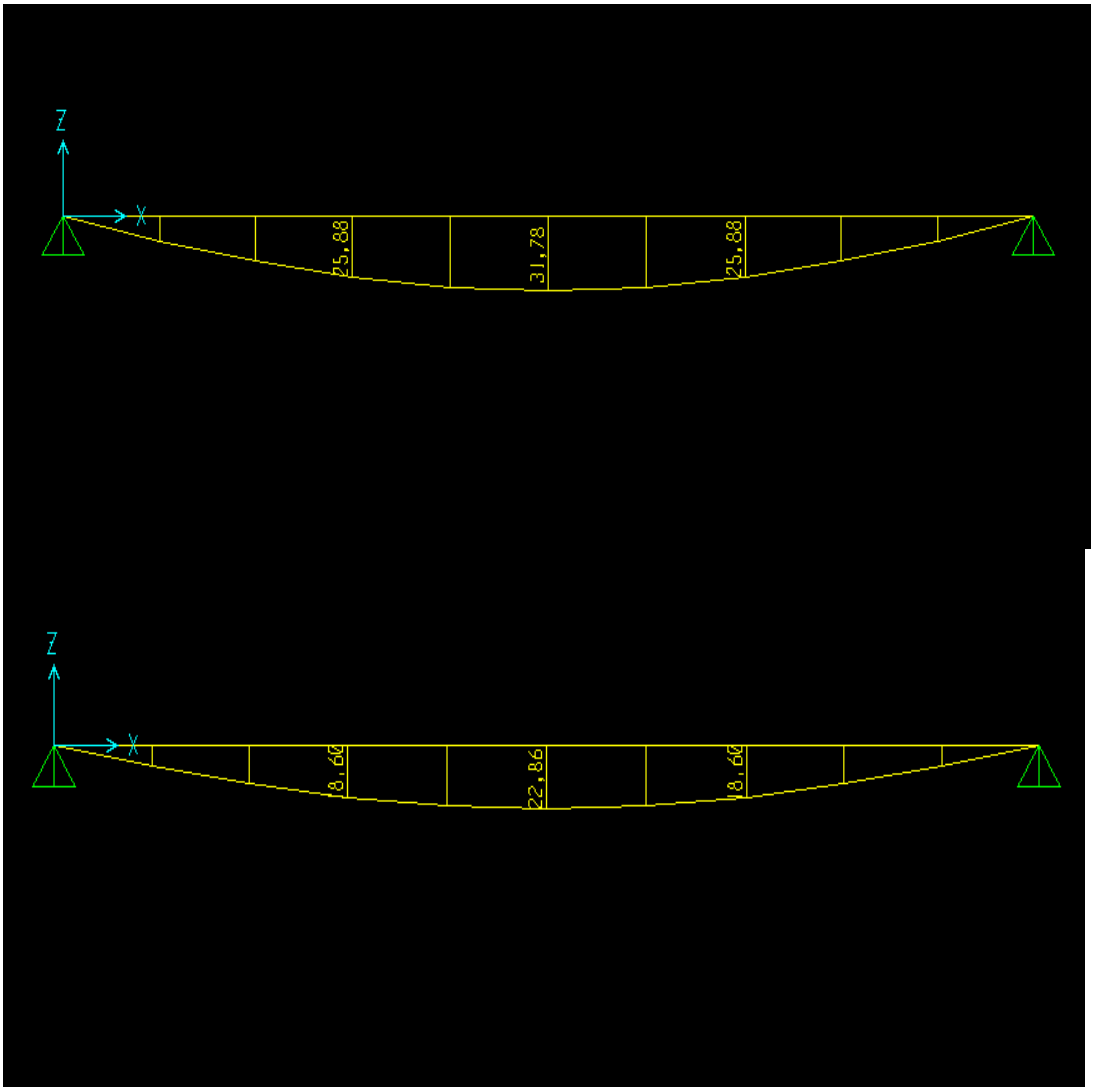



**Figure III-12** : Moment fléchissant ELU et ELS.

### III-2-3- Détermination du ferraillage

h=0,12m ; b= 1m ; d= 0,9 *h= 0,108m

$f_{c28}$=25MPa ; $f_{t28}$=2,1MPa ; $f_{bc}$=14,17MPa ; $\sigma_{st}$=347,83MPa

- **ELU :**

$M_{tu}$ = 0,85 * $M_{tu\ max}$ → $M_{tu}$ = 0,85 * 31.78 ➔ $M_{tu}$ = 27.013KN.m

$M_{app\ u}$ = 0,5 * $M_{tu\ max}$ → $M_{app\ u}$ = 0,5 * 31.78 ➔ $M_{app\ u}$ = 15,89 KN.m

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2} = \frac{0.027013}{1 \times 14.17 \times 0.108^2} = 0.163 < \mu R = 0.392$$

⇨ La section est de simple armature,

⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1{,}25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0{,}224$

$Z = d^*(1 - 0{,}4\alpha) = Z = d^*(1 - 0{,}4^*0.224) = 0.098$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.027013}{0.098 \times 347.83} = 7.92\ cm^2/ml$$

On choisit : **3T14+3T12** de section **8.01**cm²/ml.

**Condition de non fragilité**

La section minimale : Ast min >0,23*b*d* ft28 / Fe ➔8.01> 1,3cm²...CV

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2} = \frac{0.01589}{1 \times 14.17 \times 0.108^2} = 0.096 < \mu R = 0.392$$

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1{,}25^*(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0{,}126$

$Z = d^*(1 - 0{,}4\alpha) \Rightarrow Z = d^*(1 - 0{,}4^*0.126) = 0.103m$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01589}{0.103 \times 347.83} = 4.35\ cm^2$$

On choisit : **5T12=5.65cm²**/ml

**Condition de non fragilité**

La section minimale : Asa min >0,23* b* d* ft28 / Fe => 5.65>1,3cm²...CV

**L'espacement**

e ≤ min (3h ; 33cm) ➡ e≤ min (36cm ,33cm) ➡ e≤ 33cm On prend ➡: e = 20cm.

- ➢ ELS :

- **Vérification des contraintes en travée**

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$\alpha_{tra}$ = 0.224 (calculé précédemment)

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{27.013}{19.431} = 1.39$$

$$\alpha_{tra} \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha_{tra} \leq 0.445$

Donc la condition et vérifié

- **Vérification des contraintes en appuis**

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{app} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$\alpha_{App}$ = 0.079 (calculé précédemment)

$\gamma=\frac{M_{tu}}{M_{ts}}=\frac{15.89}{11.43}=1.39$

$\alpha_{app}\leq\frac{1.39-1}{2}+\frac{25}{100}$

$\alpha_{app}\leq 0.445$

Donc la condition et vérifié

- **Vérification au cisaillement**

La fissuration est peu préjudiciable donc

$\tau_u=\frac{T_{u\,max}}{b_0\times d}=\frac{0.02609}{1\times 0.108}=0.242$ Mpa

$\bar{\tau}_u$= min ($\frac{0.2\times F_{c28}}{\gamma_b}$ ;5 Mpa) = min ($\frac{0.2\times 25}{1.5}$ ; $5Mpa$)

$\bar{\tau}_u$= 3.33 Mpa

$\tau_u > \bar{\tau}_u$ ➡ Condition vérifié

- **Vérification de la flèche**

$\frac{H}{L}=\frac{3.06}{4.8}=0.64>\frac{1}{16}=0.0625$ ➡ C.V

h : la hauteur de la cage d'escalier L : la distance entre appuis

- **En travée**

$\frac{A_{st}}{b*d}\leq\frac{4.2}{F_e}$

$\frac{8.01}{100*0.9*12}\leq\frac{4.2}{400}$

$7.42\times10^{-3}<1.05\times10^{-2}$ C.V

- **En appuis**

$\frac{A_{sa}}{b*d}\leq\frac{4.2}{F_e}$

$\frac{5.65}{100*0.9*12}\leq\frac{4.2}{400}$

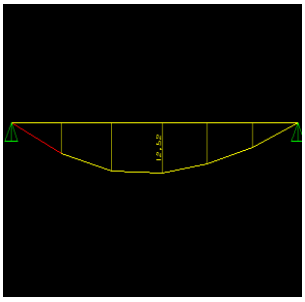
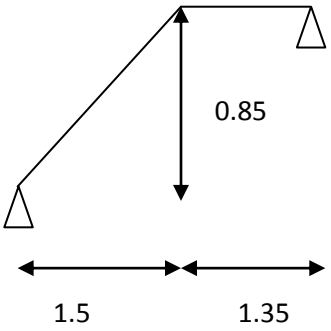
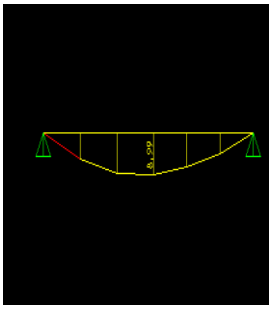
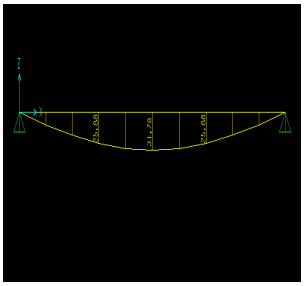
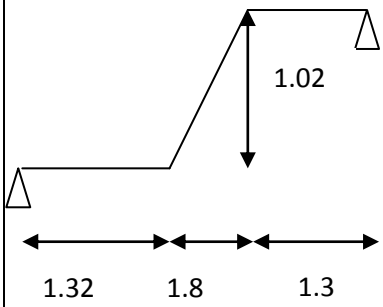
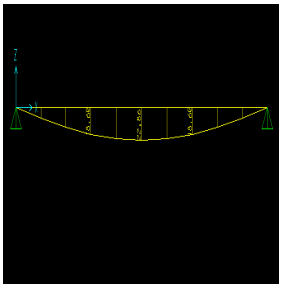
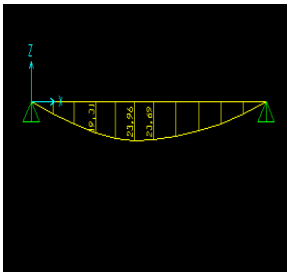
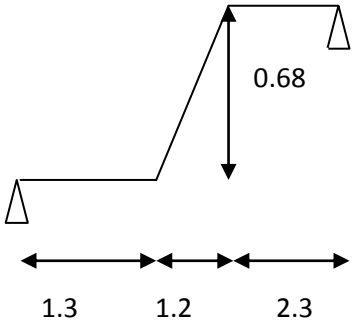
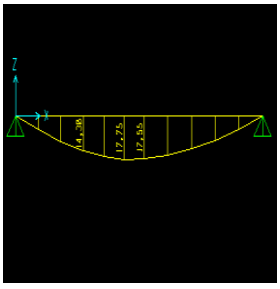
$5.23\times10^{-3}<1.05\times10^{-2}$ C.V

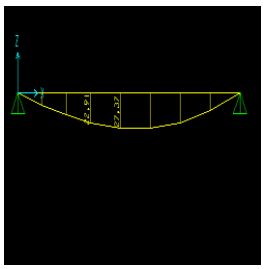
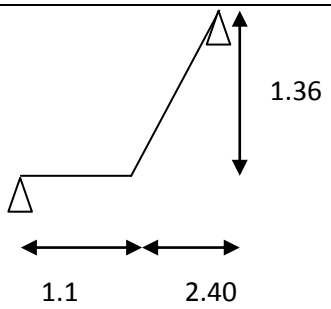
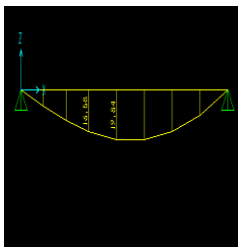
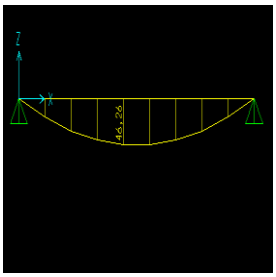
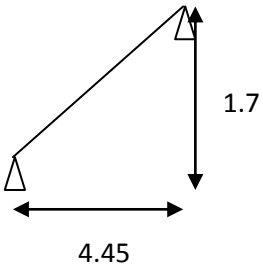
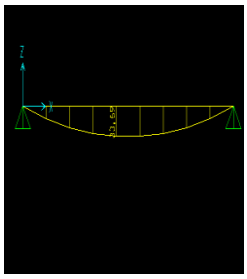
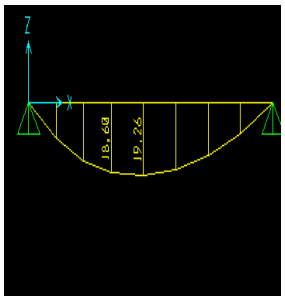
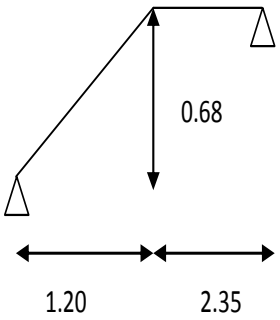
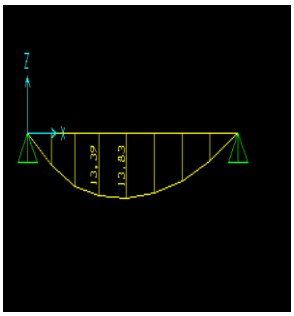
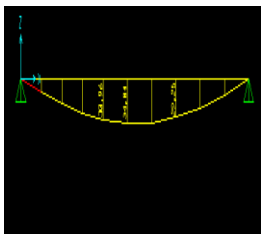
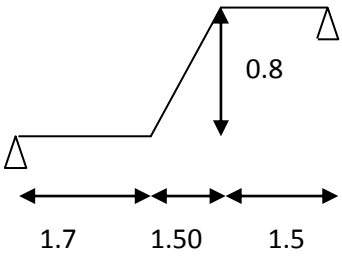
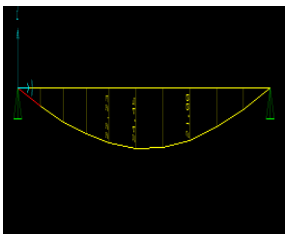
Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

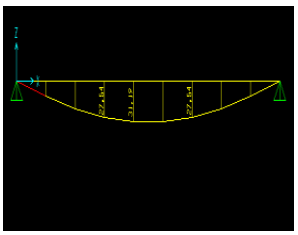
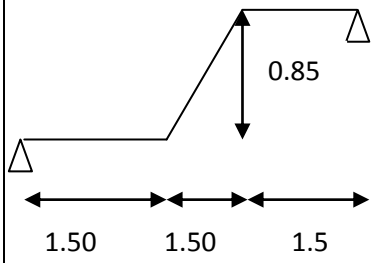
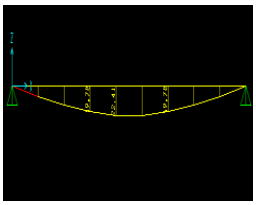
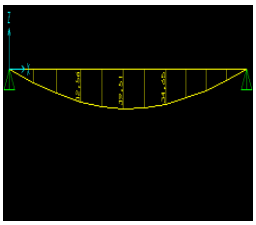
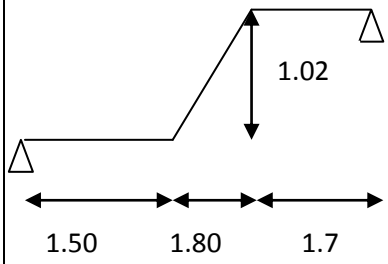
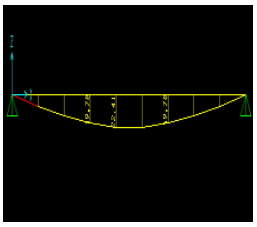
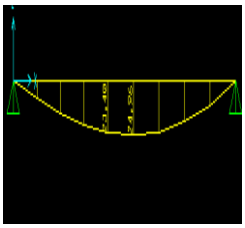
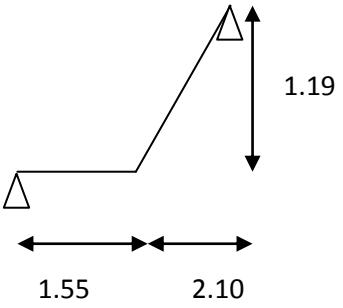
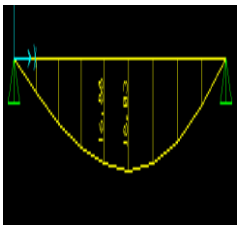
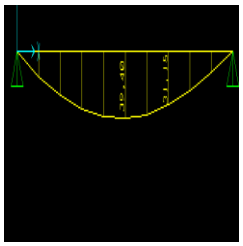
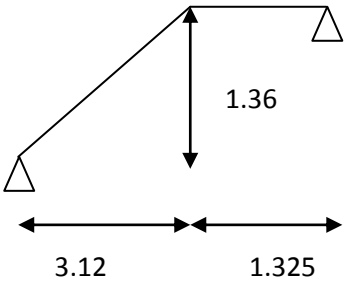
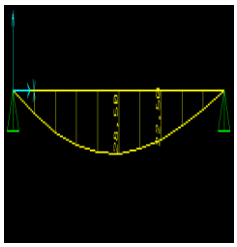
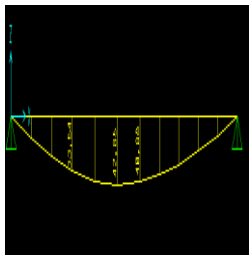
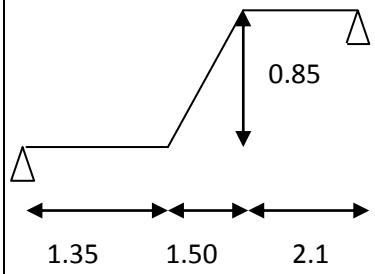
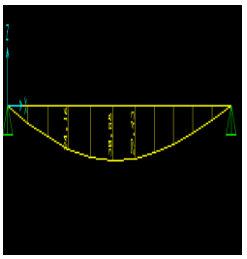
**Armatures de répartition**

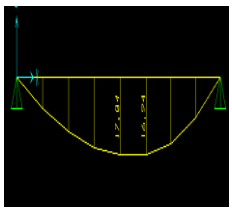
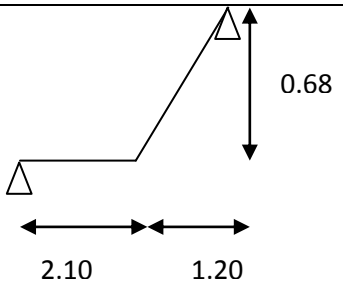
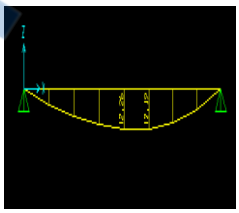
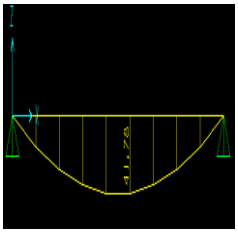
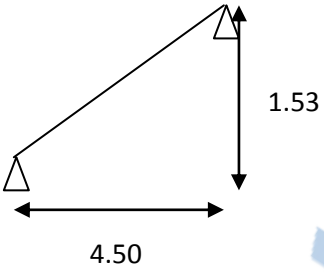
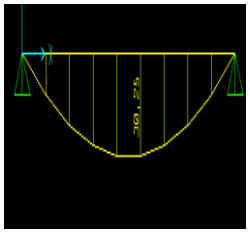
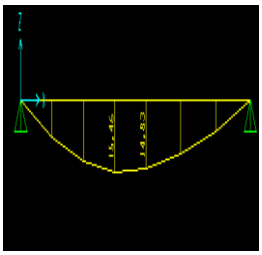
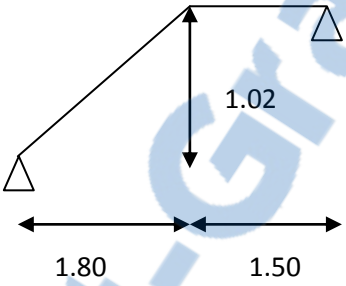
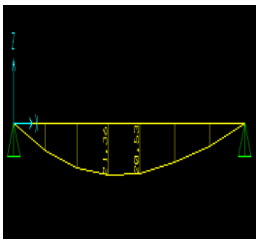
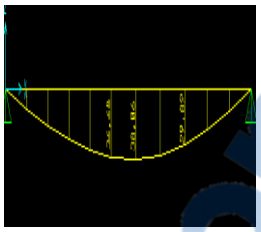
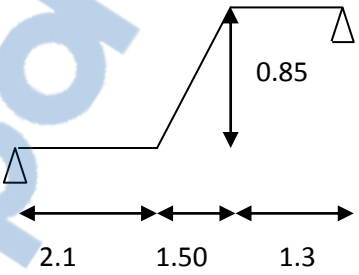
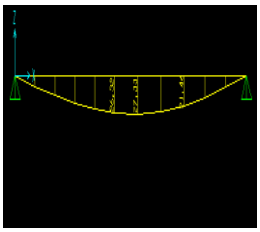
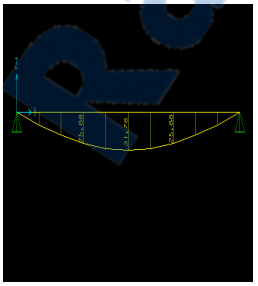
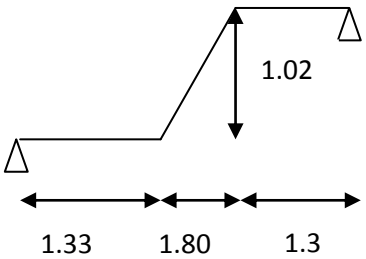
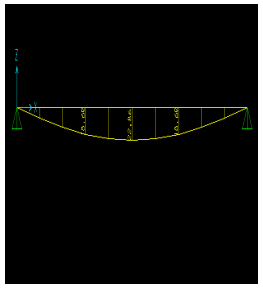
D'après le B.A.E.L.91 :
En travée : Ar = 4T8/ml = 2,01 cm²/ml
En appui : Ar = 4T8/ml = 2,01 cm²/ml
Le tableau suivant résume le ferraillage de tous les escaliers

**Tableau III-23** : Ferraillage calculé en appui et en travée.

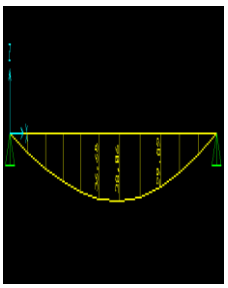
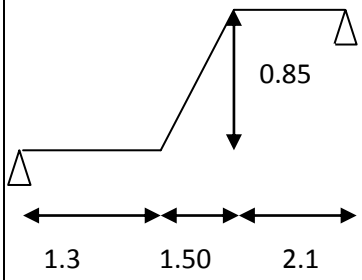
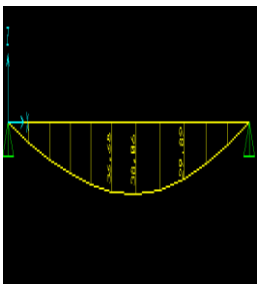
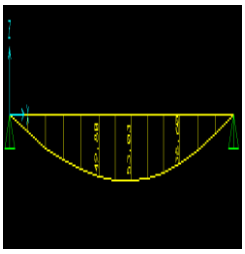
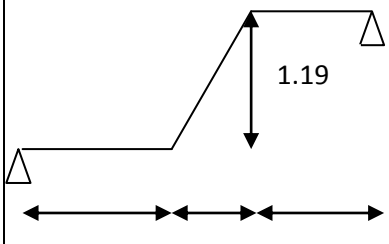
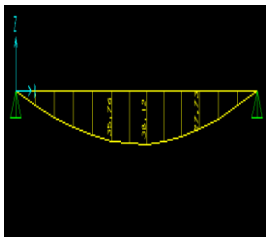
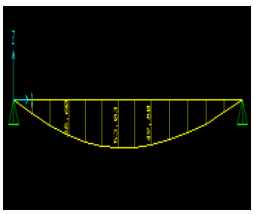
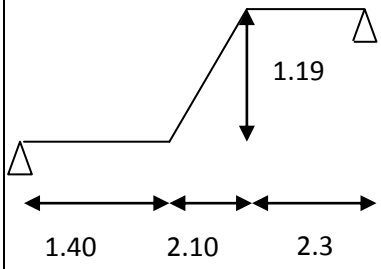
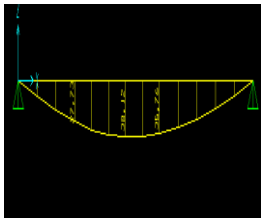
| | Moment <ELU>KN.m | Schémas statique | Ast calculé | Ast choisie | Aap calculé | Aap choisie | Moment <ELS>KN.m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | 12.52  |   | 3.05 | 3T14=4.62 | 1.71 | 3t12=3.39 | 8.99  |
| | 31.78  |   | 7.92 | 3T14+3T12=8.01 | 4.35 | 5T12=5.65 | 22.86  |
| | 23.96  |   | 5,78 | 6T12=6.79 | 3.31 | 4T12=4.52 | 17.75  |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SS1 | 27.37  |   | 2.97 | 3T12=3.39 | 3.82 | 4T12=4.52 | 19.84  |
| | 46.26  |   | 5.14 | 5T12=5.65 | 6.72 | 6T12=6.79 | 33.59  |
| | 19.26  |   | 2.12 | 3T12=3.39 | 2.66 | 3T12=3.39 | 13.83  |
| | 34.04  |   | 8.52 | 8T12=9.03 | 4.79 | 4T14=6.16 | 24.45  |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 31.19  |   | 7.78 | 8T12=9.03 | 4.35 | 4T12=4.52 | 22.41  |
| | 39.51  |   | 10.16 | 8T14=12.32 | 5.62 | 4T14=6.16 | 28.4  |
| RDC | 24.96  |   | 3.49 | 4T12=4.52 | 3.45 | 4T12=4.52 | 18.03  |
| | 39.40  |   | 6.05 | 6T12=6.79 | 6.09 | 6T12=6.79 | 28.50  |
| | 42.85  |   | | | | | 30.88  |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 17.04  |   | 1.86 | 3T12=3.39 | 2.33 | 3T12=3.39 | 12.25  |
| | 41.78  |   | 4.66 | 6T12=6.79 | 6 | 6T12=6.79 | 30.25  |
| | 21.36  |   | 2.35 | 3T12=3.39 | 2.89 | 3T12=3.39 | 15.46  |
| du 1er au 9eme étage | 38.06  |   | 9.68 | 8T14=12.32 | 5.42 | 6T12=6.79 | 27.33  |
| | 31.78  |   | 7.92 | 3T14+3T12=8.01 | 4.35 | 5T12=5.65 | 22.86  |

Rapport-Gratuit.com

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 38.06  |   | 9.68 | 8T14=12.32 | 5.42 | 6T12=6.79 | 27.33  |
| 8eme étage | 53.03  |   | 14.24 | 8T12+4T14=15.19 | 7.74 | 8T12=9.03 | 38.12  |
| | 53.03  |   | 14.24 | 8T12+4T14=15.19 | 7.74 | 8T12=9.03 | 38.12  |

**Remarque :** Pour le ferraillage de sous sol et le RDC, on va choisir le cas le plus défavorable. Même chose pour le ferraillage des étages, on va choisir le cas le plus défavorable.

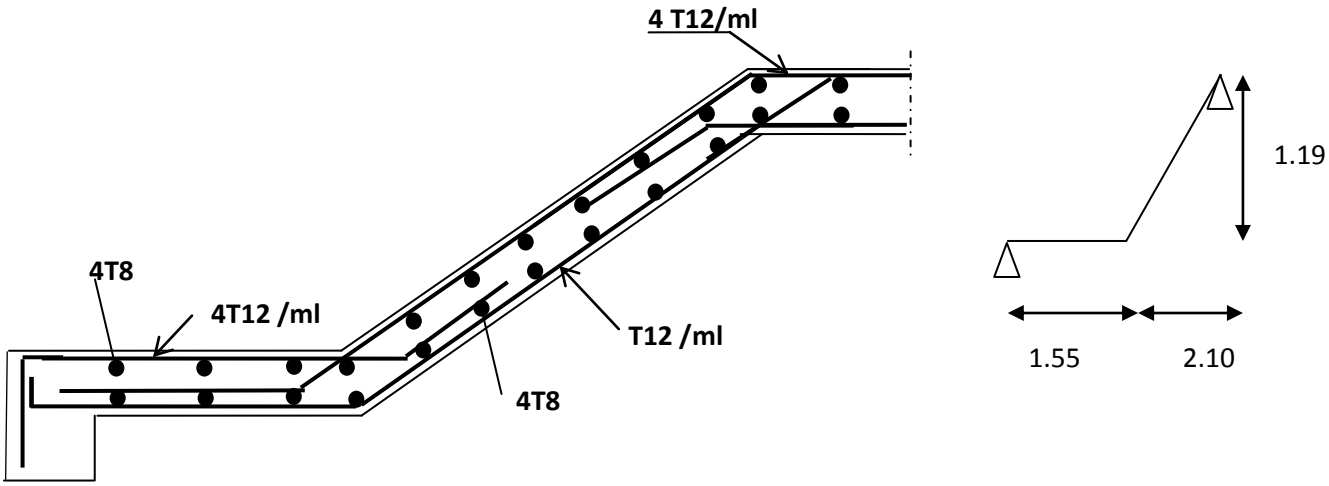



**Figure III-13 :** Armatures longitudinales et de répartitions pour l'Escalier RDC.

### III-2-4- La poutre palière

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple

On a une poutre brisé dans le 8eme étage

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- **Calcul des charges**

$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62$ KN/m (Poids propre de la poutre).

**ELU** $\rightarrow R_B = 23.97$ KN (réactions du palier au niveau de l'appui B).

**ELS** $\rightarrow R_B = 17.22\ KN$

**A l'E.L.U :** $P_U = 1.35\ G_0 + R_B$ $\qquad P_U = 27.51\ KN/m$

- **Calcul des moments**

**L=2.7m**

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 25.07\ KN.m$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 21.31\ KN.m$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 10.66\ KN.m$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 37.14\ KN$$

- **Le ferraillage**

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferraillage.

**Tableau III-24** : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

| | M (KN.m) | A socotec ($cm^2$) | A choisie ($cm^2$) | Barres choisies |
|---|---|---|---|---|
| **Travée** | 21.31 | 2 | 3.39 | 3T12 |
| **Appui** | 10.66 | 0.99 | 3.39 | 3T12 |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$A_{min} = 1.14\ cm^2$ ➔ Condition vérifiée

- **Vérification de le section minimale exigée par le RPA**

$3HA12 + 3HA12 = 6.78\ cm^2$

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25\ cm^2$ ➔ Condition vérifiée

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b.d} \ ; \ T_{umax} = 37.14\ KN.m$$

$$\tau_u = \frac{37.14 \times 10^{-3}}{0{,}30 \times 0{,}32} = 0.39\ MPa$$

$$\overline{\tau} = min\left\{0{,}2\frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = min\left\{\frac{0{,}2\times25}{1{,}5}, 5MPa\right\} \quad \overline{\tau} = 3{,}33MPa$$

$\tau_u = 0.39\ MPa < \overline{\tau} = 3{,}33\ MPa$ ➔ Condition vérifiée

- **Calcul de l'espacement**

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$St \leq$ min (0.9d ; 40 cm)

On prend : $St = 15$ cm

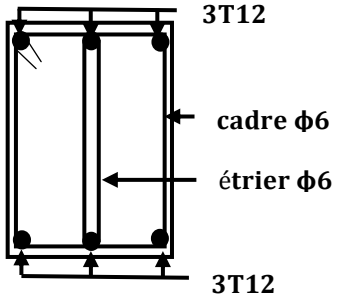



**Figure III-14 :** Schéma de ferraillage de la poutre palière

- **Calcul des armatures transversales**

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{fe}$$

$A_{trans} \geq 0.45\ cm^2$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau u - 0.3ft28)}{0.9\ fe}$$

$A_{trans} \geq 0.287\ cm^2$

$A_{tran} = \max(0.45cm^2 ; 0.287cm^2)$, donc on prend $A_{trans} = 0.45\ cm^2$

On adopte : $2HA6 = 0.57\ cm^2$ (1 cadre+1 étrier).

- **Vérification à L'ELS**

**Tableau III-25** : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| | **Mser (KN.m)** | **Y(cm)** | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\overline{\sigma_b}(MPa)$ | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **Travée** | 15.87 | 9 | 4.22 | 15 | Vérifiée |
| **Appui** | 7 .94 | 9 | 2.11 | 15 | Vérifiée |

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{2.7} = 0{,}13 > \frac{1}{16} = 0{,}0625 \ \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0{,}1 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{15.87}{18 \times 18.08} = 0{,}06 \ \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0{,}001 < \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \ \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n y'a pas lieu de vérifier la flèche.

## III-3- Etude des balcons

### III-3-1-Introduction

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. 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.

On adopte une épaisseur : (h =15 cm).

### III-3-2- Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU ➔ 1.35 G + 1.5 Q

ELS ➔ G + Q

### III-3-3- Types des balcons

Dans notre structure, il y a deux types de balcon, balcon encastré à l'extrémité avec une console de 1,30 m. et d'autre de 1,15m

Pour faire les calculs, on va choisir un balcon qui a 1.30 m de longueur car c'est le plus défavorable.

On va prendre une épaisseur du balcon égale à 15 cm, puis on va faire des vérifications par la suite.

### III-3-4- Charges appliquées sur 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.

- Poids propre : G = 5.31KN/m²
- Charge d'exploitation : Q = 3.5 KN/m²
- Charge des murs (simple paroi) : P =1.3KN/m²
- Hauteur de mur : h = 0.85 m

P = 1,30 *0.85* 1 ml = 1.105 KN/ml

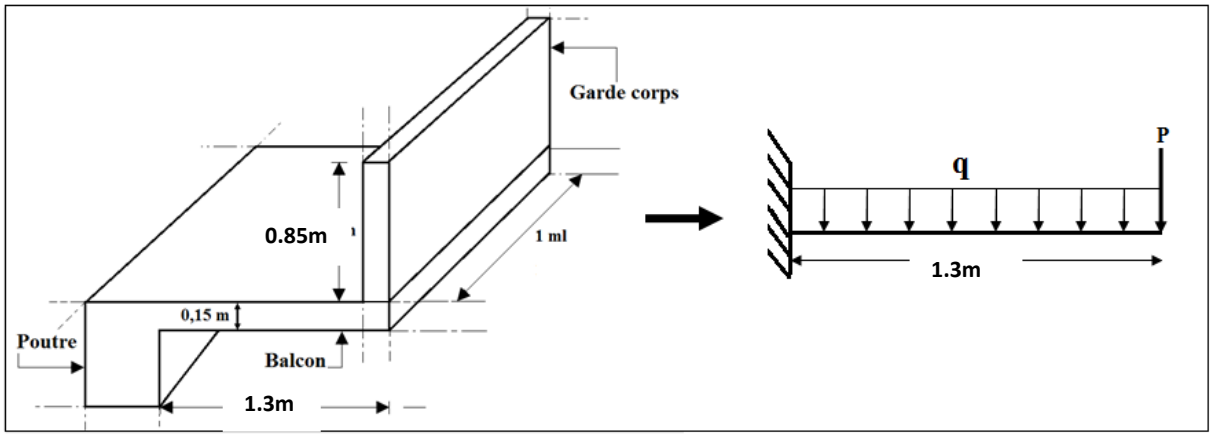



**Figure III-15 : Schéma statique du balcon.**

### III-3-5- Moments fléchissant et efforts tranchants

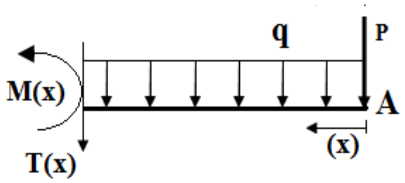
Le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.

- **ELU**

-Combinaisons d'actions :

$q_u = 1.35G+1.5Q = 1.35\times5.31 +1.5\times3.5$ ➔ $q_u = 12.42$ KN/ml

$P_u = 1.35\times1.105$ ➔ $P_u = 1.49$ KN



-Calcul du moment :

$M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} - p_u x$ $\quad M(0) = 0$

$M(1.65) = -20.09$ KN.m

-Calcul de l'effort tranchant :

$T(x) = q_u x + p_u$ $\quad T(0) = 1.49$ KN ; $T(1.65) = 22.42$KN

- **ELS**

-Combinaisons d'actions :

$q_s = G+Q = 5.31+3.5$ ⟹ $q_s = 8.81$ KN/ml

$P_s = P = 1.105$ KN

-Calcul du moment :

$M(x) = -q_s \times \frac{x^2}{2} - p_s x$ $\quad M(0) = 0$ ; $M(1.65) = -14.35$ KN.m

-Calcul de l'effort tranchant :

$T(x) = q_u x + p_u$ $\quad T(0) = 1.105$ KN ; $T(1.65) = 15.97$KN

**III-3-6- Armatures du balcon : D'après le C.B.A.93**

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

**III-3-6-1- Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml sous le moment fléchissant maximal.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{20.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.078$$

$\mu_u < 0.392$ ⟹ Section simple armature (S.S.A) ⟹ $A_{sc} = 0$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$ ⟹ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078})$ ⟹ $\alpha = 0.102$

$Z = d\,(1 - 0.4\alpha)$ ⟹ $Z = 0.135\,(1 - 0.4 \times 0.102) = 0.129$ m

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{20.09 \times 10^{-3}}{0.102 \times 347.23} = 5.67 cm^2$$

**Section minimale d'armature**

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimum d'armature est calculée comme suit :

$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\% \times 1 \times 0.15$ ➡ $A_{min} = 7.5 \times 10^{-4}\ m^2 = 7.5\ cm^2/ml$

Donc on va choisir un ferraillage égal à :

$A_{st\ choisi}$ = 7T12/ 1ml = 7,92 cm² avec un espacement $S_t$ = 15 cm.

**Armature de répartition**

Pour déterminer le ferraillage de répartition, on divise $A_{st\ choisi}$ par 4 :

$A_r = \frac{A_{st\ choisi}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 cm^2/ml$

On choisit : $A_r$ = 2.36 cm²/ml = 4T10/ml, avec un espacement $S_t$ = 15 cm.

**Vérification à l'tat limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93)**

Notre structure est situé à SBA, elle est loin de la mer, donc on considère que les fissurations sont peu préjudiciables. Donc, il ne faut pas vérifier les contraintes dans les aciers.

**Position de l'axe neutre**

$b/2x^2 + Asc(x - d') - nA_s(d - x) = 0$ avec $A_{sc}(x - d') = 0$

$100/2\ x^2 - 15 \times 7.7(13.5 - x) = 0$

$50x^2 + 1144.125x - 84.75 = 0$

x = 4.50 cm

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de x = 3.65 cm.

**Calcul de l'inertie**

$I = \frac{bx^3}{3} = \frac{100 \times 4.5^3}{3} = 3037.5\ cm^4$

$I_t = Ast(d - x)^2 = 7.7 \times (13.5 - 4.5)^2 = 623.7\ cm^4$

$I = I + nI_t = 3037.5 + 15 \times 623.7$ ➡ $I = 11504.87\ cm^4$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{14.35 \times 10^{-3} \times 4.5 \times 10^{-2}}{11504.87 \times 10^{-8}} = 5.61 Moa \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa \end{cases}$$

5.61<15 (C.V)

**Vérification au cisaillement**

La fissuration est peu préjudiciable donc

$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b_0 \times d} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.166$ Mpa

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 Mpa\right)$

$\bar{\tau}_u = 2.5$ Mpa

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ➡ Condition vérifié

Puisque $\tau_u$ est inférieur à $\bar{\tau}_u$, il n' y a pas un risque de cisaillement.

**Zone de recouvrement**

D'après le RPA99 version 2003, la zone de recouvrement minimale est égale à 40Φ, donc :

$L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm

La longueur de recouvrement est prise égale à $L_r = 50$ cm.

**Remarque**

Le contrepoids est le moyen d'assurer l'équilibre pour le balcon en console, pour cela il faudra que le poids du contrepoids soit égal à celui de la console. Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

Créer une bonde pleine qui porte la même épaisseur que le plancher et non pas le balcon, dont le poids sera équivalent à celui du balcon.

P (Balcon) = e (Balcon) × L (Balcon) × $\gamma_b$= 0,15 × 1,50 × 25 = 5,2 KN/ml

P (Contrepoids) = e (Plancher) × L (Plancher) × $\gamma_b$ P (Balcon)

P (Contrepoids) = 0,21 × 25 × L (Plancher) = 5,25 L(Plancher)

P (Balcon) = P (Contrepoids) ➔ 5,625 KN/ml = 5,25 L (Plancher)

➔ L (Plancher)=$\frac{5.625}{5.25}$= 1,07 m➔ On adopte un contrepoids de 1,10 m

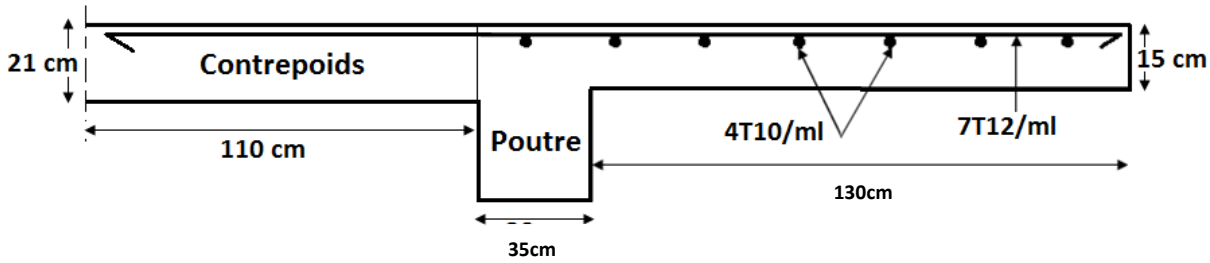



**Figure III-16** : Ferraillage du balcon.

- **Schéma de ferraillage de balcon**

La vue en plan et en coupe du ferraillage du balcon, est représentée sur la figure ci-dessous :

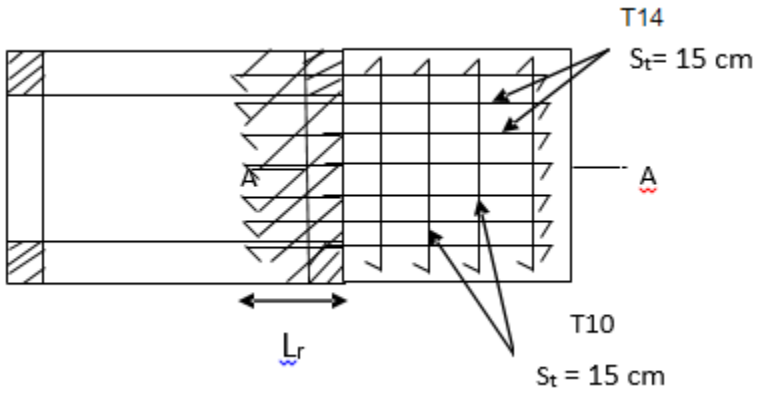



**Figure III-17-a** : Vue en plan du balcon

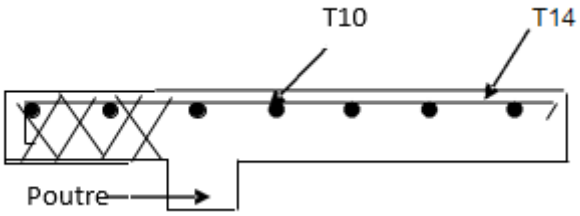



**Figure III-17-b :** Vue en coupe du balcon

## III-4- Etude de l'acrotère

### III-4-1- Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse, elle assure la sécurité totale des personnes, elle protège la bande haute du revêtement d'étanchéité des infiltrations pour que l'eau soit canalisée vers la couverture étanche du toit terrasse comme elle a un aspect architectural.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale dû au séisme.

L'étude de l'acrotère sera effectuée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (RPA99/V2003 et C.B.A.93).

### III-4-2- Combinaisons des charges

On a deux types de l'acrotère de 45cm et 40cm de hauteur donc on va faire l'étude sur le plus défavorable :
Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

**ELU :**

$Nu = 1.35 * G = 1.35 * 1.6 = 2.16$ kN/ml

$Mu = Fp * h^2/2 = 1.5 * 0.512 * 0.45^2/2$

$Mu = 0.078$ kN.m

**ELS :**

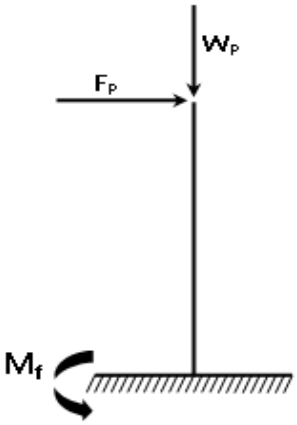
$Ns = G = 1.6$ kN/ml

$M = Q.\ l^2/2 = 0{,}512 \times 0.45^2/2 = 0.052$ kN.m

### III-4-3- Ferraillage de l'acrotère

#### III-4-3-1- Calcul des armatures longitudinales

On calcule les armatures nécessaires dans l'acrotère par les formules de la flexion composée**.**



**Calcul de l'excentricité**

C'est la distance entre le centre de pression-le centre de gravité

e = $\frac{M_u}{N_u} = 3.61\ cm$

e $\geq \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1.67\ cm$

3,61 > 1.67 **CV**

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

**Détermination du ferraillage**

**ELU**

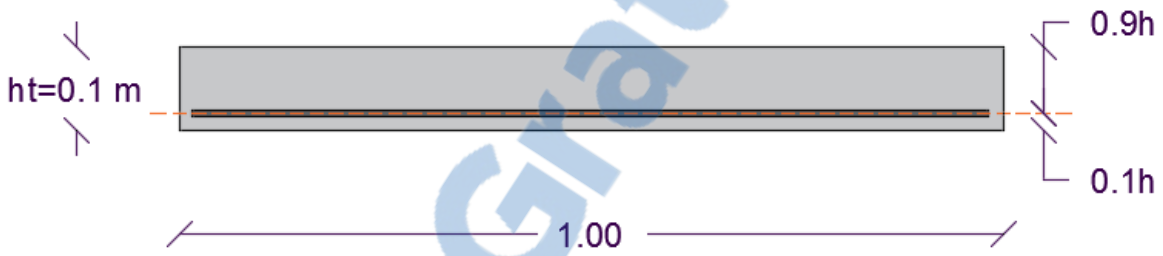



**Figure III-18 :** Section de calcul d'acrotère.

Moment de flexion fictif (Ma) **:**

$M_a = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right)$

$M_a = 2.16 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0361\right)$

$M_a = 0.164\ Kn.m$

Moment réduit (μu) :

fbc = 14.17 MPa

$\sigma_{st} = 201.63\ MPa$

Calcule se fait en flexion simple

$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{0.077 \times 10^{-3}}{1 \times 0.090^2 \times 14.17} = 0.000671$

$\mu_u$ < 0.392 ➡ Section simple armature (S.S.A)

➔$A_{sc}$ = 0

$\alpha$ = 1.25 × (1 − $\sqrt{1 - 2\mu_u}$)

$\alpha$ = 1.25 × (1 − $\sqrt{1 - 2 \times 0.000671}$)

➔ $\alpha$ = 0.0008

$Z = d\ (1 - 0.4\alpha)$ ➡ $Z$ = 0.135 (1 − 0.4 × 0.0008) = 0.13 m

$A_{sa} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times (\frac{M_a}{Z} - N_u)$ (N : compression ( - ) )

$$A_{sa} = \frac{1}{201.63} \times \left( \frac{0.164 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.16 \times 10^{-3} \right)$$

$A_{sa}$ =0.016 $cm^2/ml$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{st_{min}} \geq 1.09\ cm^2$

$1.25\times 10^{-2} < 1.09$

$A_{st_{min}} \geq \max (1.25 \times 10^{-2}; 1.09 \geq 1.09\ cm^2$

Donc on prend 4$\phi$8=2.01 $cm^2/ml$

Armature de répartition :

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4}$ =0.5 $cm^2$

Donc on prend 4$\phi$8=2.01 $cm^2/ml$

Calcul d'espacement:

St = min (3h; 33 cm)

St = min (30; 33 cm)

St = 30 cm

**E.L.S**

**Vérification des contraintes**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * fc28 = 15\ Mpa$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - d')}{s}$$

η= 15

$M_s = 0.052\ Kn.m$

Ns = 1.6 KN

e = $\frac{M_s}{N_s} = 0.0325\ m$

P = -3× $(\frac{h}{2} - e)^2 + \frac{6\eta \times A_{st}}{b} \times (d - \frac{h}{2} + e)$

P = -3× $(\frac{0.1}{2} - 0.0325)^2 + \frac{6\times15\times2.01\times10^{-4}}{1} \times (0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0325)$

P = 3.92× $10^{-4} m^2$

q = -2× $(\frac{h}{2} - e)^3 - \frac{6\times\eta\times A_{st}}{b} \times (d - \frac{h}{2} + e)^2$

q = -2× $\left(\frac{0.1}{2} - 0.0325\right)^3 - \frac{6\times15\times2.01\times10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0325\right)^2$

q = -2.42× $10^{-2}\ m^3$

La méthode des itérations successives :

e = $\sqrt[3]{-p \times e1 - q}$

on prend e1=0.5m

0,5 ➔ 0.288

0.288 ➔ 0.288

On prend la valeur de e1=0.288 m

X=$\frac{h}{2} + e1 - e = \frac{0.1}{2} + 0.288 - 0.0325$

X= 3.05 cm

S=$\frac{b\times x^2}{2} - \eta \times A_{st} \times (d - x)$

S=$\frac{100\times3.05^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (9 - 3.05)$

S= 285,73 $cm^3$

**Calcul des contraintes**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * fc28 = 15\ Mpa$

$\sigma_{bc} = \frac{1.6 \times 10^{-3} \times 3.05 \times 10^{-2}}{285.73 \times 10^{-6}} = 0.171 Mpa$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ **CV**

$\sigma_{st} = 15 - \frac{1.6 \times 10^{-3} \times (0.9 \times 0.1 - 3.05 \times 10^{-2})}{285.73 \times 10^{-6}}$

$\sigma_{st} = 14.66 Mpa$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

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 :

$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$

$\overline{\sigma_{st}} = \min(266.66; 201.63)$

$\overline{\sigma_{st}} =$

201.63 Mpa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ **CV**

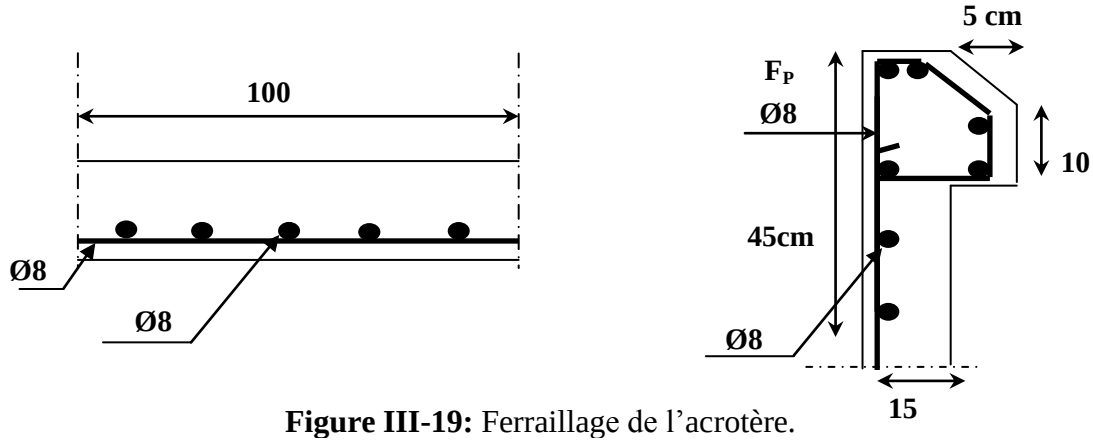



**Figure III-19:** Ferraillage de l'acrotère.

### III-5- Etude de la rampe d'accès

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :

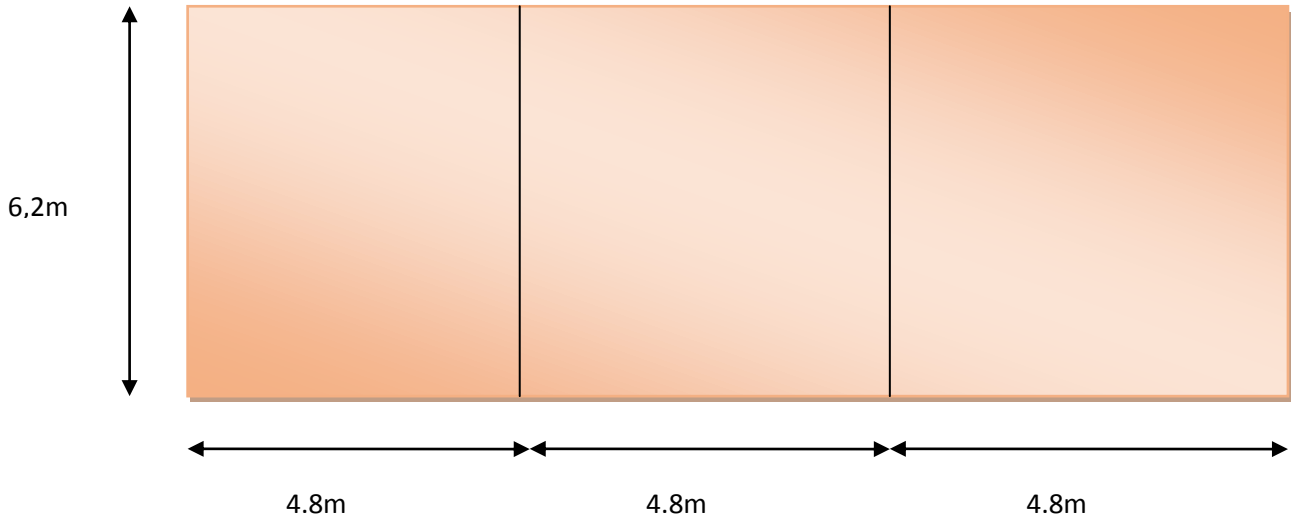



**Figure III-20:** Vue en plan de la rampe d'accès.

Les calculs se font sur une bande de 1 ml.

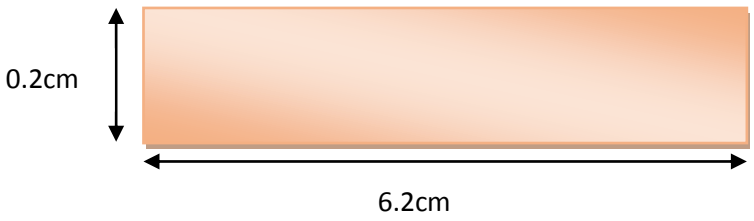



**Figure III-21:** Section de calcul de la rampe d'accès

### III-5- 1- Les charges appliquées sur la rampe d'accès

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

**Charge d'exploitation**

Vue de la charge importante supportée par la rampe d'accès, on va prendre une charge d'exploitation égale à Q = 2.5 KN/m$^2$.

**Charge permanente (poids propre)**

La charge permanente supporté par la rampe d'accès, c'est son poids propre :

$\tan\alpha = \frac{2.85}{14.4} = 0.20 \quad => \quad \alpha = 11.23$

$G = \frac{Ep \times \gamma_{beton}}{\cos\alpha} = \frac{0.2 \times 25}{\cos 11.23} = 5.1 \text{ KN/m}^2$

### III-5- 2-Les combinaisons d'actions

**ELS :**

Ps = G+Q = 5.1+2.5

Ps = 7.6 KN/m$^2$

**ELU :**

Pu = 1.35G+1.5Q = (1.35×5.1) + (1.5×2.5)

Pu = 10.64 KN/m$^2$

### III-5- 3-Calcul du moment de flexion

Pour le calcul du moment fléchissant on utilise la méthode B.A.E.L, puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} Mx = \mu x.P.Lx^2 \\ My = \mu y \times Mx \end{cases}$$

**ELU** $\nu$=0

$\alpha$=0.77

Ux=0.0596

Uy=0.5440

**ELS** $\nu$=0.2

Ux=0.0661

Uy=0.6710

Où :

Mx : c'est le moment fléchissant suivant x.

My : c'est le moment fléchissant suivant y.

P : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

Lx : la longueur de la rampe d'accès.

$\mu$x et $\mu$y : coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de $\alpha$.

**ELU**

Mxu = 0.0596×10.64×4.8$^2$ → Mxu= 14.61 KN.m/ml

Myu =0.5440×14.61 → Myu = 7.95 KN.m/ml

**ELS**

Mxs = 0.0661×7.6×4.8$^2$ → Mxs= 11.57 KN.m/ml

Mys =0.6710×11.57 → Mys = 7.76 KN.m/ml

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants

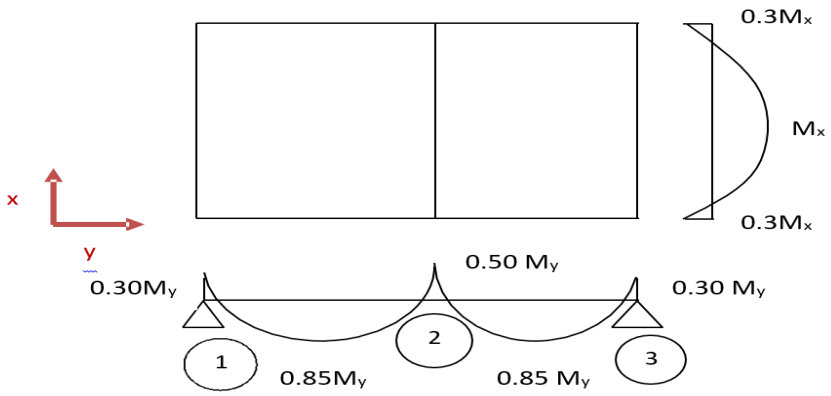



**Figure III-22** : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007)

Dans le sens « y », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

**-Moment en appui**

May u = 0,50 x 7.95 = 3.97 KN.m/ml

May s = 0,50 x 7.76 = 3.88 KN.m/ml

**-Moment en travée**

Mty u= 0,85 x 7.95 = 6.76 KN.m/ml

Mty s= 0,85 x 7.76 = 6.596 KN.m/ml

Dans le sens « X », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

**-Moment en appui**

$\begin{cases} Maxu_1 = 0,30 \times 14.61 = 4.383 \text{ KN.m/ml} \\ Max\ s_1 = 0,30 \times 11.57 = 3.47 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

$\begin{cases} Maxu_2 = 0,50 \times 14.61 = 5.305 \text{ KN.m/ml} \\ Max\ s_2 = 0,50 \times 11.57 = 5.79 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

**-Moment en travée**

$\begin{cases} Mtx\ u = 0,85 \times 14.61 = 12.42 \text{ KN.m/ml} \\ Mtx\ s = 0,85 \times 11.57 = 9.83 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

**Vérification**

On doit vérifier que : $Mt + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25\ M$ (pour les deux sens)

Soit Mw et Me les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- Suivant y :

8.775 >8.125 ➡ Condition vérifiée

- Suivant x :

14.95 =14.95 ➡ Condition vérifiée

### III-5- 4- Détermination du ferraillage

⇨ **Ferraillage suivant y**

**-Ferraillage en travée**

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord $\mu$u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2}$$

Où :

Mu : c'est le moment ultime max en travée

b : la largeur de la bande (b=1m)

d : distance entre la fibre supérieur et l'armature

$f_{bc}$ : est la valeur de calcul de la contrainte du béton (Fbc=14.17Mpa).

$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2} = \frac{6.76 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2}$=0.026<μR=0.392

⇨ La section est de simple armature,

⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1 - 2\mu_u}$)= 0,033

*Z* = *d**(1 - 0,4α)= *Z* = *d**(1 - 0,40*0.033)=0.133m

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6.76 \times 10^{-3}}{0.135 \times 347.83} = 1.44\ cm^2/ml$$

**-Ferraillage en appui**

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord $\mu$u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times Fbc \times d^2}$$

Où :

Mu : c'est le moment ultime max en apuis.
b : la largeur de la bande (b=1m)
d : distance entre la fibre supérieur et l'armature
$f_{bc}$ : est la valeur de calcul de la contrainte du béton (Fbc=14.17Mpa).

$\mu_u = \frac{Mu}{b \times Fbc \times d^2} = \frac{3.97 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2}$=0.0154<μR=0.392

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1 - 2\mu_u}$)= 0,0194

*Z* = *d**(1 - 0,4α) => *Z* = *d**(1 - 0,40*0.0194)=0.134m

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3.97 \times 10^{-3}}{0.134 \times 347.83} = 0.85\ cm^2/ml$$

- ⇨ **Ferraillage suivant x**

**-Ferraillage en travée**

On calcul d'abord $\mu$u par cette formule :

$\mu_u = \frac{Mut}{b \times Fbc \times d^2} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2}$=0.048<μR=0.392

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1 - 2\mu_u}$)= 0,050

*Z* = *d**(1 - 0,4α)= *Z* = *d**(1 - 0,4*0.050)=0.132m

$$A_{st} \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{0.132 \times 347.83} = 2.214\ cm^2/ml$$

**-Ferraillage en appui**

On travail par le plus défavorable

On calcul d'abord $\mu$u par cette formule :

$\mu_u = \frac{Mu}{b \times Fbc \times d^2} = \frac{5.78 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2}$=0.023<μR=0.392

- ⇨ La section est de simple armature,
- ⇨ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

α=1,25*(1- $\sqrt{1 - 2\mu_u}$)= 0,029

*Z* = *d**(1 - 0,4*α)= *Z* = *d**(1 - 0,4*0.029)=0.133m

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{0.133 \times 347.83} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale d'armatures :

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

**Le sens de la plus grande portée y**

Aymin= 0.08%B (CBA, 93) ➡ Aymin = 0.08%×15× 100 ➡ Aymin = 1.2 $cm^2$/ml

Où : h0 c'est l'épaisseur de la dalle

**Le sens de la petite portée x**

Axmin = $\frac{3-\alpha}{2}$ Aymin ➡ Axmin = $\frac{3-0.77*1.2}{2}$ ➡ Axmin = 1.338 $cm^2$/ml

**-Choix de diamètre des barres**

$\phi$<h0/10

$\phi$<150/10=10 mm

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 15 mm.

⇨ **Sens x-x**

**En travée**

On prend Ast(x)= 4T10 = 3.14 $cm^2$/ml

Ast choisi(x)= 3.14 $cm^2$/ml > 2.214 $cm^2$ /ml ➡ condition vérifiée

**En appui**

On prend Ast(x)= 4T10 = 3.14 $cm^2$/ml

Ast(x)= 3.14 $cm^2$/ml > 1.29 $cm^2$ /ml ➡ Condition vérifiée

**-Longueur des chapeaux**

$l_{1x}$ = 0.4×lx = 0.4× 4.8 ➡ l1x = 1.92 m

⇨ **Sens y-y**

**En travée**

On prend Ast(y)= 4T10 = 3.14 $cm^2$/ml

Ast(y)= 3.14 $cm^2$/ml > 1.19 $cm^2$/ml ➡ condition vérifiée

**En appui**

On prend Ast(y)= 4T10 = 3.14 $cm^2$/ml

Ast(y)= 3.14 $cm^2$/ml > 0.69 $cm^2$/ml ➡ condition vérifiée

**-Longueurs des chapeaux**

Appui de rive 1 : l1y = 0.25×ly = 0.25× 6.2

l1y =1.55m

**Disposition constructive**

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

- **Suivant y**

Sty ≤ min (4h0; 33 cm) = min (60; 33 cm)(BAEL,91)
Sty ≤ 33 cm
On adopte Sty = 25 cm

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 m.

- **Suivant x**

Stx ≤ min (3h0; 33 cm) = min (45; 33 cm)(BAEL,91)
Stx ≤ 33 cm
On adopte Stx = 25 cm
L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 m.

### III-5- 5- Vérification de l'effort tranchant

**Au milieu du grand côté**

$\tau_{adm} = \frac{0.07 * fc28}{b \times d} = 1.16Mpa$

$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b \times d}$

$Tx = \frac{lx*ly \times Pu}{2lx+ly} = \frac{6.2*4.8 \times 10.64}{2*4.8+6.2} = 20.04\ KN$

$Ty = \frac{Pu \times lx}{3} = \frac{10.64 \times 4.8}{3} = 17.024KN$

$T_{umax} = \max(T_{ux}, Tuy) = 20.04Kn$

$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b \times d} = \frac{20.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.148Mpa < 1.16\ Mpa$ =>C.V

**Vérification à l'ELS**

**-Suivant x en travée**

**-Position de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$b/2x^2 + Asc(x - d') - nA_S(d - x) = 0$ avec $A_{SC}(x - d') = 0$

$100/2\ x^2 - 15 \times 3.14(13.5 - x) = 0$

$50x^2 + 47.1x - 635.85 = 0$

x = 3.12 cm

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de x = 3.12 cm.

**-Calcul de l'inertie**

$I = \frac{b \times x^3}{3} = \frac{100 \times 3.12^3}{3} = 1012.38\ cm^4$

$I_t = \text{Ast}(d - x)^2 = 3.14 \times (13.5 - 3.12)^2 = 338.32\ cm^4$

$I = I + nI_t = 1012.38 + 15 \times 338.32$ ➡ $I = 6087.18\ cm^4$

**-Calcul des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times 3.12 \times 10^{-2}}{6087.2 \times 10^{-8}} = 5.93$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$

5.93<15 C.V

**-Calcul des contraintes dans l'acier**

$\sigma_{st} = \frac{M \times \eta \times (d-x)}{I} = \frac{11.57 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5-3.12) \times 10^{-2}}{6087.2 \times 10^{-8}} = 295.94\ Mpa$

$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f; 110\sqrt{\eta f t_{28}}) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63$ Mpa

295.94<201.63 ➔ CNV

On augmente Ast ➔ Ast=6T10

X=3.65cm I=8199 ➔ 156.95<201.63 CV

**Suivant y en travée**

**-Position de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$b/2x^2 + \text{Asc}(x - d') - nA_s(d - x) = 0$ avec $A_{sc}(x - d') = 0$

$100/2\ x^2 - 15 \times 3.14(13.5 - x) = 0$

$50x^2 + 47.1x - 635.85 = 0$

x = 3.13 cm

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de x = 3.65 cm.

**-Calcul de l'inertie**

$I = \frac{b \times x^3}{3} = \frac{100 \times 3.13^3}{3} = 1022.14\ cm^4$

$I_t = (d - x)^2 = 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2 = 337.66\ cm^4$

$I = I + nI_t = 1022.14 + 15 \times 337.66$ ➡ $I = 6087.13\ cm^4$

**-Calcul des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{4.81 \times 10^{-3} \times 2.56 \times 10^{-2}}{6087.13 \times 10^{-8}} = 2.02$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$

2.02<15 C.V

Rapport-Gratuit.com

**-Calcul des contraintes dans l'acier**

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M \times \eta \times (d-x)}{I} = \frac{4.81 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5-3.13) \times 10^{-2}}{6087.13 \times 10^{-8}} = 122.91\ Mpa \\ \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f; 110\sqrt{\eta f_{28}}) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63\ \text{Mpa} \end{cases}$$

122.91<201.63 CV

### III-5- 5- Schéma du ferraillage

Le ferraillage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et un autre supérieur suivant x.
Ce ferraillage est représenté sur les deux figures suivantes :

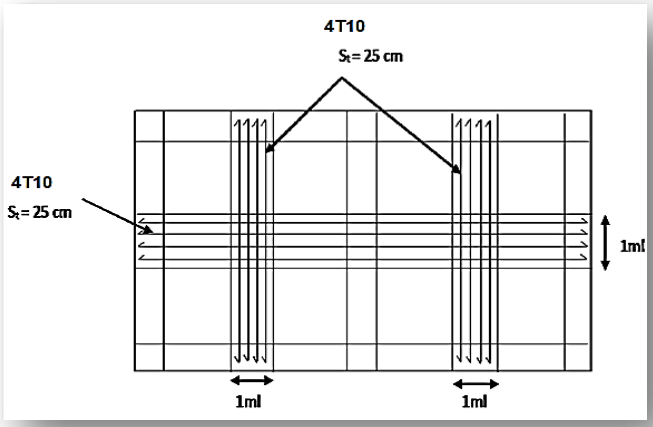



**Figure III-23:** Nappe inférieure du ferraillage de la rampe d'accès

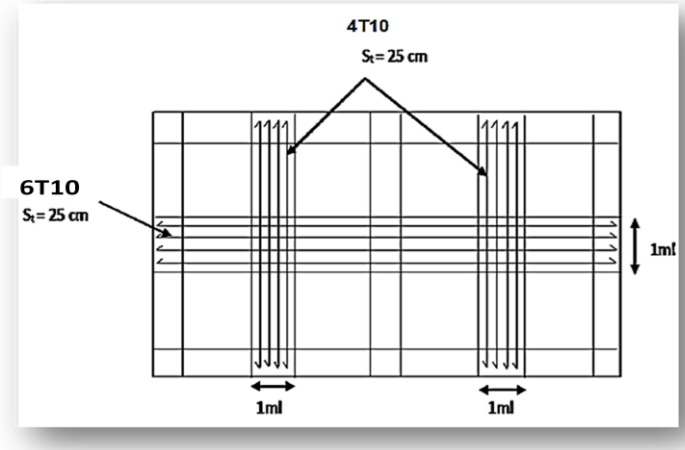



**Figure III-24:** Nappe supérieure du ferraillage de la rampe d'accès

## III-6- Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Nous avons plusieurs types de poutrelles et plusieurs types des dalles pleines, ils ont été étudiées et ferraillées suivant les règles du C.B.A.93 et B.A.E.L.91.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferraillage de ces dernières a été fait à la flexion simple.

L'acrotère a été calculé à la flexion composée.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

# Chapitre 4

## Etude dynamique

## IV-1- Introduction

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, ils s'expliquent par l'activité des couches constitutives du globe terrestre telles que définie par la théorie de la tectonique des plaques, pour cela l'homme est menacé à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires tel que les incendies et les explosions…).

De ce fait, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection des vies humaines.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude dynamique du bâtiment, mais aussi de faire appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage et de déterminer leurs caractéristiques dynamiques lors de ses vibrations.

## IV-2- L'étude dynamique

L'étude du comportement dynamique des bâtiments est importante, pour la détermination des caractéristiques dynamique de la structure, et aussi pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique de la structure. L'utilisation des connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

### But

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe, c'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation.

Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini tout en respectant la précision des paramètre du système d'origine à savoir (la masse, la rigidité et l'amortissement), autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacement nodaux.

Ce chapitre pour objectif de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

Pour l'étude de ce bâtiment on va utiliser le SAP2000.

## IV-3- Définition du Sap

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes dans les structures, que ce soit en béton armé, charpente métallique ou un autre matériau de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Il existe même plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitations) ou dynamique (séisme, explosion...).

Ce logiciel est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

## IV-4- Modélisation de la structure

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2014), Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, Les matériaux utilisées, Les dimensions des éléments, Le chargement, Les combinaisons de calcul).

### IV-4-1- Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments structuraux et non structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (Poteaux-Poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- Les voiles, les planchers et les escaliers ont été modélisés par des éléments surfaciques type (Shell) à quatre nœuds. A tous les planchers, nous avons attribué une (Contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

### IV-4-2- Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation ($G + \beta \times Q$) imposée par le

RPA99/V2003 avec ($\beta = 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres, les voiles et les escaliers est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{beton}=25KN/m^3$)
- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

Le modèle initiale a été fait suivant les plans architecturaux et le pré dimensionnement qu'on a déjà fait dans les chapitres précédents. Ce modèle contient que des portiques (Poteaux-Poutres), des planchers

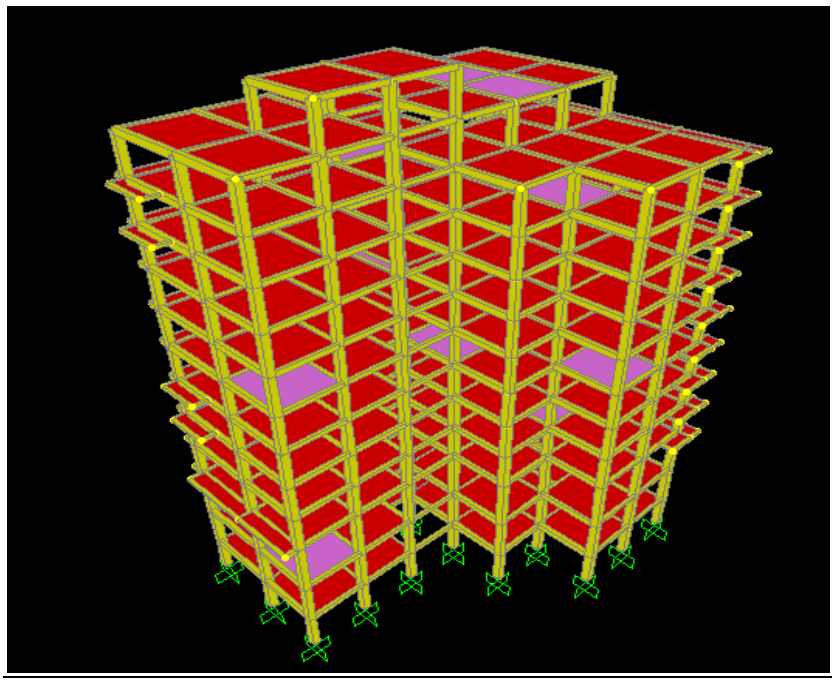


**Figure IV-1 :** Modèle initiale de la structure.

## IV-5- Les méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

### a) La méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présent une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncé en (A), les conditions complémentaires :

**Zone (I)** : Touts groupe.

**Zone (II)** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, avec H ≤ min (7 Niveaux ; 23 m).

Groupe d'usage 1B, avec H ≤ min (5 Niveaux ; 17 m).

Groupe d'usage 1A, avec H ≤ min (3 Niveaux ; 10 m).

**Zone (III)** : Groupe d'usage 2 et 3, avec H ≤ min (5 Niveaux ; 17m).

Groupe d'usage 1B, avec H ≤ min (3 Niveaux ; 10 m).

Groupe d'usage 1A, avec H ≤ min (2 Niveaux ; 8m).

### b) La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. 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.
Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

### c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifie, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

## IV-6- Combinaisons de calcul : D'après RPA99/Version2003

Les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles au sens de la philosophe de calcul aux Etats Limites, Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :
$G + Q \pm E$ et $0{,}8\ G \pm E$
Où : E c'est l'action du séisme
Et pour combinaisons fondamentales :
**ELU** : $1.35\ G + 1.5\ Q$
**ELS** : $G + Q$

## IV-7- La méthode statique équivalente

Malgré qu'on a une structure irrégulière (L) mais on va vérifier les critères suivants :

### a) Conditions minimales sur les files de contreventement

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **Sens x :**

$$\begin{cases} \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \\ \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \\ \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \\ \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \\ \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5 \end{cases}$$

La condition est vérifiée

- **Sens-y :** On a 4 travées

$$\begin{cases} \frac{5.1}{5} = 1.02 < 1.5 \\ \frac{5}{5.2} = 0.96 < 1.5 \\ \frac{5.2}{6.2} = 0.84 < 1.5 \end{cases}$$

La condition est vérifiée

Puisque la condition est vérifiée suivant les deux directions (x et y), donc px1=py1=0 (observé).

### 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.

➢ **Sens-x**

Dans le sens x on a 7 files, dont la valeur maximale égale à 4.8 m, et la valeur minimale égale à 3.8m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4.8}{4.8} = 1 < 1.5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.

Donc $px_2 = 0$

➢ **Sens-y**

Dans le sens x on a 5 files, dont la valeur maximale égale à 6.2 m, et la valeur minimale égale à 5m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6.2}{5} = 1.24 < 1.5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.
Donc $py_2 = 0$

### c) Régularité en plan

Un bâtiment est classé régulier en plan, si tous les critères de régularité en plan ($a_1$ à $a_4$) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.
$a_1$. 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 notre bâtiment présente 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 ➔ px3 = py3 = 0.05 (n'est pas observé).

### 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. (RPA 99 version 2003 P 35).
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.
Critère observé CV.
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
Dans notre cas la condition n'est pas vérifier.

Puisque le critère n'est pas vérifié suivant les deux directions, ce n'est pas nécessaire de vérifier les autres critères, donc Pqx4 = Pqy4 = 0.05 (critère non observé).

### e) Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.
On va supposer qu'il n'y a pas des essais pour contrôler la qualité des matériaux. Donc Pqx5 = Pqy5 = 0.05 (critère non observé)

### 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.
On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur toutes les journées hivernales donc CNV.
Critère non observé Pq = 0.1

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

### IV-7-1- Coefficient d'accélération de la zone A

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de SBA ➡ zone I

Ouvrage d'importance moyenne ➡ groupe 2

D'après le tableau 4-1 du RPA99 V2003, le coefficient d'accélération égal à A = 0,10.

### IV-7-2- Coefficient de comportement R

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement,

Pour notre structure, on a ajouté des voiles aux portiques pour avoir un bon comportement sous l'action sismique, et avoir aussi une bonne ductilité et bonne capacité de dissipation.

Pour cela, le règlement parasismique algérien contient trois systèmes différents de contreventement avec voiles :

- Systèmes (2) : C'est un système constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles doivent être reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Système (4.a) : C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Système (4.b) : C'est un système de contreventement par des voiles en béton armé.

Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Ce système limite les bâtiments en hauteur de 33 m ou 10 niveaux au maximum.

Pour choisir le système qui s'adapte à notre structure et notre disposition, il faut vérifier l'effort normal des voiles, car celui-ci affecte fortement les voiles.

Voici un organigramme qui nous montre, comment choisir le système de contreventement.

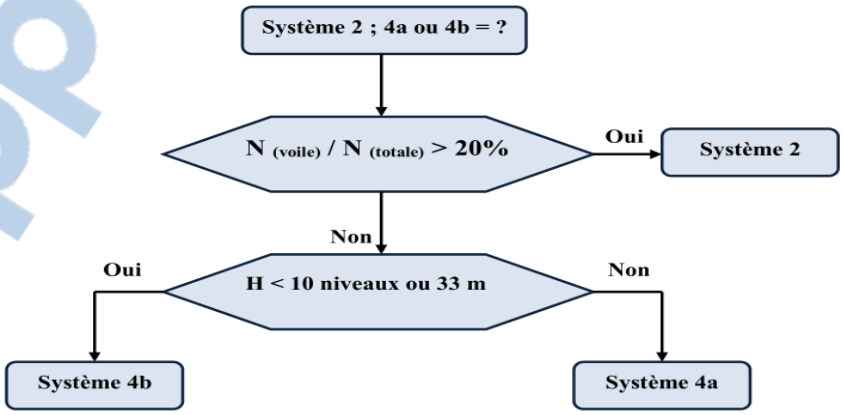



**Figure IV-2** : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Système 2 ; 4a et 4b). **[11]**

### IV-7-3- Facteur de qualité Q

La valeur du facteur de qualité est déterminée par cette formule :

$Q = 1+\sum_1^6 p_q$

Où :

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 (RPA99 version 2003).

**Tableau IV-1 :** Récapitulatif des pénalités

| | | **Pq** | |
|---|---|---|---|
| | | **Sens-x** | **Sens-y** |
| **a** | Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| **b** | Redondance en plan | 0 | 0 |
| **c** | Régularité en plan | 0.05 | 0.05 |
| **d** | Régularité en élévation | 0.05 | 0.05 |
| **e** | Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| **f** | Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.1 | 0.1 |
| | **$\sum$ Pq** | **0.25** | **0.25** |

Alors le facteur de qualité égal à :

Qx = 1+0.25 ⟹ Qx = 1.25

Qy = 1+0.25 ⟹ Qy =1.25

- **Période empirique**

D'après le RPA 99 version 2003, on doit calculer la période empirique de la structure en utilisant 2 formules, et on prend la plus petite valeur, puis on la compare avec la période numérique.

- **1 ère formule**

$T1 = CT \times h_n^{3/4}$

Où :

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003). Puisque notre bâtiment est assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc CT égale à 0.050.

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Notre bâtiment est égal à 43.86 m.

- **2ème formule**

$T2 = 0.09hn/\sqrt{D}$

Où :

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➢ **La période dans le sens x**

-1ère formule :

➔ T1 = $0.05 \times 43.86^{3/4}$

➔T1=0.852s

-2ème formule :

D=28.8m

Tx2 = $\frac{0.09 \times 43.86}{\sqrt{28.8}} = 0.74\ s$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : Tx =min(Tx1 ; Tx2)=0.74 s

$Tx_{(majoré)}$=1.3* Tx=0.96s

➢ **La période dans le sens y**

**1ère formule**

➔ T1 = $0.05 \times 43.86^{3/4}$

➔T1=0.852s

**2ème formule**

Ty2 = $\frac{0.09 \times 43.86}{\sqrt{21,5}} = 0.851\ s$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : Ty =min(Ty1 ; Ty2)=0.851 s

$Ty_{(majoré)}$=1.3* Ty=1.106s

➔ T=min($Tx_{(majoré)}$ , $Ty_{(majoré)}$)=0.96s

### IV-7-4- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

**Tableau IV-2** : Périodes et participation massique du modèle initial :

| 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 | 2,475742 | 78% | 0% | 0,000001977 | 78% | 0% |
| MODAL | Mode | 2 | 1,914993 | 0% | 10% | 0,00000131 | 78% | 10% |
| MODAL | Mode | 3 | 1,766788 | 0% | 70% | 0,000005459 | 78% | 80% |
| MODAL | Mode | 4 | 0,767913 | 8% | 0% | 0,0000136 | 86% | 80% |
| MODAL | Mode | 5 | 0,611029 | 0% | 2% | 0,00001194 | 86% | 81% |
| MODAL | Mode | 6 | 0,560794 | 0% | 6% | 0,00004426 | 86% | 88% |
| MODAL | Mode | 7 | 0,410695 | 3% | 0% | 9,101E-07 | 89% | 88% |
| MODAL | Mode | 8 | 0,330879 | 0% | 1% | 0,000003664 | 89% | 88% |
| MODAL | Mode | 9 | 0,306579 | 0% | 2% | 0,00001424 | 89% | 91% |
| MODAL | Mode | 10 | 0,264651 | 2% | 0% | 0,00001042 | 91% | 91% |
| MODAL | Mode | 11 | 0,220688 | 0% | 1% | 0,00006229 | 91% | 91% |
| MODAL | Mode | 12 | 0,206506 | 0% | 1% | 0,00011 | 91% | 93% |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

D'après ce tableau, on constate que :

- La période fondamentale du premier mode est égale à (T (analytique) = 2,48 s).
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.
- Mode (1) est un mode de Translation suivant l'axe (X).
- Mode (2) est un mode de translation suivant l'axe (Y).
- Mode (3) est un mode de translation suivant l' axe (Y).

### IV-7-5-Choix de système de contreventement

Les règles parasismiques algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faisables mais plus fréquent, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique, Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions, En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage, Dans ce cas la déformée du portique est celle donnée par la figure ii et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. **[11]**

En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux un moment de renversement à ce niveaux et la déformé sera celle d'une console (figue VI-3). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essayera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme montre la figure ii, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande déformation latérale dans les étages intermédiaires, Il est donc clair que l'interaction Voile-Portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur. **[11]**

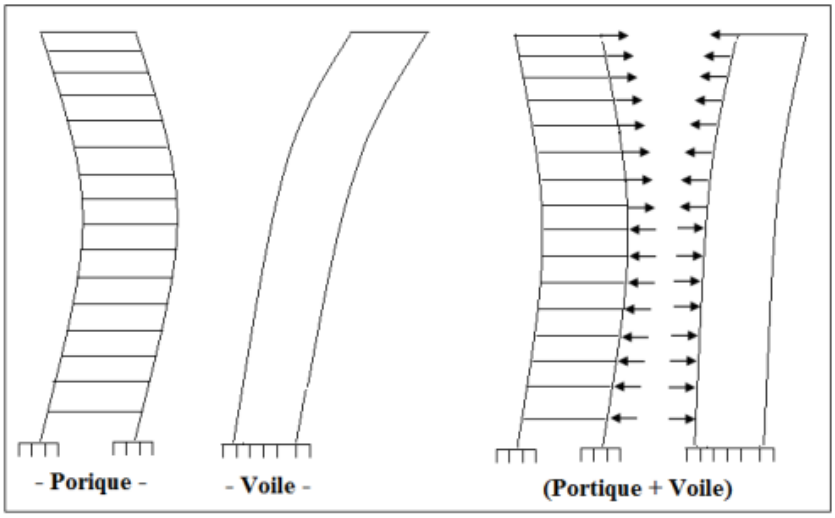



**Figure IV-3 :** (Principe de l'interaction Voile - Portique).

**Conclusion :** On couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité, c'est-à- dire pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité.

### IV-7-6-Les conditions à vérifier

D'après le RPA99/version2003 :
Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de Trois dans chaque direction considérée.
- la résultante des forces sismiques à la base obtenue par l'analyse modale spectrale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

### IV-7-7- La disposition des voiles

Les règlements parasismiques et les experts du Génie civil préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventements pour éviter les phénomènes suivants :

- La torsion d'ensemble : La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité, Sous l'action sismique, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. **[12]**
- L'oscillation différentielle : Elle se produit lorsque deux ailes d'un bâtiment ont des inerties différentes, Leur périodes propres de vibration dans le même plan vertical sont alors différentes, Les angles rentrantes vont subir des concentrations des contraintes et par la suite le bâtiment va s'effondre. **[12]**
- Notre structure est en forme de (L), elle irrégulière en plan, Donc il faux prendre ces phénomènes en considération pour la disposition des voiles de contreventement.
  Il faut ajouter des voiles au niveau de la zone souple pour compenser la mauvaise distribution de rigidité en plan, et on renforce aussi l'angle rentrant.

**Remarque :** Notre structure est irrégulière et elle contient un nombre important des ouvertures ; donc on a essayé plusieurs disposition jusqu'à obtenir la disposition qui vérifie la période.

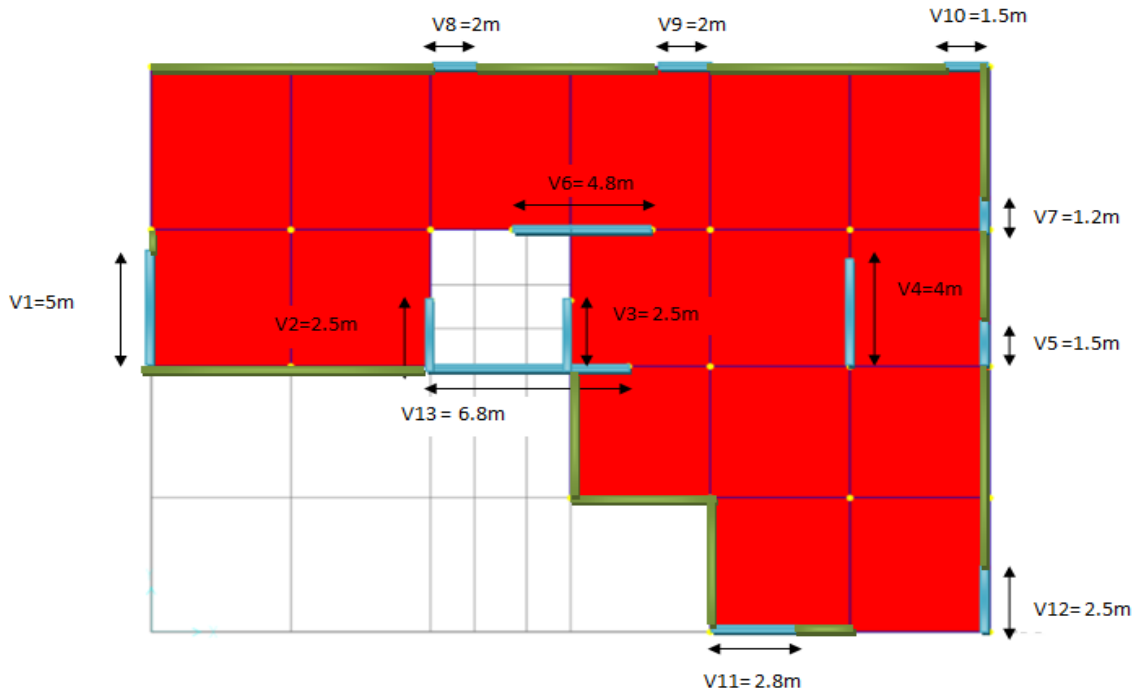



**Figure IV-4 :** Le modèle finale.

**Remarque :**

**- Les voiles de contreventement**

**➔Tous les niveaux → V25cm**

**- Les voiles périphériques**

**➔Les 2 sous-sol→ V25cm**

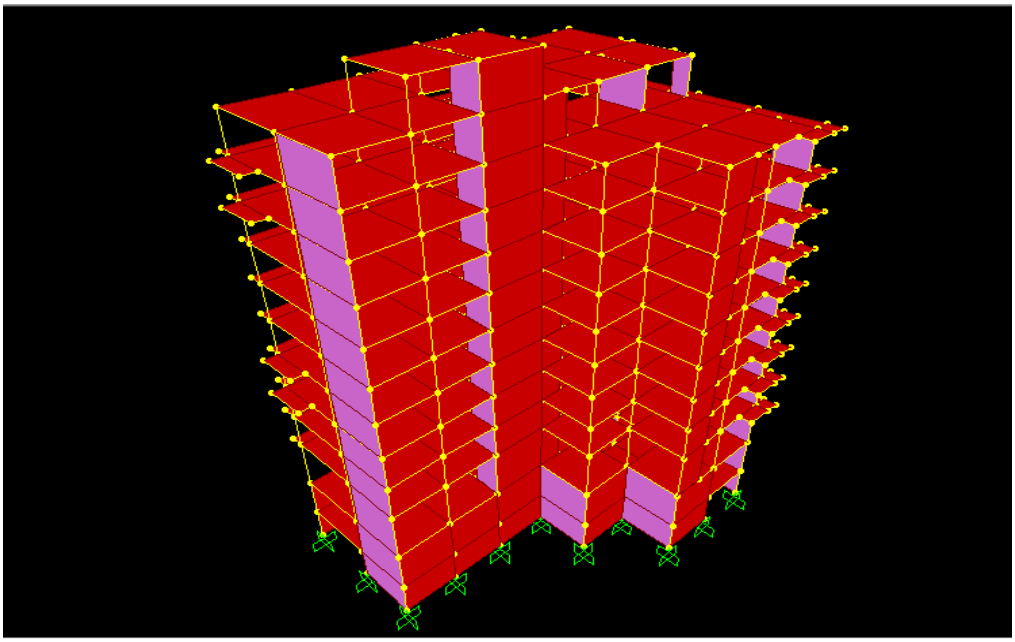


**Figure IV-5** : Le modèle finale (Portique-Voiles).

La période de la disposition est représentée sur le tableau suivant :

**Tableau IV-3** : Périodes et participation du modèle finale.

| 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 | 0,9336 | 50% | 0% | 0,000009239 | 49% | 0% |
| MODAL | Mode | 2 | 0,879839 | 0% | 61% | 0,00015 | 50% | 61% |
| MODAL | Mode | 3 | 0,772717 | 10% | 1% | 0,000000853 | 60% | 62% |
| MODAL | Mode | 4 | 0,245732 | 2% | 9% | 0,000001597 | 62% | 71% |
| MODAL | Mode | 5 | 0,227512 | 10% | 4% | 0,00008487 | 72% | 75% |
| MODAL | Mode | 6 | 0,189749 | 4% | 2% | 0,00024 | 76% | 77% |
| MODAL | Mode | 7 | 0,113463 | 0% | 4% | 0,00664 | 76% | 81% |
| MODAL | Mode | 8 | 0,110866 | 0% | 0% | 0,07469 | 76% | 81% |
| MODAL | Mode | 9 | 0,102044 | 4% | 1% | 0,00147 | 80% | 82% |
| MODAL | Mode | 10 | 0,100915 | 0% | 0% | 0,02058 | 80% | 82% |
| MODAL | Mode | 11 | 0,094804 | 0% | 0% | 0,21257 | 80% | 82% |
| MODAL | Mode | 12 | 0,060743 | 11% | 0% | 0,0018 | 91% | 82% |
| MODAL | Mode | 13 | 0,05841 | 0% | 11% | 0,00472 | 91% | 93% |
| MODAL | Mode | 14 | 0,080589 | 0% | 0% | 0,44805 | 91% | 93% |

D’après le RPA99 version 2003, il faut comparer Tnum avec 1.3Temp.
Tel que :
***il faut**
Tanalytique < 1,3Temp
➔0,93s < 0.96s donc la condition est vérifiée.

### IV-7-8- Facteur d’amplification dynamique moyen D

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement $\eta$, et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$D = 2{,}5\,\eta$ si $0 < T < T2$

$D = 2{,}5\,\eta\,(T2 / T)^{2/3}$ si $T2 < T < 3s$

$D = 2{,}5\,\eta\,(T2/3)^{2/3}\,(3/T)^{5/3}$ si $T \geq 3s$

Où :

T2 : C’est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version2003.

T : C’est la période fondamentale de la structure

$\eta$ : C’est le coefficient de correction d’amortissement, il est donné par cette formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Où$\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique 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%

➡ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7$ (RPA99 version2003)

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO, le sol est meuble (S3), donc
T1 = 0.15s et T2 =0.50s.
Puisque la période fondamentale de la structure T, est comprise entre T2 et 3s
(T2< T<3.0 s), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$D = 2.5\ \eta\ (T2/T)^{2/3}$

**Sens x**

$Dx = 2.5 \times 0.882 * (0.5/0.74)^{2/3}$ ➡ $Dx = 1.697$

**Sens y**

$Dy = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.85)^{2/3}$ ➡ $Dy = 1.548$

- **Poids totale de la structure**

D'après le RPA99 version2003 (page30), 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 :

$W = \sum_1^6 W_i$

Où :

$Wi = WGi + ßWQi$

Avec :

ß : c'est le coefficient de pondération, d'après le tableau 4.5 du RPA99, il est pris égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).

WGi : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure

WQi : Charge d'exploitation.

A partir du logiciel SAP 2000, on peut avoir les différents poids de chaque étage, ces poids sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV-4** : Les poids de la structure.

| Niveau | Poids « Wi » en (ton) | Hi(m) |
|---|---|---|
| **Sous sol** | 791.140913 | 3.06 |
| **RDC** | 719.079340 | 6.97 |
| **Etage 1** | 689.842309 | 11.56 |
| **Etage 2** | 628.370659 | 14.79 |
| **Etage 3** | 625.242817 | 18.02 |
| **Etage 4** | 620.990724 | 21.25 |
| **Etage 5** | 607.908651 | 24.48 |
| **Etage 6** | 601.856508 | 27.71 |
| **Etage 7** | 595.804365 | 30.94 |
| **Etage 8** | 594.405707 | 34.17 |
| **Etage 9** | 559.850287 | 37.4 |
| **Terrasse accessible** | 292.223688 | 40.63 |
| **Terrasse inaccessible** | 67.723111 | 43.86 |
| | ∑=7394,43908**ton** | |

### IV-7-9- Détermination de l'effort tranchant à la base (v)

**Remarque :** N (voile)/N (totale)>20% ➔ CV

Donc on choisie « **système 2** ➔ R=3.5 ».

Pour calculer l'effort tranchant à la base, on utilise la formule suivante :

$V_{x_{base}} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.697 \times 1.25}{3.5} \times 73944{,}3908$

$V_{x_{base}} = 4481{,}56$ KN

$V_{y_{base}} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.548 \times 1.25}{3.5} \times 73944{,}3908$

$V_{y_{base}} = 4088.07$ KN

### IV-8- Méthode d'analyse modale spectrale

D'après le RPA99/Version2003 :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable pratiquement dans tous les cas, elle donne une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à une action sismique. Elle servira au calcul des structures dont la configuration est simple ou complexe.

Avec 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 établit grâce à l'expression suivante

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left[1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R}-1)\right] & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25)A\left(\frac{Q}{R}\right) & T \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25)A\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T}{T_2}\right)^{2/3} & T \le T \le 3\,s \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25)A\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3\,s \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003,

**Avec**

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site. Le site de notre bâtiment est ferme (S2).

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

Après avoir introduit les informations nécessaires (R, site, Q, amortissement, groupe et zone) dans le spectre du RPA 99 version 2003, on va introduire les combinaisons suivantes dans le SAP 2000 :

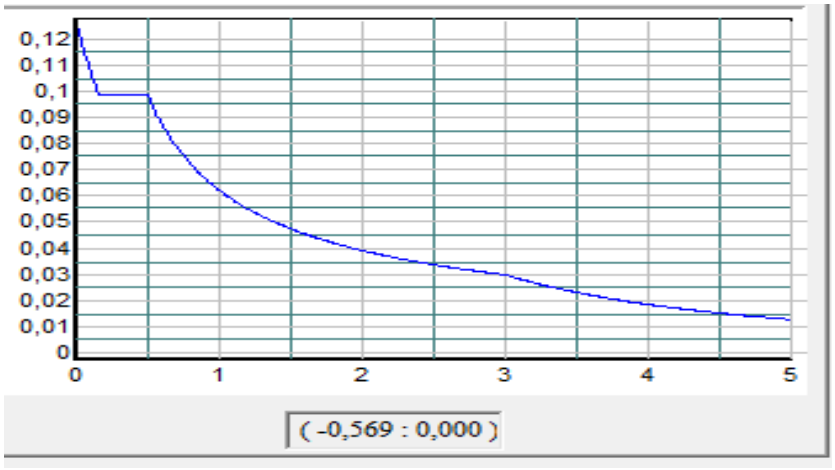



**Figure IV-6 :** Courbe de spectre de réponse de RPA.

### IV-8- 1-Résultante des forces sismiques de calcul

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

(V(x) Dynamique ; V(y) Dynamique : Les efforts tranchants à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales suivant les axes (x ; y)

**Tableau IV-5** : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.

| TABLE: Base Reactions | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **OutputCase** | **CaseType** | **StepType** | **GlobalFX** | **GlobalFY** |
| **Text** | Text | Text | KN | KN |
| **EX SPECTR** | LinRespSpec | Max | 3186,554 | 443,395 |
| **EY SPECTR** | LinRespSpec | Max | 457,814 | 3530,025 |

## V-9- Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

### IV-9-1-Vérification de la résultante des forces sismiques

D'après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V (Dynamique) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V (Statique) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$$

**Tableau IV-6** : La vérification de la résultante des forces sismique.

| | $V_{dynamqie}$ (KN) | $V_{stataique}$ (KN) | $\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$ | |
|---|---|---|---|---|
| **Direction X** | 3186,554 | 4481,56 | **71%** | **CNV** |
| **Direction Y** | 3530,025 | 4088,07 | **86%** | **CV** |

**Remarque :** La condition suivant x est n'est pas vérifiée donc on doit faire une correction linéaire.

**D'après RPA 99 version 2003 :**

-Si V d < 80% V s , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0,8 V s /Vd.

0,8 V s /Vd.=1.125 ➔ 1.125*9.81=11.04

Les nouveaux résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Rapport-Gratuit.com

**Tableau IV-7** : Efforts tranchants nouveau obtenue par les combinaisons modales.

| TABLE: Base Reactions | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **OutputCase** | **CaseType** | **StepType** | **GlobalFX** | **GlobalFY** |
| **Text** | Text | Text | KN | KN |
| **EX SPECTR** | LinRespSpec | Max | 3586,091 | 498,988 |
| **EY SPECTR** | LinRespSpec | Max | 457,814 | 3530,025 |

**Tableau IV-8** : La vérification nouveau de la résultante des forces sismique.

| | $V_{dynamqie}$ (KN) | $V_{stataique}$ (KN) | $\frac{V(dynamique)}{V(statique)} \geq 80\%$ | |
|---|---|---|---|---|
| **Direction X** | 3586,091 | 4481,56 | **80%** | **CV** |
| **Direction Y** | 3530,025 | 4088,07 | **86%** | **CV** |

**Conclusion :** La condition est vérifiée.

### IV-9-2-Justification de l'interaction (Portiques-Voiles)

D'après le RPA99/Version2003, Pour le système (2 ➔ R= 3,5) de contreventement mixte assuré par des voiles ou des voiles et des portiques.

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (ELS) ou bien (ELU).

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles

#### IV-9-2-1-Sous sollicitations verticales

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$\%portique=\frac{P(portique)}{P(portique+voile)} \leq 80\%$

$\%voile=\frac{P(voile)}{P(portique+voile)} \geq 20\%$

**Tableau IV-9** : Justification de l'interaction due aux charges verticales.

| | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
|---|---|---|---|---|
| Niveaux (KN) | P(KN) | P (KN) | %≤80% | %≥20% |
| SS2 | 33807,887 | 49025,175 | 40,8144842 | 59,1855158 |
| SS1 | 29904,192 | 44747,531 | 40,0582743 | 59,94172566 |
| RDC | 43970,2 | 21634,208 | 67,0232403 | 32,97675973 |
| 1 | 36258,334 | 21549,565 | 62,72211 | 37,27789 |
| 2 | 31250,107 | 19633,216 | 61,4152244 | 38,58477561 |
| 3 | 26535,054 | 17044,308 | 60,8890373 | 39,11096266 |
| 4 | 21600,012 | 15591,62 | 58,0776127 | 41,92238727 |
| 5 | 17438,757 | 13099,62 | 57,1044001 | 42,89559985 |
| 6 | 13074,838 | 10810,284 | 54,7405117 | 45,25948831 |
| 7 | 9271,539 | 8079,031 | 53,4365096 | 46,56349042 |
| 8 | 5372,44 | 5392,647 | 49,9061457 | 50,09385433 |
| 9 | 1943,813 | 2550,317 | 43,2522646 | 56,74773538 |
| Buanderie | 274,79 | 604,345 | 31,2568604 | 68,74313956 |

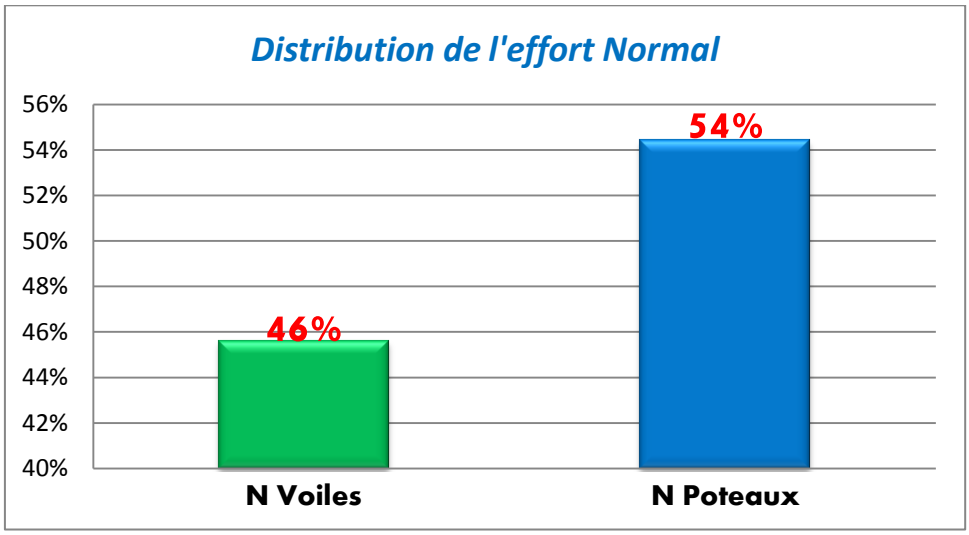



**Figure IV-7 :** diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales.

**Conclusion** : La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

### IV-9-2-2-Sous sollicitations horizontales

$$\%portique=\frac{P(portique)}{P(portique+voile)}=0\%$$

$$\%voile=\frac{P(voile)}{P(portique+voile)}=100\%$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Sens x :**

**Tableau IV-10 :** Justification de l'interaction due aux charges horizontales ($V_{X)}$.

| Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
|---|---|---|---|
| V(KN) | V (KN) | =0% | =100% |
| 254,77 | 3332,949 | 7,101169294 | 92,89883 |

**Sens-y :**

**Tableau IV-11 :** Justification de l'interaction due aux charges horizontales ($V_Y$).

| Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
|---|---|---|---|
| V(KN) | V (KN) | =0% | =100% |
| 301,385 | 3228,889 | 8,537156039 | 91,46284 |

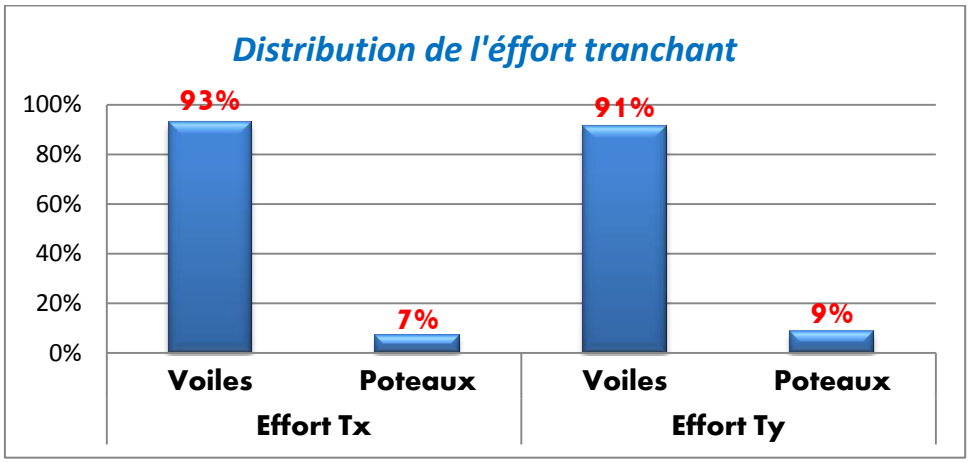



**Figure IV-8 :** diagramme de la justification de l'interaction due aux charges verticales.

**Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les voiles reprennent presque la totalité des charges horizontales.

Puisque l'effort tranchant reprise par les voiles dépasse les 90%, on peut considère que la totalité des efforts horizontales est reprise par des voiles. Puisque c'est impossible d'avoir les 100%.

Cela implique que la condition est vérifiée, donc on garde le coefficient de comportement R=3,5.

### IV-9-3-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 :

$$V = \frac{N}{\beta \times fc_{28}} \leq 0.3$$

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Avec :
N : L'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.
B : L'aire (la section brute) du poteau.
$fc_{28}$ : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Pour trouver la valeur de l'effort normal maximal, qui s'exerce sur le poteau le plus sollicité, on utilise ces combinaisons :

$$\begin{cases} 0.8\ G \pm E_x \\ 0.8\ G \pm E_y \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \end{cases} \quad (2)$$

Les résultats sont illustrés sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

**Tableau IV-12 :** Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages

| Niveau | N(KN) | B ($cm^2$) | ν | Vérification $\nu \leq 0.3$ |
|---|---|---|---|---|
| **SS2** | 2990,53 | 70*70 | 0.24 | CV |
| **SS1** | 2674,492 | 70*70 | 0.22 | CV |
| **RDC** | 2524,687 | 65*65 | 0.24 | CV |
| **1** | 2214,889 | 65*65 | 0.21 | CV |
| **2** | 1940,299 | 60*60 | 0.22 | CV |
| **3** | 1672,98 | 60*60 | 0.19 | CV |
| **4** | 1407,181 | 55*55 | 0.19 | CV |
| **5** | 1150,979 | 55*55 | 0.15 | CV |
| **6** | 925,858 | 50*50 | 0.15 | CV |
| **7** | 705,997 | 50*50 | 0.11 | CV |
| **8** | 486,327 | 45*45 | 0.10 | CV |
| **9** | 271,755 | 45*45 | 0.05 | CV |
| **BUANDERIE** | 76,747 | 40*40 | 0.02 | CV |

**Conclusion** : La condition est vérifiée.

### IV-9-4-Vérification vis-à-vis des déformations

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. Et selon l'article [RPA99 V2003, 5.10] :

$\Delta kx \leq \Delta k_{adm}$ et $\Delta ky \leq \Delta k_{adm}$

$\Delta k_{adm} = 0.01\ h$

$\Delta k, x = \delta_k, x - \delta_{k-1}, x$ et $\Delta k, y = \delta_k, y - \delta_{k-1}, y$

$\delta_k, x = R \times \delta ekx$ et $\delta_k, y = R \times \delta eky$

$\Delta kx$ : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

$\Delta ky$ : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta ekx$ : Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

$\delta eky$ : Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

$\Delta k_{adm}$ : Déplacement relatif admissible.

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau IV-13**: Vérification des déformations

| Niveau | $\delta ek$,x (cm) | $\delta ek$, y (cm) | $\delta_k$, x (cm) | $\delta_k$, y (cm) | $\Delta k$, x (cm) | $\Delta k$, y (cm) | 1%he (cm) | $\Delta$k ≤0.01he |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sous-sol | 0,0079 | 0.015 | 0,02765 | 0,0525 | 0,02765 | 0,0525 | 3,06 | C.V |
| RDC | 0,027 | 0,059 | 0,0945 | 0,2065 | 0,0669 | 0,154 | 3,91 | C.V |
| 1 | 0,24 | 0,24 | 0,84 | 0,84 | 0,745 | 0,6335 | 4,59 | C.V |
| 2 | 0,46 | 0,44 | 1,61 | 1,54 | 0,77 | 0,7 | 3,23 | C.V |
| 3 | 0,71 | 0,67 | 2,485 | 2,345 | 0,875 | 0,805 | 3,23 | C.V |
| 4 | 0,98 | 0,89 | 3,43 | 3,115 | 0,945 | 0,77 | 3,23 | C.V |
| 5 | 1.26 | 1.12 | 4,41 | 3,92 | 0,98 | 0,805 | 3,23 | C.V |
| 6 | 1,55 | 1.35 | 5,425 | 4,725 | 1,05 | 0,85 | 3,23 | C.V |
| 7 | 1,83 | 1.55 | 6,405 | 5,425 | 0,98 | 0,70 | 3,23 | C.V |
| 8 | 2.10 | 1.75 | 7,35 | 6,125 | 0,945 | 0,70 | 3,23 | C.V |
| 9 | 2.37 | 1.93 | 8,295 | 6,755 | 0,945 | 0,63 | 3,23 | C.V |
| T accessible | 2.55 | 2.07 | 8,925 | 7,245 | 0,63 | 0,49 | 3,23 | C.V |
| T inaccessible | 2.38 | 2.02 | 8,33 | 7,07 | 0,595 | 0,175 | 3,23 | C.V |

**Conclusion** : Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003.

### IV-9-5-Vérification de l'effet P-Δ

D'après le RPA99/Version2003 :

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 du 2ème ordre (ou effet P-Δ), 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) $p_k = \sum Wi$

$\Delta k$ : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$V$: Effort tranchant d'étage au niveau (k) : V $= \sum_{i=k} F_i$

$h_k$ : 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 $(1-\theta_k)$.
- 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 IV-14**: Vérification de l'effet P-Δ suivant x

| Sens x-x | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveau** | **hk (m)** | **V (KN)** | **Δk, x (cm)** | **Masse (KN)** | **Pk (KN)** | **$\theta$** | **$\theta \leq 0.1$** |
| Sous-sol | 3,06 | 3587,719 | 0,0276 | 7911,40913 | 73944,3908 | 0,00185 | C.V |
| RDC | 3,91 | 3536,363 | 0,0669 | 7190,79340 | 66032,98167 | 0,00319 | C.V |
| 1 | 4,59 | 3020,721 | 0,745 | 6898,42309 | 58842,18827 | 0,03161 | C.V |
| 2 | 3,23 | 2899,094 | 0,77 | 6283,70659 | 51943,76518 | 0,04271 | C.V |
| 3 | 3,23 | 2742,418 | 0,875 | 6252,42817 | 45660,05859 | 0,0451 | C.V |
| 4 | 3,23 | 2538,218 | 0,945 | 6209,90724 | 39407,63042 | 0,04542 | C.V |
| 5 | 3,23 | 2309,436 | 0,98 | 6079,08651 | 33197,72318 | 0,04361 | C.V |
| 6 | 3,23 | 2055,849 | 1,05 | 6018,56508 | 27118,63667 | 0,04288 | C.V |
| 7 | 3,23 | 1762,107 | 0,98 | 5958,04365 | 21100,07159 | 0,03633 | C.V |
| 8 | 3,23 | 1424,614 | 0,945 | 5944,05707 | 15142,02794 | 0,03109 | C.V |
| 9 | 3,23 | 1009,917 | 0,945 | 5598,50287 | 9197,97087 | 0,02664 | C.V |
| T accessible | 3,23 | 569,284 | 0,63 | 2922,23688 | 3599,468 | 0,01233 | C.V |
| T inaccessible | 3,23 | 122,823 | 0,595 | 677,23111 | 677,23112 | 0,010157 | C.V |

**Tableau IV-14**: Vérification de l'effet P-Δ suivant y.

| Sens y-y | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveau** | **hk (m)** | **V (KN)** | **$\Delta k$, y (cm)** | **Masse (KN)** | **Pk (KN)** | **$\theta$** | **$\theta \leq 0.1$** |
| Sous-sol | 3,06 | 3530,274 | 0,0525 | 7911,40913 | 73944,3908 | 0,0035936 | C.V |
| RDC | 3,91 | 3448,957 | 0,154 | 7190,79340 | 66032,9816 | 0,0075407 | C.V |
| 1 | 4,59 | 3151,854 | 0,6335 | 6898,42309 | 58842,1882 | 0,0257665 | C.V |
| 2 | 3,23 | 3036,603 | 0,7 | 6283,70659 | 51943,7651 | 0,0370715 | C.V |
| 3 | 3,23 | 2871,269 | 0,805 | 6252,42817 | 45660,0585 | 0,0396329 | C.V |
| 4 | 3,23 | 2530,492 | 0,77 | 6209,90724 | 39407,6304 | 0,0371247 | C.V |
| 5 | 3,23 | 2418,036 | 0,805 | 6079,08651 | 33197,7231 | 0,0342167 | C.V |
| 6 | 3,23 | 2137,394 | 0,85 | 6018,56508 | 27118,6366 | 0,0333887 | C.V |
| 7 | 3,23 | 1807,06 | 0,70 | 5958,04365 | 21100,0715 | 0,0253050 | C.V |
| 8 | 3,23 | 1435,473 | 0,70 | 5944,05707 | 15142,0279 | 0,0228604 | C.V |
| 9 | 3,23 | 996,638 | 0,63 | 5598,50287 | 9197,97087 | 0,0180008 | C.V |
| T accessible | 3,23 | 515,448 | 0,49 | 2922,23688 | 3599,468 | 0,0105936 | C.V |
| T inaccessible | 3,23 | 115,703 | 0,175 | 677,23111 | 677,23112 | 0,0031712 | C.V |

**Conclusion :**

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que la condition est vérifiée, ce la veux dire que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

### IV-9-6-Justification de la largeur des joints sismiques

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/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$d\ (min) = 15\ mm + (\delta 1 + \delta\ 2)\ mm \geq 40\ mm$

($\delta\ 1$ ; $\delta\ 2$) : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacent.

Avec : ($\delta\ 1 = 25,5\ mm$) et ($\delta 2 = 20,7\ mm$)

$dx\ (min) = 15\ mm + (25,5 + 25,5)\ mm = 66\ mm \geq 40\ mm$ ➔ Condition vérifiée

$dy\ (min) = 15\ mm + (20,7 + 20,7)\ mm = 56,4\ mm \geq 40\ mm$ ➔ Condition vérifiée

**Conclusion** : Finalement, On prend une largeur de ➔ (d = 100 mm = 10 cm)

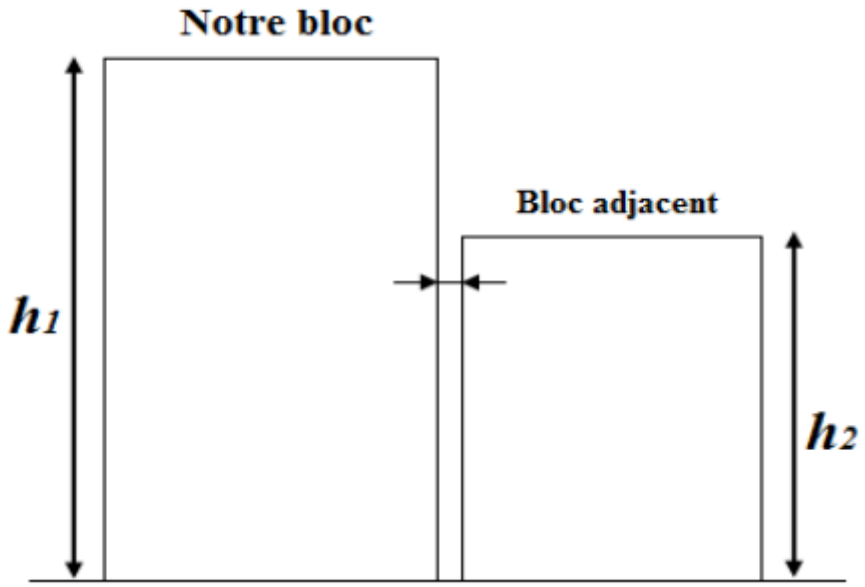



**Figure VI-9** : Le joint sismique.

## IV-10- Conclusion

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, On va prendre ce modèle final pour étudier les éléments structuraux, car il vérifie pratiquement tous les conditions qui ont été exigé par le règlement algérien parasismique (RPA99/Version2003).

## IV-11- conclusion générale

La dynamique des structures est un champ d'expertise dont la maîtrise est désormais indispensable pour tout projet de construction. Le développement de structures toujours plus légères et élancées impose en effet à l'ingénieur civil d'en connaître les principes, tout comme ceux du génie parasismique. Elle est très importante pour assurer la stabilité des structures.

Dans notre structure, les conditions de stabilité fournis par RPA99 version2003 sont vérifiées, donc elle est stable.

# Chapitre 5

# Etude des éléments structuraux

## V-1- Etude des poteaux

### V-1-1- 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.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

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, comme 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).**

### V-1-2- Combinaisons des charges

#### V-1-2-1- Selon (C.B.A.93)

Les combinaisons fondamentales.

- ELU ➔ 1.35 G + 1.5 Q
- ELS ➔ G + Q

#### V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003

Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

### V.1.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\tau u < \tau bu$

$\tau u$ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$\tau u = \frac{T}{bd}$

T: L'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

$\tau bu = \rho d * fc28$ RPA 99V2003, (P51)

Avec :

$\rho d = 0.075$ $\lambda g \geq 5$

$\rho d = 0.04$ $\lambda g < 5$

$\lambda g$ : L'élancement géométrique du poteau.

Rapport-Gratuit.com

$\lambda g = \frac{Lf}{a} ou \frac{Lf}{b}$ RPA 99V2003, [7.4.2.2] (P66)

Avec, a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et Lf longueur de flambement du poteau.

Lf = 0,7 * Lo

L0=3.06m
Lf=2.142m } SS2

L0=3.91m
Lf=2.737m } SS1

L0=4.59m
Lf=2.213m } RDC

L0=3.23m
Lf=2.261m } Du 1 er à 9 ème étage

**Tableau V-1:** Vérification des sollicitations tangentes

| Nivea | T (MN) | B ($cm^2$) | $\tau u$ (MPa) | $\lambda g$ | $\rho d$ | $\overline{\tau bu}$ (MPA | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SS2** | 0.0176 | 70×70 | 0.039 | 3.06 | 0.04 | 1 | C.V |
| **SS1** | 0.0513 | 70×70 | 0.116 | 3.91 | 0.04 | 1 | C.V |
| **RDC** | 0.0478 | 65×65 | 0.125 | 4.94 | 0.04 | 1 | C.V |
| **1** | 0.0482. | 65×65 | 0.126 | 3.47 | 0.04 | 1 | C.V |
| **2** | 0.0408 | 60×60 | 0.126 | 3.76 | 0.04 | 1 | C.V |
| **3** | 0.0491 | 60×60 | 0.151 | 3.76 | 0.04 | 1 | C.V |
| **4** | 0.0416 | 55×55 | 0.152 | 4.11 | 0.04 | 1 | C.V |
| **5** | 0.0495 | 55×55 | 0.181 | 4.11 | 0.04 | 1 | C.V |
| **6** | 0.0403 | 50×50 | 0.179 | 4.52 | 0.04 | 1 | C.V |
| **7** | 0.0501 | 50×50 | 0.222 | 4.52 | 0.04 | 1 | C.V |
| **8** | 0.0453 | 45×45 | 0.248 | 5.02 | 0.075 | 1.875 | C.V |
| **9** | 0.0718 | 45×45 | 0.394 | 5.02 | 0.075 | 1.875 | C.V |
| **Buanderie** | 0.0302 | 40×40 | 0.209 | 5.65 | 0.075 | 1.875 | C.V |

**Conclusion :**

D'après le **tableau V-1,** on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux.

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

### V-1-4- Sollicitations dans les poteaux

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N (max) ; M (correspondant) )
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max) ;N (correspondant) )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant) )

N: Sera compté positif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

**Tableau V-2 :** Sollicitations maximales à ELU

| niveau | B ($cm^2$) | Nmax ➔ M cor | | M max ➔ N cor | | Nmin➔M cor | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | N(KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N(KN) | M(KN.m) |
| **SS2** | 70×70 | 4117.62 | −1.6217 | −38.63 | 2925.902 | 572.34 | −10.68 |
| **SS1** | 70×70 | 3681.202 | 19.7357 | −125.01 | 2568.675 | 381.26 | 23.16 |
| **RDC** | 65×65 | 3467.612 | −97.3794 | −133.06 | 3099.004 | 685.84 | −6.02 |
| **1** | 65×65 | 3042.99 | −72.82 | −81.56 | 1652.52 | 478.59 | 18.14 |
| **2** | 60×60 | 2665.963 | −64.75 | −70.98 | 1437.337 | 387.63 | 14.16 |
| **3** | 60×60 | 2298.813 | −75.65 | −83.609 | 1232.631 | 326.55 | 17.64 |
| **4** | 55×55 | 1933.76 | −64.235 | −71.07 | 1040.914 | 239.05 | 15.03 |
| **5** | 55×55 | 1581.21 | 11.96 | −82.29 | 857.404 | 187.33 | 17.82 |
| **6** | 50×50 | 1272.034 | 9.29 | −68.084 | 684.82 | 120.083 | 14.56 |
| **7** | 50×50 | 969.997 | 11.35 | −84.87 | 413.65 | 76.78 | 17.84 |
| **8** | 45×45 | 668.223 | 7.42 | −86.18 | 148.23 | 30.64 | 12.85 |
| **9** | 45×45 | 373.386 | 12.889 | 139.22 | 165.98 | 0.352 | 18.09 |
| **Buanderie** | 40×40 | 104.901 | 41.926 | −55.63 | 87.459 | 4.39 | 0.55 |

**Tableau V-3 :** Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)

| niveau | B ($cm^2$) | Nmax ➔ M cor | | M max ➔ N cor | | Nmin ➔ M cor | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | N(KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N(KN) | M(KN.m) |
| **SS2** | 70×70 | 2990.53 | 1.06 | −27.29 | 2127.708 | 420.51 | −7.8 |
| **SS1** | 70×70 | 2674.5 | 13.86 | −88.91 | 1867.62 | 280.46 | 16.92 |
| **RDC** | 65×65 | 2524.69 | −69.75 | −95.74 | 2255.84 | 506.54 | −4.45 |
| **1** | 65×65 | 2214.89 | −53.22 | −59.13 | 1205.83 | 354.713 | 13.39 |
| **2** | 60×60 | 1940.3 | 47.01 | −51.42 | 1048.78 | 287.213 | 10.44 |
| **3** | 60×60 | 1672.98 | −54.97 | −60.58 | 899.31 | 241.96 | 13 |
| **4** | 55×55 | 1407.81 | −46.69 | −51.5 | 759.414 | 177.202 | 11.075 |
| **5** | 55×55 | 1150.78 | 8.61 | −60.37 | 625.47 | 138.86 | 13.12 |
| **6** | 50×50 | 925.86 | 6.68 | −49.36 | 499.55 | 89.075 | − 10.72 |
| **7** | 50×50 | 706 | 8.17 | −61.61 | 300.85 | 56.98 | 13.12 |
| **8** | 45×45 | 486.33 | 5.33 | −62.48 | 108.146 | 22.82 | 9.84 |
| **9** | 45×45 | 271.755 | 9.28 | 100.83 | 120.38 | 0.29 | 13.22 |
| **Buanderie** | 40×40 | 76.75 | 30.37 | −40.43 | 63.83 | −3.065 | 0.4 |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Tableau V-4 :** Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E)

| niveau | B ($cm^2$) | Nmax ➔ M cor | | M max ➔ N cor | | Nmin ➔ M cor | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | N(KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N(KN) | M(KN.m) |
| **SS2** | 70×70 | 1963.59 | −0.23 | 18.3 | 720.26 | 311.57 | −5.43 |
| **SS1** | 70×70 | 1762.86 | 5.61 | 48.33 | 469.844 | 210.35 | 11.87 |
| **RDC** | 65×65 | 1703.56 | −38.66 | −60.32 | 1307.72 | 394.54 | −3.44 |
| **1** | 65×65 | 1489.81 | −37.4 | −39.02 | 1160.56 | 285.23 | 10.34 |
| **2** | 60×60 | 1303.92 | −30.77 | −32.76 | 724.37 | 230.33 | 7.97 |
| **3** | 60×60 | 1123.50 | −36.52 | −38.76 | 620.25 | 194.07 | 9.91 |
| **4** | 55×55 | 944.07 | −30.91 | −33 | 523.77 | 142.67 | 8.42 |
| **5** | 55×55 | 774.73 | −5.14 | −38.73 | 430.96 | 111.81 | 9.96 |
| **6** | 50×50 | 622.69 | 3.93 | −31.77 | 293.19 | 72.16 | 8.14 |
| **7** | 50×50 | 474.66 | 4.79 | 40.23 | 200.89 | 46.40 | 9.83 |
| **8** | 45×45 | 326.76 | 3.05 | −40.22 | 74.59 | 19.11 | 7.30 |
| **9** | 45×45 | 182.65 | 5.54 | 64.16 | 77.82 | 0.42 | 9.28 |
| **Buanderie** | 40×40 | 54.505 | 19.35 | −26.79 | 44.17 | −1.126 | 0.25 |

### V-1-5- Calcul du ferraillage longitudinal

D'après le **RPA 99/version2003** (article 7.5.2.1)

#### V-1-5-1- Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites 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 minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (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).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

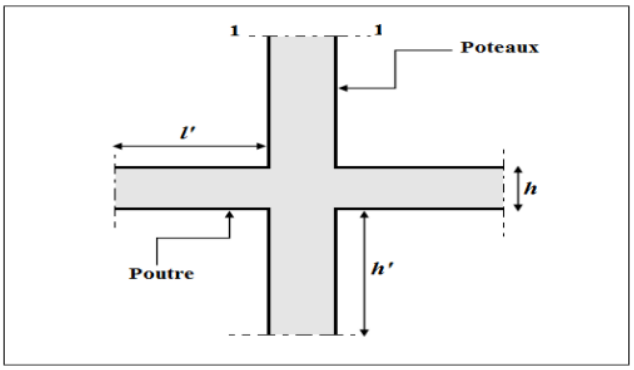



**Figure V-1** : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

**Poteau:** h' = max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60cm)
Avec : (b1;h1: dimensions du poteau) ; (he : La hauteur de l'étage)
**Poutre :** l' = 2×h Avec : (h : Hauteur de la poutre)

**Tableau V-4**: La longueur de la zone nodale.

| **Poteaux** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **(a = b) (cm)** | ***He*** **(cm)** | ***h'*** **(cm)** | **(a = b) (cm)** | ***He*** **(cm)** | ***h'*** **(cm)** |
| 70 | 306 | 70 | 55 | 323 | 60 |
| 70 | 391 | 70 | 55 | 323 | 60 |
| 65 | 459 | 80 | 50 | 323 | 60 |
| 65 | 323 | 65 | 50 | 323 | 60 |
| 60 | 323 | 60 | 45 | 323 | 60 |
| 60 | 323 | 60 | 45 | 323 | 60 |
| | | | 40 | 323 | 60 |

| **poutre** | |
|---|---|
| ***h*** **(cm)** | ***l'*** **(cm)** |
| 50 | 100 |
| 35 | 70 |

a) **Calcul de ferraillage**

On calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion composée.
La première chose à faire est de chercher la position du centre de pression (C), (point d'application de l'effort).
Si (N) est un effort de compression, (C) sera posé au dessus de (G).
Si (N) est un effort de traction, (C) sera posé au dessous de (G).
La deuxième chose est de déterminer l'excentricité (e) et calculer le moment au centre de gravité des armatures inférieurs (Ma) et puis définir le domaine de fonctionnement.
Il ya 5 domaines de fonctionnement :

- Domaine 1 : Section entièrement tendue (Section du béton surabondante).
- Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.
- Domaine 3 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.
- Domaine 4 et 5 : Section entièrement comprimée

On va prendre l'exemple de poteau de **Sous-sol 2**, car il est le plus sollicité.
Le calcul du ferraillage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort Normal N et un moment fléchissant M.

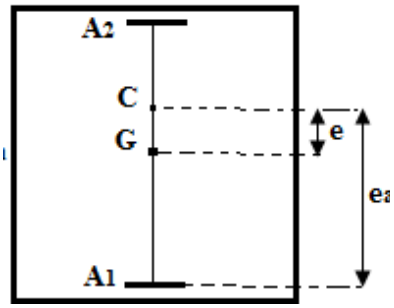
**Exemples de calcul** : On va prendre comme des exemples de calcul :

- Le poteau le plus sollicité du sous-sol 2 à **ELU :** Avec **(N (max) ; M (correspondant))**

| | **(N (max) ; M (correspondant))** | |
|---|---|---|
| **Sous Sol 2** | **N (max) (MN)** | **M (correspondant) (MN.m)** |
| **ELU** | 4.1176 | −0.001621 |

N (max) = 4.1176 MN
M (correspondant) = −0,001621 MN.m
a = b = 0,70 m ; Fe = 400 MPa ; Fc28= 25 MPa ; $\gamma$s = 1,15 ; $\gamma$b = 1,5

$F_{bc}$= 14,17 MPa ; $\sigma_{st}$ = 348 MPa ; d = 0,63 m ; d' = 0,07 m ; $\mu_R$= 0,392




$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.001621}{4.1176} = 0.000393\text{m} < \frac{h}{6} = 0.116\text{m}$

$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0.63 - 0.35 + 0.000393 = 0.28\text{m}$

Ma = Nu × ea=4.1176×0.28=1.152 MN.m

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et prés du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5 :

Les conditions des domaines 4-5 sont :

Nu × (d - d') – Ma < (0,5h – d') × b × h × *fbc*

4.1176 × (0.63 – 0.07) – 1.152 < (0.5×0.7– 0.07) × 0.7 × 0.7 × 14.17

1.153 < 1.94➔Domaine 4 est vérifié ➔La section est entièrement comprimée.

**Détermination des armatures**

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) ➔Les armatures inférieur (A1 = 0).
Les armatures supérieures (A2) sont calculées par la formule :

$$A2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times fbc}{\sigma st}$$

Avec: $\psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times fbc}\right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}\right)$

$$\psi = \left(\frac{0,5\times0.7 - 0.07}{0.7} - \frac{(0.63 - 0.07) \times 4.1176 - 1.152}{0.7 \times 0.7^2 \times 14.17}\right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0.07}{0.7}\right)$$

$\psi$ = 0.2147

$$A2 = \frac{4.1176 - (1 - 0.2147) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.17}{348}$$

A2=-0.003836 m²=-38.36 cm²

➔La section non ferraillé résiste aux efforts appliqués

- Le poteau le plus sollicité du 1ér***e*** étage **à l'accidentel (G + Q ± E) :** Avec **(N (max) ; M (correspondant))** :

| | **(N (max) ; M (correspondant))** | |
|---|---|---|
| **Etage 1** | **N (max) (MN)** | **M (correspondant) (MN.m)** |
| **(G + Q ± E)** | 2.21489 | −0.05322 |

a = b = 0,65 m ; Fe = 400 MPa ; Fc28= 25 MPa ; $\gamma$s = 1,15 ; $\gamma$b = 1,5

$F_{bc}$= 18.48 MPa ; $\sigma_{st}$ = 400 MPa ; d = 0,585 m ; d' = 0,065 m ; $\mu_R$= 0,392

**(**N : Effort de compression, donc C sera posé en haut de G)

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.05322}{2.21489} = 0.02402\text{m} < \frac{h}{6} = 0.108\text{m}$

$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0.585 - 0.325 + 0.02402 = 0.28\text{m}$

Ma = Nu × ea=2.21489×0.28=0.62 MN.m

➔L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et prés du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5 :

Nu × (d - d') – Ma < (0,5h – d') × b × h × *fbc*

2.21489 × (0.585 – 0.065) – 0.62 < (0.5×0.65– 0.065) × 0.65 × 0.65 × 18.48

0.531 < 2.03➔Domaine 4 est vérifié ➔La section est entièrement comprimée.

**Détermination des armatures**

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) ➔Les armatures inférieur (A1 = 0).
Les armatures supérieures (A2) sont calculées par la formule :

$$A2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times fbc}{\sigma st}$$

Avec: $\psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times fbc}\right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}\right)$

$$\psi = \left(\frac{0,5\times0.65 - 0.065}{0.65} - \frac{(0.585 - 0.065) \times 2.21489 - 0.62}{0.65 \times 0.65^2 \times 18.48}\right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0.065}{0.65}\right)$$

$\psi$ = 0.389

$$A2 = \frac{2.21489 - (1-0.389) \times 0.65 \times 0.65 \times 18.48}{400}$$

A2=−0.006389m²=−63.89 cm²

➔La section non ferraillé résiste aux efforts appliqués.

- Le poteau le plus sollicité du sous sol 2 **à l'accidentel (0,8 G ± E) :** Avec **(N (min) ; M (correspondant))** :

| | **(N (min) ; M (correspondant))** | |
|---|---|---|
| **SS2** | **N (min) (MN)** | **M (correspondant) (MN.m)** |
| **(0,8 G ± E)** | 0.31157 | -0.00543 |

a = b = 0,70 m ; Fe = 400 MPa ; Fc28= 25 MPa ; $\gamma$s = 1,15 ; $\gamma$b = 1,5

$F_{bc}$= 18.48 MPa ; $\sigma_{st}$ = 400 MPa ; d = 0,63 m ; d' = 0,07 m ; $\mu_R$= 0,392

**(**N : Effort de compression, donc C sera posé au dessus de G)

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.00543}{0.31157} = 0.0174m < \frac{h}{6} = 0.116m$

$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0.63 - 0.35 + 0.0174 = 0.297m$

Ma = Nu × ea=0.31157×0.297=0.092 MN.m

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et prés du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5 :

Les conditions des domaines 4-5 sont :

Nu × (d - d') – Ma < (0,5h – d') × b × h × *fbc*

0.31157 × (0.63 – 0.07) – 0.092 < (0.5×0.7– 0.07) × 0.7 × 0.7 × 18.48

0.082 < 2.535➔Domaine 4 est vérifié ➔La section est entièrement comprimée.

**Détermination des armatures**

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) ➔Les armatures inférieur (A1 = 0).
Les armatures supérieures (A2) sont calculées par la formule :

$$A2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times fbc}{\sigma st}$$

Avec: $\psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times fbc}\right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}\right)$

$$\psi = \left(\frac{0,5\times0.7 - 0.07}{0.7} - \frac{(0.63 - 0.07) \times 0.31157 - 0.092}{0.7 \times 0.7^2 \times 18.48}\right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0.07}{0.7}\right)$$

$\psi$ = 0.511

$A2=\frac{0.31157-(1-0.511)\times 0.7\times 0.7\times 18.48}{400}$

$A2=-0.01029\ m^2=-102.9\ cm^2$

➔La section non ferraillé résiste aux efforts appliqués

**Tableau V-5** : Les résultats de ferraillage à ELU sont récapitulés dans le tableau suivant :

| | (N (max) ; M (correspondant)) | | | (M (max) ; N(correspondant)) | | | (N (min) ; M (correspondant)) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **A2 ($cm^2$)** | **A1 ($cm^2$)** | **Section** | **A2 ($cm^2$)** | **A1 ($cm^2$)** | **Section** | **A2 ($cm^2$)** | **A1 ($cm^2$)** | **Section** |
| **SS2** | -38.38 | 0 | E-C | -56.54 | 0 | E-C | -89.94 | 0 | E-C |
| **SS1** | -43.14 | 0 | E-C | -66.07 | 0 | E-C | -87.69 | 0 | E-C |
| **RDC** | -39.89 | 0 | E-C | -46.91 | 0 | E-C | -72.21 | 0 | E-C |
| **1** | -44.15 | 0 | E-C | -63.51 | 0 | E-C | -73.6 | 0 | E-C |
| **2** | -37.1 | 0 | E-C | -54.15 | 0 | E-C | -63 | 0 | E-C |
| **3** | -42.77 | 0 | E-C | -57.73 | 0 | E-C | -63.6 | 0 | E-C |
| **4** | -36.32 | 0 | E-C | -48.89 | 0 | E-C | -53.82 | 0 | E-C |
| **5** | -35.84 | 0 | E-C | 0 | -18.35 | P-C | -54.33 | 0 | P-C |
| **6** | -30.07 | 0 | E-C | 0 | -15.18 | P-C | 0 | -0.95 | P-C |
| **7** | -34.01 | 0 | E-C | 0 | -12.03 | P-C | 0 | -0.06 | P-C |
| **8** | -29.21 | 0 | E-C | 0 | -8.37 | P-C | 0 | 0.43 | P-C |
| **9** | -32.75 | 0 | E-C | 0 | 8.4 | P-C | 0 | 1.29 | P-C |
| **Buanderie** | 0 | 1.88 | P-C | 0 | -5.75 | P-C | 0 | -0.026 | P-C |

**Tableau V-6** : Les résultats de ferraillage à (G+Q±E) sont récapitulés dans le tableau suivant :

| | (N (max) ; M (correspondant)) | | | (M (max) ; N(correspondant)) | | | (N (min) ; M (correspondant)) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **A2 (cm²)** | **A1 (cm²)** | **Section** | **A2 (cm²)** | **A1 (cm²)** | **Section** | **A2 (cm²)** | **A1 (cm²)** | **Section** |
| **SS2** | -82.16 | 0 | E-C | -95.4 | 0 | E-C | -117.48 | 0 | E-C |
| **SS1** | -92.32 | 0 | E-C | -97.37 | 0 | E-C | -116.14 | 0 | E-C |
| **RDC** | -75.67 | 0 | E-C | -80.86 | 0 | E-C | -99.24 | 0 | E-C |
| **1** | -64.03 | 0 | E-C | -92.96 | 0 | E-C | -100.26 | 0 | E-C |
| **2** | -60.91 | 0 | E-C | -79.23 | 0 | E-C | -85.64 | 0 | E-C |
| **3** | -70.99 | 0 | E-C | -81.83 | 0 | E-C | -86.09 | 0 | E-C |
| **4** | -59.92 | 0 | E-C | -69.05 | 0 | E-C | -72.62 | 0 | E-C |
| **5** | -59.59 | 0 | E-C | 0 | -11.67 | P-C | 0 | -1.25 | P-C |
| **6** | -49.57 | 0 | E-C | 0 | -9.64 | P-C | 0 | -1.83 | P-C |
| **7** | -52.44 | 0 | E-C | 0 | -7.60 | P-C | 0 | -0.053 | P-C |
| **8** | -43.69 | 0 | E-C | 0 | -5.32 | P-C | 0 | 0.29 | P-C |
| **9** | -46.27 | 0 | E-C | 0 | 4.63 | P-C | 0 | 0.82 | P-C |
| **Buanderie** | 0 | 1.11 | P-C | 0 | -3.66 | P-C | 0 | 0.7 | P-C |

**Tableau V-7** : Les résultats de ferraillage à (0,8G±E) sont récapitulés dans le tableau suivant :

| | (N (max) ; M(correspondant)) | | | (M (max) ; N(correspondant)) | | | (N (min) ; M(correspondant)) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **A2 (cm²)** | **A1 (cm²)** | **Section** | **A2 (cm²)** | **A1 (cm²)** | **Section** | **A2 (cm²)** | **A1 (cm²)** | **Section** |
| **SS2** | -96.15 | 0 | E-C | -112 | 0 | E-C | -102.83 | 0 | E-C |
| **SS1** | -98.56 | 0 | E-C | -113.77 | 0 | E-C | -119.27 | 0 | E-C |
| **RDC** | -85.01 | 0 | E-C | -91.64 | 0 | E-C | -100.7 | 0 | E-C |
| **1** | -87.84 | 0 | E-C | -92.4 | 0 | E-C | -101.38 | 0 | E-C |
| **2** | -74.46 | 0 | E-C | -82.45 | 0 | E-C | -86.57 | 0 | E-C |
| **3** | -77.27 | 0 | E-C | -84.24 | 0 | E-C | -86.93 | 0 | E-C |
| **4** | -65.12 | 0 | E-C | -70.96 | 0 | E-C | -73.27 | 0 | E-C |
| **5** | -64.93 | 0 | E-C | -72.62 | 0 | E-C | -73.58 | 0 | E-C |
| **6** | -53.89 | 0 | E-C | 0 | -5.83 | P-C | 0 | -0.54 | P-C |
| **7** | -55.83 | 0 | E-C | 0 | -0.45 | P-C | 0 | -0.092 | P-C |
| **8** | -46.05 | 0 | E-C | 0 | -3.5 | P-C | 0 | 0.19 | P-C |
| **9** | -47.79 | 0 | E-C | 0 | 3.03 | P-C | 0 | 0.57 | P-C |
| **Buanderie** | 0 | 0.62 | P-C | 0 | -2.46 | P-C | 0 | 0.0017 | P-C |

b) **Vérification des armatures longitudinales**

D'après le RPA99/version 2003 :

A (min) = 0,7% × S
A (max) = 4% × S ➔Zone courante.
A (max) = 6% × S ➔Zone de recouvrement.
Avec, (S) : La section du Béton.

Rapport-Gratuit.com

**Tableau V-8** : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003

| | | | **Z.C** | **Z.R** |
|---|---|---|---|---|
| **Types** | **Section ($cm^2$)** | **A min ($cm^2$)** | **A max ($cm^2$)** | **A max ($cm^2$)** |
| **Poteaux (70×70)** | 4900 | 34.30 | 196 | 294 |
| **Poteaux (65×65)** | 4225 | 29.575 | 169 | 253.50 |
| **Poteaux (60×60)** | 3600 | 25.20 | 144 | 216 |
| **Poteaux (55×55)** | 3025 | 21.175 | 121 | 181.50 |
| **Poteaux (50×50)** | 2500 | 17.5 | 100 | 150 |
| **Poteaux (45×45)** | 2025 | 14.175 | 81 | 121.50 |
| **Poteaux (40×40)** | 1600 | 11.2 | 64 | 96 |

c) **Choix des armatures longitudinales**

**Remarque** : Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a ferraillé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.

**Tableau V-9** : Ferraillages longitudinales adopté pour les poteaux.

| | | Armatures adopté | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Section ($cm^2$)** | **N × Ø** | **S ($cm^2$)** | **S sap ($cm^2$) ELU** | **S sap ($cm^2$) SISMIQUE** |
| **Sous sol 2** | **(70×70)** | 12T16+4T20 | 36.7 | 17.76 | 35.015 |
| **Sous sol 1** | **(70×70)** | 12T16+4T20 | 36.7 | 17.76 | 35.015 |
| **RDC** | **(65×65)** | 16T16 | 32,17 | 15 | 39.89 |
| **1** | **(65×65)** | 16T16 | 32,17 | 15 | 39.89 |
| **2** | **(60×60)** | 14T16 | 28.14 | 11.5 | 24.43 |
| **3** | **(60×60)** | 14T16 | 28.14 | 11.5 | 24.43 |
| **4** | **(55×55)** | 12T16 | 24.12 | 9.1 | 11.75 |
| **5** | **(55×55)** | 12T16 | 24.12 | 9.1 | 11.75 |
| **6** | **(50×50)** | 12T14 | 18.48 | 7.5 | 15.76 |
| **7** | **(50×50)** | 12T14 | 18.48 | 7.5 | 15.76 |
| **8** | **(45×45)** | 6T16+2T14 | 15.14 | 18.5 | 17.27 |
| **9** | **(45×45)** | 6T16+2T14 | 15.14 | 18.5 | 17.27 |
| **Buanderie** | **(40×40)** | 6T16 | 12.06 | 11.41 | 14.31 |

d) **Calcule des longueurs de recouvrement**

D'après le RPA99/version2003 :

L*r* ≥ (40Ø) ➔ Zone (I)

**Tableau V-10** : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.

| | **RPA99 /V2003** | **Lr (choix)** |
|---|---|---|
| **Ø max (mm)** | **(mm)Lr** | **(mm)Lr** |
| **14Ø** | 560 | 600 |
| **16Ø** | 640 | 650 |
| **20Ø** | 800 | 820 |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**V-1-5-2- Armatures transversales**

**D'après RPA99/version2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule $\frac{\mathrm{At}}{St} = \frac{\rho\, Vu}{h\, fe}$

Avec:

Vu: C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

Fe : 400 MPa

$\rho$a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$\rho$a = 2,50 ➔ Si $\lambda g \geq 5$

$\rho$a = 3,75 ➔ Si $\lambda g < 5$

**a) L'espacement des armatures transversales**

- Zone nodale : St≤ Min (10*Øl* ; 15cm) ➔Zone (I).
- Zone courante : St' ≤15*Øl*

Avec : (*Øl :* Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

➔On adopte les espacements suivant :

- ***Zone nodale :*** St≤ Min (10×1.4 ; 15cm)
  St≤14cm

On prend : St = 10 cm

- ***Zone courante :*** St'≤ 15*Øl*
  St'≤ 15×1.4
  St'≤21cm

On prend : St'=20cm

**b) Diamètres des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales est déterminé par la formule suivante :

$Øt \leq min\ (\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, Øl)$

**c) Vérification des armatures transversales selon RPA99/Version2003**

La quantité d'armatures transversales minimales ($\frac{At}{St \times b}$ ) est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5$ ➔ $(\frac{At}{St \times b}) = 0,3\ \%$

Si $\lambda g \leq 3$ ➔ $(\frac{At}{St \times b}) = 0,8\ \%$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$ ➔ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

On prend : F(xa) = Ya ➔F(5) = 0,3 % et F(xb) = Yb ➔F(3) = 0,8 %

$(X)=\frac{ya-yb}{xa-xb}\times(X)+\frac{(xa*yb)-(xb*ya)}{xa-xb}$

**Remarque :** Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10$\emptyset t$ (au minimum)

Le choix de l'espacement ainsi que la vérification du diamètre de ferraillage transversal, sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau V-11 :** Section calculée et adoptée des armatures transversales des poteaux.

| Niveaux | Vmax (MN) | (H=b) (cm) | λg | ρa | St (cm²) | St' (cm²) | Øl min (cm) | At Cal (cm²) | At (RPA) (cm²) | N×Ø | At (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SS2** | 0.0176 | 70 | 3.06 | 3.75 | 10 | 20 | 2.0 | 0.236 | 5.5 | 8Ø10 | 6.26 |
| **SS1** | 0.0513 | 70 | 3.91 | 3.75 | 10 | 20 | 2.0 | 0.687 | 4.01 | 8Ø8 | 4.02 |
| **RDC** | 0.0478 | 65 | 4.94 | 3.75 | 10 | 20 | 1.6 | 0.689 | 2.05 | 6Ø8 | 3.02 |
| **1** | 0.0482 | 65 | 3.47 | 3.75 | 10 | 20 | 1.6 | 0.695 | 4.44 | 8Ø10 | 6.26 |
| **2** | 0.0408 | 60 | 3.76 | 3.75 | 10 | 20 | 1.6 | 0.64 | 3.7 | 8Ø8 | 4.02 |
| **3** | 0.0491 | 60 | 3.76 | 3.75 | 10 | 20 | 1.6 | 0.77 | 3.7 | 8Ø9 | 4.02 |
| **4** | 0.0416 | 55 | 4.11 | 3.75 | 10 | 20 | 16 | 0.71 | 2.9 | 6Ø8 | 3.02 |
| **5** | 0.0495 | 55 | 4.11 | 3.75 | 10 | 20 | 16 | 0.84 | 2.9 | 6Ø8 | 3.02 |
| **6** | 0.0403 | 50 | 4.52 | 3.75 | 10 | 20 | 14 | 0.76 | 2.1 | 6Ø8 | 3.02 |
| **7** | 0.0501 | 50 | 4.52 | 3.75 | 10 | 20 | 14 | 0.94 | 2.1 | 6Ø8 | 3.02 |
| **8** | 0.0453 | 45 | 5.02 | 2.25 | 10 | 20 | 14 | 0.63 | 1.33 | 4Ø8 | 2.01 |
| **9** | 0.0718 | 45 | 5.02 | 2.25 | 10 | 20 | 14 | 1 | 1.33 | 4Ø8 | 2.01 |
| **buanderie** | 0.0302 | 40 | 5.65 | 2.25 | 10 | 20 | 16 | 0.47 | 0.55 | 4Ø8 | 2.01 |

### V-1-6- Vérification à l'état limite de service (ELS)

**D'après le (C.B.A.93)**

Notre structure est située à SBA, On considère que les fissurations sont peu nuisibles. Donc, on vérifie seulement la contrainte de béton.

$\sigma bc < \overline{\sigma bc}$ ➔$\overline{\sigma bc}$ = 0,6 × Fc28 = 15 MPa

**Tableau V-12**: Sollicitations maximales fondamentales à ELS.

| niveau | Nmax ➔ M cor | | M max ➔ N cor | | Nmin ➔ M cor | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | N(KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N(KN) | M(KN.m) |
| **SS2** | 2990.53 | 1.06 | -27.29 | 2127.708 | 420.505 | -7.8 |
| **SS1** | 2674.492 | 13.86 | -88.91 | 1867.62 | 280.464 | 16.92 |
| **RDC** | 2524.69 | -69.75 | -95.75 | 2255.84 | 506.541 | -4.45 |
| **1** | 2214.89 | -53.22 | -59.13 | 1205.83 | 354.71 | 13.39 |
| **2** | 1940.30 | -47.01 | -51.42 | 1048.77 | 287.21 | 10.44 |
| **3** | 1672.98 | -54.97 | -60.58 | 899.331 | 241.96 | 13 |
| **4** | 1407.18 | -46.69 | -51.5 | 759.41 | 177.2 | 11.075 |
| **5** | 1150.97 | 8.61 | -60.37 | 625.47 | 138.86 | 13.12 |
| **6** | 925.86 | 6.68 | -49.36 | 499.55 | 89.08 | 10.72 |
| **7** | 706 | 8.17 | -61.61 | 300.85 | 56.98 | 13.12 |
| **8** | 486.33 | 5.33 | -62.48 | 108.15 | 22.82 | 9.48 |
| **9** | 271.76 | 9.28 | -67.39 | 136.73 | 0.288 | 13.22 |
| **Buanderi** | 76.75 | 30.37 | -40.43 | 63.83 | −3.07 | 0.4 |

- **Exemple de calcul**

Le poteau le plus sollicité du sous-sol 1, Avec (N (max) ; M (correspondant))
(a = b = 70 cm) ; (n = 15) ; (A1 = A2 = 18,35 cm²) ; (d = 63 cm) .

Ns (max) = 2.67449 MN
Ms (correspondant) = 0,01386 MN.m
La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

**a) Calcul de l'excentricité**

$e=\frac{M}{N}=\frac{0,01386}{2.67449}=0.00518m<\frac{h}{6}=0.116m$

**b) Position de l'axe neutre**

$$e_1=\frac{-\left[\frac{bh^3}{12}+bhe^2+nA2\left(-e+\frac{h}{2}-d'\right)^2+nA1(-e+\frac{h}{2}-d)^2\right]}{-bhe+nA2\left(-e+\frac{h}{2}-d'\right)+nA1(-e+\frac{h}{2}-d)}$$

$e_1=X=8.62m$ → $e_1>\frac{h}{2}+e=0.355m$
→L'axe neutre est en dehors de la section, donc elle est entièrement comprimée.

**c) Calcul du moment statique**

S = (b × h) × (x – e) - (n × A2) × (x - e - d'+ h²) + (n × A1) × (x - e - d+h²)
S=4.205 $m^4$

### d) Calcul de la contrainte dans le béton

$$\sigma bc = \frac{Ns\left(x - e + \frac{h}{2}\right)}{S}$$

$\sigma bc$ =5.701 MPa < $\bar{\sigma}bc$ = 15 MPa …..**Condition vérifiée.**

### e) Calcul de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{A1} = \frac{n \times Ns\,(x - e - d + \frac{h}{2})}{S}$$

$\sigma_{A1}$ = 79.517 MPa < $\overline{\sigma st}$ = 201,63 MPa →**Condition vérifiée.**

$$\sigma_{A2} = \frac{n \times Ns\,(x - e - d' - \frac{h}{2})}{S}$$

$\sigma_{A2}$ =78.181 MPa < $\overline{\sigma st}$ = 201,63 MPa →**Condition vérifiée.**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V-13** : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (max) ; M (corresp)

| | **N (max) ; (M(correspondant ))** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Ns MN) (** | **Ms (MN.m)** | **Section** | **$\sigma_{bc}$ (MPa)** | **$\sigma_{A1}$ (MPa)** | **$\sigma_{A2}$ (MPa)** | |
| **Sous sol 2** | 2.99053 | 0.00106 | E-C | 6.12 | 87.38 | 86.01 | CV |
| **Sous sol 1** | 2.6744 | 0.01386 | E-C | 5.7 | 79.74 | 78.41 | CV |
| **RDC** | 2.52469 | -0.06975 | E-C | 4.45 | 73.97 | 71.81 | CV |
| **1** | 2.21489 | -0.05322 | E-C | 4.08 | 66.13 | 64.15 | CV |
| **2** | 1.9403 | -0.04701 | E-C | 4.08 | 66.42 | 63.86 | CV |
| **3** | 1.67298 | -0.05497 | E-C | 3.12 | 54.40 | 51.78 | CV |
| **4** | 1.40718 | -0.04669 | E-C | 2.97 | 52.44 | 49 | CV |
| **5** | 1.15097 | 0.00861 | E-C | 4.12 | 55.11 | 52.29 | CV |
| **6** | 0.92586 | 0.00668 | E-C | 4.03 | 53.01 | 49.2 | CV |
| **7** | 0.706 | 0.00817 | E-C | 3.22 | 41.51 | 37.72 | CV |
| **8** | 0.48633 | 0.00817 | E-C | 2.94 | 36.21 | 30.96 | CV |
| **9** | 0.27176 | 0.00928 | E-C | 1.95 | 22.55 | 17.34 | CV |
| **buanderie** | 0.07675 | 0.03037 | P-C | 2.74 | 18.43 | 163.32 | CV |

**Tableau V-14 :** Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation M (max) ;N (corresp)

| | **M (max) ; N (correspondent)** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Ns (MN)** | **Ms (MN.m)** | **Section** | **$\sigma_{bc}$ (MPa)** | **$\sigma_{A1}$ (MPa)** | **$\sigma_{A2}$ (MPa)** | |
| **Sous sol 2** | 2.127708 | -0.02729 | E-C | 3.86 | 58.71 | 57.25 | CV |
| **Sous sol 1** | 1.86762 | -0.08891 | E-C | 2.26 | 43.52 | 41.85 | CV |
| **RDC** | 2.25584 | -0.09575 | E-C | 3.25 | 60.91 | 58.72 | CV |
| **1** | 1.20583 | -0.05913 | E-C | 1.56 | 31.32 | 29.31 | CV |
| **2** | 1.04877 | -0.05142 | E-C | 1.48 | 30.73 | 28.14 | CV |
| **3** | 0.899331 | -0.06058 | E-C | 0.82 | 23.07 | 20.41 | CV |
| **4** | 0.75941 | -0.0515 | E-C | 1.32 | 21.43 | 17.94 | CV |
| **5** | 0.62547 | -0.06037 | P-C | 1.88 | 26.89 | 15.99 | CV |
| **6** | 0.49955 | -0.04936 | P-C | 1.74 | 24.83 | 15.16 | CV |
| **7** | 0.30085 | -0.06161 | P-C | 0.58 | 10.58 | 164.56 | CV |
| **8** | 0.10815 | -0.06248 | P-C | 4.3 | 40.71 | 149.42 | CV |
| **9** | 0.13673 | -0.06739 | P-C | 4.48 | 41.08 | 167.44 | CV |
| **buanderie** | 0.06383 | -0.04043 | P-C | 4.08 | 40 | 130.81 | CV |

**Tableau V-15 :** Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation N (min) ;M (corresp)

| | **N (min) ; M (correspondant)** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Ns (MN)** | **Ms (MN.m)** | **Section** | **$\sigma_{bc}$ (MPa)** | **$\sigma_{A1}$ (MPa)** | **$\sigma_{A2}$ (MPa)** | |
| **Sous sol 2** | 0.420505 | -7.8 | E-C | 0.69 | 10.47 | 8.76 | CV |
| **Sous sol 1** | 0.280464 | 16.92 | E-C | 0.7 | 10.11 | 8.78 | CV |
| **RDC** | 0.506541 | -4.45 | E-C | 1.02 | 15.35 | 13.28 | CV |
| **1** | 0.35471 | 13.39 | E-C | 0.93 | 13.67 | 11.95 | CV |
| **2** | 0.28721 | 10.44 | E-C | 0.89 | 13.07 | 10.81 | CV |
| **3** | 0.24196 | 13 | E-C | 0.82 | 11.96 | 9.76 | CV |
| **4** | 0.1772 | 11.075 | E-C | 0.77 | 11.11 | 8.19 | CV |
| **5** | 0.13886 | 13.12 | E-C | 0.44 | 6.22 | 3.56 | CV |
| **6** | 0.08908 | 10.72 | P-C | 0.31 | 4.39 | 2.71 | CV |
| **7** | 0.05698 | 13.12 | P-C | 0.3 | 0.31 | 32.99 | CV |
| **8** | 0.02282 | 9.48 | P-C | 0.6 | 5.24 | 24.69 | CV |
| **9** | 0.000288 | 13.22 | P-C | 1.05 | 11.30 | 24.86 | CV |
| **buanderie** | −0.00307 | 0.4 | P-C | 0.01 | 0.21 | 0.14 | CV |

**Conclusion :** Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

### V-1-7- Vérification au flambement

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime (Nu) est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement,

On doit vérifier la condition suivante : $Nd \leq N(Ultime) = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} + \frac{A \times fe}{\gamma s}\right]$

Avec : Nu : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

Nd : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

As : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ➔ $Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

$\alpha$ : Est un coefficient fonction de l'élancement mécanique $\lambda g$.

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

$\alpha = 0{,}60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ ➔Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $(\alpha == \left(\frac{\alpha}{1.10}\right)$

λg : L'élancement géométrique du poteau. ➔$\lambda g = \frac{lf}{i\ min}$

*i(min)* : Rayon de giration ➔$i(min) = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2\times\sqrt{3}}$ (Pour une section carrée).

*lf* : La longueur de flambement du poteau. ➔$lf = 0{,}7 \times l0$ (Déjà calculé).

$l_0$ : La hauteur libre du poteau . (Déjà calculé).

(a) : La dimension du poteau.

($f_{c28}$ = 25 MPa) ; (*f*e = 400 MPa) ; ($\gamma b$ = 1,5) ; ($\gamma s$ = 1,15).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V-16 :** Vérification du flambement pour les poteaux..

| Niveau | b =a (m) | Br (m²) | *L0 (m)* | *If* (m) | i min (m) | λg | $\frac{\alpha}{1.10}$ | As (cm²) | Nu (MN) | Nd (MN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Sous sol 2** | 0.7 | 0.4761 | 3.06 | 2.142 | 0.20207 | 10.60 | 0.76 | 36.7 | 7.670 | 4.2 | **CV** |
| **Sous sol 1** | 0.7 | 0.4761 | 3.91 | 2.737 | 0.20207 | 13.544 | 0.75 | 36.7 | 7.670 | 3.7 | **CV** |
| **RDC** | 0.65 | 0.4096 | 4.59 | 2.213 | 0.1876 | 17.126 | 0.74 | 32,17 | 5.879 | 3.3 | **CV** |
| **1** | 0.65 | 0.4096 | 3.23 | 2.261 | 0.1876 | 12.052 | 0.755 | 32,17 | 5.998 | 2.9 | **CV** |
| **2** | 0.60 | 0.3481 | 3.23 | 2.261 | 0.1732 | 13.054 | 0.751 | 28.14 | 5.576 | 2.54 | **CV** |
| **3** | 0.60 | 0.3481 | 3.23 | 2.261 | 0.1732 | 13.054 | 0.751 | 28.14 | 5.576 | 2.22 | **CV** |
| **4** | 0.55 | 0.2916 | 3.23 | 2.261 | 0.1587 | 14.247 | 0.75 | 24.12 | 4.679 | 1.9 | **CV** |
| **5** | 0.55 | 0.2916 | 3.23 | 2.261 | 0.1587 | 14.247 | 0.75 | 24.12 | 4.679 | 1.59 | **CV** |
| **6** | 0.50 | 0.2401 | 3.23 | 2.261 | 0.1443 | 13.356 | 0.751 | 18.48 | 3.821 | 1.28 | **CV** |
| **7** | 0.50 | 0.2401 | 3.23 | 2.261 | 0.1443 | 13.356 | 0.751 | 18.48 | 3.821 | 0.97 | **CV** |
| **8** | 0.45 | 0.1936 | 3.23 | 2.261 | 0.1299 | 17.059 | 0.74 | 15.14 | 3.042 | 0.67 | **CV** |
| **9** | 0.45 | 0.1936 | 3.23 | 2.261 | 0.1299 | 17.059 | 0.74 | 15.14 | 3.042 | 0.38 | **CV** |
| **buanderie** | 0.40 | 0.1521 | 3.23 | 2.261 | 0.1154 | 19.202 | 0.73 | 12.06 | 2.64 | 0.098 | **CV** |

**Conclusion :** Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

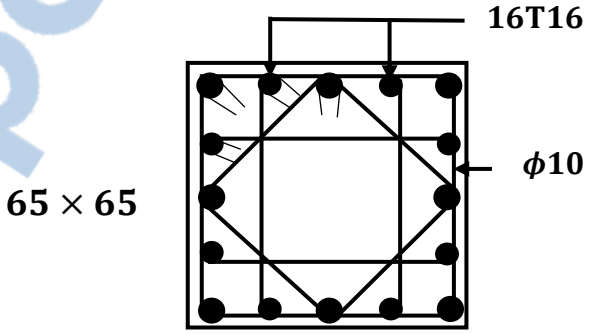



**Figure V-2 :** Ferraillage des poteaux (Etage 1).

Rapport-Gratuit.com

## V-2- Etude des poutres

### V-2-1- Introduction

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

❖**Poutres principales**

Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.
Nous avons dans notre structure deux types des poutres principales :
➔Poutre principale ➔ (35 × 50) cm²

❖**Poutres secondaires**

Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.
Nous avons un seul type de poutre secondaire :
➔Poutre secondaire ➔ (30 × 35) cm²
Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.
L'étude des poutres 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).(B.A.E.L91).**

### V-2-2- Combinaisons des charges

**V-2-2-1- Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU ➔1.35 G + 1.5 Q
- ELS ➔G + Q

**V-2-2-2- Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

### V-2-3- Moments fléchissant

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V-17 :** Sollicitations maximales dans les Poutres principales.

| | ELU | | ELS | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** |
| **sous-sol** | 0.12675 | 0.05851 | 0.08952 | 0.04121 | 0.08952 | 0.04121 |
| **RDC** | 0.24114 | 0.11455 | 0.1717 | 0.08136 | 0.1717 | 0.08136 |
| **1** | 0.19669 | 0.08382 | 0.14163 | 0.06081 | 0.14263 | 0.06081 |
| **2** | 0.19768 | 0.08426 | 0.14339 | 0.06112 | 0.14339 | 0.06112 |
| **3** | 0.19903 | 0.08464 | 0.14435 | 0.0614 | 0.14435 | 0.0614 |
| **4** | 0.19981 | 0.08511 | 0.14491 | 0.06174 | 0.14491 | 0.06328 |
| **5** | 0.20066 | 0.088 | 0.14552 | 0.06214 | 0.14552 | 0.088 |
| **6** | 0.20056 | 0.08637 | 0.14544 | 0.06265 | 0.14544 | 0.0647 |
| **7** | 0.20052 | 0.08712 | 0.14541 | 0.0632 | 0.14541 | 0.0653 |
| **8** | 0.19781 | 0.08868 | 0.14344 | 0.06433 | 0.14344 | 0.066 |
| **9** | 0.20336 | 0.08723 | 0.14743 | 0.06329 | 0.14743 | 0.06563 |
| **T accessible** | 0.15332 | 0.0961 | 0.1111 | 0.06952 | 0.10291 | 0.06884 |
| **T inaccessible** | 0.05818 | 0.0544 | 0.0423 | 0.03971 | 0.0423 | 0.0405 |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Tableau V-18 :** Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.

| | ELU | | ELS | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** |
| **sous-sol** | 0.03868 | 0.0193 | 0.02865 | 0.01428 | 0.02864 | 0.01428 |
| **RDC** | 0.03844 | 0.01942 | 0.0285 | 0.01438 | 0.02847 | 0.01438 |
| **1** | 0.04613 | 0.01932 | 0.03405 | 0.01431 | 0.03405 | 0.01431 |
| **2** | 0.03868 | 0.01421 | 0.0285 | 0.01052 | 0.0285 | 0.01052 |
| **3** | 0.0422 | 0.01420 | 0.03102 | 0.01052 | 0.03106 | 0.01052 |
| **4** | 0.04507 | 0.01419 | 0.03315 | 0.01051 | 0.03315 | 0.01051 |
| **5** | 0.04801 | 0.01421 | 0.03529 | 0.01053 | 0.03529 | 0.01053 |
| **6** | 0.05053 | 0.01417 | 0.03712 | 0.0105 | 0.03712 | 0.0124 |
| **7** | 0.05258 | 0.01423 | 0.03861 | 0.01054 | 0.03861 | 0.0128 |
| **8** | 0.05456 | 0.01413 | 0.04007 | 0.0105 | 0.04007 | 0.01301 |
| **9** | 0.05517 | 0.01804 | 0.0405 | 0.01326 | 0.0405 | 0.0133 |
| **T accessible** | 0.04025 | 0.01707 | 0.02932 | 0.01231 | 0.02932 | 0.01231 |
| **T inaccessible** | 0.02809 | 0.01318 | 0.02043 | 0.0096 | 0.02754 | 0.0097 |

### V-2-4- Ferraillage des poutres

D'après les règles de RPA99/version2003 :

#### V-2-4-1- Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : A (min) = (0,5% × Section du béton)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

A (max) = (4% × Section du béton) (Zone courante).
A (max) = (6% × Section du béton) (Zone de recouvrement)..

- La longueur minimale de recouvrement est de :

Lr (min) = 40 × Ø ( Zone (I) )
Avec : (Ø) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

#### A) Calcul de ferraillage

On calcule les armatures nécessaires dans les poutres à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion simple.

**Exemple de calcul** : On va prendre comme exemple de calcul une poutre principale situé au plancher du RDC.

| | ELU | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** | **M appui (MN.m)** | **M travée (MN.m)** |
| **RDC** | 0.19669 | 0.08382 | 0.14263 | 0.06081 |

Avec : (b = 0,35 m) ; (h = 0,50 m) ; ($fc28$= 25 MPa) ; ($fe$ = 400 MPa) ;

$fbc=\frac{0,85 \times fc28}{\gamma b}$ ; $\sigma st=\frac{fe}{\gamma s}$ ; d = 0,9 × h = 0,45 m

**En appui**

- **ELU**

($\gamma$s = 1,15) ; ($\gamma$b = 1,5) ; ($fbc$=14.17 MPa) ; ($\sigma st$=348 MPa)
($\mu_R$= 0,392 ➔Cas général)

$\mu_u=\frac{Mu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.19669}{0.35\times 0.45^2\times 14.17}$=0.195 < $\mu_R$= 0,392 ➔ (Asc = 0)

$\alpha$ = 1,25 × (1-$\sqrt{1-2\mu u}$)=0.273

Z = d × (1 - (0,4× $\alpha$))=0.4008m

Ast =$\frac{Mu}{Z\times\sigma st}=\frac{0.19669}{0.4008\times 348}$=**14.10 cm²**

- **ACCIDENTEL**

($\gamma$s = 1,00) ; ($\gamma$b = 1,15) ; ($fbc$=18.48 MPa) ; ($\sigma st$=400 MPa)

($\mu_R$= 0,379 ➔Cas accidentel)
$\mu_a=\frac{Mu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.14263}{0.35\times 0.45^2\times 18.48}$=0.1088 < $\mu_R$= 0,379 ➔ (Asc = 0)

$\alpha$ = 1,25 × (1-$\sqrt{1-2\mu a}$)=0.143

Z = d × (1 - (0,4× $\alpha$))=0.424m

Ast =$\frac{Mu}{Z\times\sigma st}=\frac{0.14263}{0.424\times 400}$=**8.40 cm²**

**-En travée**

- **ELU**

($\gamma$s = 1,15) ; ($\gamma$b = 1,5) ; ($fbc$=14.17 MPa) ; ($\sigma st$=348 MPa)
($\mu_R$= 0,392 ➔Cas général)

$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0.08382}{0.35 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.083 < \mu_R = 0{,}392$ ➔ (Asc = 0)

$\alpha = 1{,}25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 0.108$

$Z = d \times (1 - (0{,}4 \times \alpha)) = 0.430\text{m}$

$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma st} = \frac{0.08382}{0.430 \times 348} =$ **5.60 cm²**

- **ACCIDENTEL**

($\gamma$s = 1,00) ; ($\gamma$b = 1,15) ; ($fbc$=18.48 MPa) ; ($\sigma st$=400 MPa)

($\mu_R$= 0,379 ➔Cas accidentel)

$\mu_a = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0.06081}{0.35 \times 0.45^2 \times 18.48} = 0.046 < \mu_R = 0{,}379$ ➔ (Asc = 0)

$\alpha = 1{,}25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu a}) = 0.058$

$Z = d \times (1 - (0{,}4 \times \alpha)) = 0.439\text{m}$

$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma st} = \frac{0.06081}{0.439 \times 400} =$ **3.46 cm²**

Les résultats de ferraillage (Ferraillage sur Sap et manuellement) sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **D'après le Sap:**

**Tableau V-19**: Ferraillages calculés pour la Poutre Principale « Sap »

| Poutre principal | | ELU | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Position** | **Ast (cm²)** | **Asc (cm²)** | **Ast (²cm)** | **Asc (cm²)** |
| **sous-sol** | **Appui** | 8.2 | 0 | 4.88 | 0 |
| | **Travée** | 6.05 | 0 | 2.49 | 0 |
| **RDC** | **Appui** | 16.81 | 0 | 9.69 | 0 |
| | **Travée** | 14.82 | 0 | 8.85 | 0 |
| **1** | **Appui** | 13.36 | 0 | 7.98 | 0 |
| | **Travée** | 6.9 | 0 | 3.4 | 0 |
| **2** | **Appui** | 13.37 | 0 | 8 | 0 |
| | **Travée** | 6.91 | 0 | 3.42 | 0 |
| **3** | **Appui** | 13.48 | 0 | 8.05 | 0 |
| | **Travée** | 6.97 | 0 | 3.48 | 0 |
| **4** | **Appui** | 13.6 | 0 | 8.11 | 0 |
| | **Travée** | 7.02 | 0 | 3.5 | 0 |
| **5** | **Appui** | 13.74 | 0 | 8.2 | 0 |
| | **Travée** | 7.09 | 0 | 3.6 | 0 |
| **6** | **Appui** | 13.81 | 0 | 8.24 | 0 |
| | **Travée** | 7.16 | 0 | 3.6 | 0 |
| **7** | **Appui** | 13.93 | 0 | 8.3 | 0 |
| | **Travée** | 7.25 | 0 | 3.66 | 0 |
| **8** | **Appui** | 13.71 | 0 | 8.18 | 0 |
| | **Travée** | 7.35 | 0 | 3.74 | 0 |
| **9** | **Appui** | 14.37 | 0 | 8.55 | 0 |
| | **Travée** | 7.37 | 0 | 3.75 | 0 |
| **T accessible** | **Appui** | 11 | 0 | 6.63 | 0 |
| | **Travée** | 7.46 | 0 | 3.94 | 0 |
| **T inaccessible** | **Appui** | 5.6 | 0 | 3.47 | 0 |
| | **Travée** | 3.63 | 0 | 2.49 | 0 |

**Tableau V-20** : Ferraillages calculés pour la Poutre secondaire « Sap »

| Poutre Secondaire | | ELU | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Position** | **Ast (cm²)** | **Asc (cm²)** | **Ast (²cm)** | **Asc (cm²)** |
| **sous-sol** | **Appui** | 3.64 | 0 | 2.3 | 0 |
| | **Travée** | 1.78 | 0 | 1.46 | 0 |
| **RDC** | **Appui** | 3.79 | 0 | 2.38 | 0 |
| | **Travée** | 3.4 | 0 | 2.48 | 0 |
| **1** | **Appui** | 4.48 | 0 | 2.78 | 0 |
| | **Travée** | 3.56 | 0 | 2.19 | 0 |
| **2** | **Appui** | 4.49 | 0 | 2.75 | 0 |
| | **Travée** | 4.19 | 0 | 2.57 | 0 |
| **3** | **Appui** | 5.48 | 0 | 3.33 | 0 |
| | **Travée** | 5.11 | 0 | 3.11 | 0 |
| **4** | **Appui** | 6.15 | 0 | 3.72 | 0 |
| | **Travée** | 5.76 | 0 | 3.49 | 0 |
| **5** | **Appui** | 7.12 | 0 | 4.28 | 0 |
| | **Travée** | 6.63 | 0 | 4 | 0 |
| **6** | **Appui** | 7.73 | 0 | 4.62 | 0 |
| | **Travée** | 7.21 | 0 | 4.32 | 0 |
| **7** | **Appui** | 8.64 | 0 | 5.13 | 0 |
| | **Travée** | 7.94 | 0 | 4.73 | 0 |
| **8** | **Appui** | 8.98 | 0 | 5.32 | 0 |
| | **Travée** | 8.24 | 0 | 4.9 | 0 |
| **9** | **Appui** | 9.81 | 0 | 5.77 | 0 |
| | **Travée** | 8.86 | 0 | 5.24 | 0 |
| **T accessible** | **Appui** | 9.06 | 0 | 5.36 | 0 |
| | **Travée** | 7.61 | 0 | 4.55 | 0 |
| **T inaccessible** | **Appui** | 3.84 | 0 | 2.38 | 0 |
| | **Travée** | 2 | 0 | 1.46 | 0 |

**Manuellement :**

**Tableau V-21** : Ferraillages calculés pour la Poutre Principale « manuel ».

| Poutre Principale | | ELU | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Position** | **Ast ($cm^2$)** | **Asc ($cm^2$)** | **Ast (cm) ²** | **Asc ($cm^2$)** |
| **sous-sol** | **Appui** | 8.686 | 0 | 5.156 | 0 |
| | **Travée** | 3.854 | 0 | 2.327 | 0 |
| **RDC** | **Appui** | 17.905 | 0 | 10.263 | 0 |
| | **Travée** | 7.792 | 0 | 4.67 | 0 |
| **1** | **Appui** | 14.12 | 0 | 8.41 | 0 |
| | **Travée** | 5.6 | 0 | 3.461 | 0 |
| **2** | **Appui** | 14.200 | 0 | 8.458 | 0 |
| | **Travée** | 5.63 | 0 | 3.479 | 0 |
| **3** | **Appui** | 14.312 | 0 | 8.581 | 0 |
| | **Travée** | 5.657 | 0 | 3.495 | 0 |
| **4** | **Appui** | 14.377 | 0 | 8.365 | 0 |
| | **Travée** | 5.69 | 0 | 3.605 | 0 |
| **5** | **Appui** | 14.447 | 0 | 8.592 | 0 |
| | **Travée** | 5.893 | 0 | 5.065 | 0 |
| **6** | **Appui** | 14.438 | 0 | 8.587 | 0 |
| | **Travée** | 5.778 | 0 | 3.688 | 0 |
| **7** | **Appui** | 14.435 | 0 | 8.585 | 0 |
| | **Travée** | 5.831 | 0 | 3.72 | 0 |
| **8** | **Appui** | 14.212 | 0 | 8.461 | 0 |
| | **Travée** | 5.941 | 0 | 3.764 | 0 |
| **9** | **Appui** | 14.67 | 0 | 8.712 | 0 |
| | **Travée** | 5.839 | 0 | 3.742 | 0 |
| **T accessible** | **Appui** | 10.685 | 0 | 5.961 | 0 |
| | **Travée** | 6.466 | 0 | 3.931 | 0 |
| **T inaccessible** | **Appui** | 3.831 | 0 | 2.389 | 0 |
| | **Travée** | 3.575 | 0 | 2.286 | 0 |

**Tableau V-22** : Ferraillages calculés pour la Poutre secondaire« manuel ».

| Poutre Secondaire | | ELU | | ACCIDENTEL | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Position** | **Ast (cm²)** | **Asc (cm²)** | **(²cm)Ast** | **Asc (cm²)** |
| **sous-sol** | **Appui** | 3.709 | 0 | 2.335 | 0 |
| | **Travée** | 1.804 | 0 | 1.148 | 0 |
| **RDC** | **Appui** | 3.685 | 0 | 2.321 | 0 |
| | **Travée** | 1.815 | 0 | 1.157 | 0 |
| **1** | **Appui** | 4.47 | 0 | 2.792 | 0 |
| | **Travée** | 1.806 | 0 | 1.151 | 0 |
| **2** | **Appui** | 3.709 | 0 | 2.324 | 0 |
| | **Travée** | 1.32 | 0 | 0.843 | 0 |
| **3** | **Appui** | 4.066 | 0 | 2.539 | 0 |
| | **Travée** | 1.319 | 0 | 0.843 | 0 |
| **4** | **Appui** | 4.361 | 0 | 2.715 | 0 |
| | **Travée** | 1.318 | 0 | 0.842 | 0 |
| **5** | **Appui** | 4.665 | 0 | 2.897 | 0 |
| | **Travée** | 1.32 | 0 | 0.844 | 0 |
| **6** | **Appui** | 4.927 | 0 | 3.053 | 0 |
| | **Travée** | 1.316 | 0 | 0.995 | 0 |
| **7** | **Appui** | 5.143 | 0 | 3.18 | 0 |
| | **Travée** | 1.321 | 0 | 1.028 | 0 |
| **8** | **Appui** | 5.352 | 0 | 3.305 | 0 |
| | **Travée** | 1.312 | 0 | 1.045 | 0 |
| **9** | **Appui** | 5.416 | 0 | 3.342 | 0 |
| | **Travée** | 1.683 | 0 | 1.069 | 0 |
| **T accessible** | **Appui** | 3.868 | 0 | 2.393 | 0 |
| | **Travée** | 1.591 | 0 | 0.988 | 0 |
| **T inaccessible** | **Appui** | 2.655 | 0 | 2.243 | 0 |
| | **Travée** | 1.222 | 0 | 0.777 | 0 |

### B) Vérification des armatures longitudinales :

**Selon le RPA99/version 2003 :**

A (min) = 0,5% × S

A (max) = 4% × S ( Zone courante).

A (max) = 6% × S (Zone de recouvrement).

Avec, (S) : La section du Béton.

| | | | Z.C | Z.R |
|---|---|---|---|---|
| **Types** | **Section (cm²)** | **A (min) (cm²)** | **A (max) (cm²)** | **A (max) (cm²)** |
| **Poutre principal** | (35×50)=1750 | 8.75 | 70 | 105 |
| **Poutre secondaire** | (30×35)=1050 | 5.25 | 42 | 63 |

❖ **Selon le (C.B.A.93).(B.A.E.L91) :**

➔**Condition de non-fragilité :**

Ast ≥ 0,23 × b × d × $\frac{ft28}{fe}$ Avec : ($ft28$ = 2,1 MPa) et (Fe = 400 MPa).

| **Types** | **b (cm)** | **d (cm)** | **A (min) (cm²)** |
|---|---|---|---|
| **Poutre principal** | 35 | 45 | 1.90 |
| **Poutre secondaire** | 30 | 31.5 | 1.141 |

### C) Choix des armatures

**Remarque** :

- Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.
- On a augmenté la section des armatures en appuis et parfois en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS).

Rapport-Gratuit.com

**Tableau V-23** : Ferraillages adopté pour les poutres principales et secondaires.

| | | Poutre principale | | Poutre secondaire | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Ast(Choisi)** | **Ast(appui)** | **Ast (travée)** | **Ast(appui)** | **Ast (travée)** |
| **sous-sol** | **N × Ø** | 6T14 | 6T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 9.24 | 6.79 | 6.79 | 6.79 |
| **RDC** | **N × Ø** | 9T16 | 8T16 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 18.10 | 16.08 | 6.79 | 6.79 |
| **1** | **N × Ø** | 8T16 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 16.08 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **2** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **3** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **4** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **5** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **6** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **7** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **8** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **9** | **N × Ø** | 10T14 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 15.39 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **T accessible** | **N × Ø** | 6T16 | 3T14+3T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 12.06 | 8.01 | 6.79 | 6.79 |
| **T inaccessible** | **N × Ø** | 6T12 | 6T12 | 6T12 | 6T12 |
| | **S (cm²)** | 6.79 | 6.79 | 6.79 | 6.79 |

### D) Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement

- **La longueur d'ancrage** : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq l2 + \frac{\emptyset}{2} + r$

Avec : $r$ : Rayon de courbure ➔ $r = 5{,}5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

$\emptyset$ : Diamètre d'armature.

$l_2 = ls - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$

($l_1$ ; $l_2$) : Longueurs rectilignes.

$ls$ : Longueur de scellement droit. ➔ $ls = \frac{fe \times \emptyset}{4 \times \tau s}$

$\tau_s$ : Contrainte d'adhérence ➔ $\tau_s = 0.6 \times (\psi)^2 \times ft28$

($\psi$) : Coefficient d'ancrage ➔ $\psi = 1{,}5$ pour les aciers (HA).

$L_D$ : Longueur développée de l'ancrage ➔ $L_D \geq l_2 + (r \times \theta) + l_1$

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 135°$) ; ($\theta = 2.36$ rad).

➔ ($\alpha = 2.57$) ; ( =3.92) ; ($l_1 = 6 \times \emptyset$) ; (Fe = 400 MPa) ; ($ft28$= 2,1 MPa)

**Tableau V-24** : la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier.

| Ø (mm) | *Ls (mm)* | *$L_1$(mm)* | *r (mm)* | *$L_2$ (mm)* | L calculé (mm) | Ld calculé (mm) | L (mm) choisis | Ld choisis (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Ø12** | 423.28 | 72 | 66 | -20.48 | 72 | 100.32 | 200 | 250 |
| **Ø14** | 493.827 | 84 | 77 | -23.90 | 84 | 117.04 | 200 | 250 |
| **Ø16** | 564.38 | 96 | 88 | -27.31 | 96 | 133.76 | 200 | 250 |
| **Ø20** | 705.46 | 120 | 110 | -34.14 | 120 | 167.20 | 200 | 250 |

- **La longueur de recouvrement**

➔**D'après le (C.B.A.93) :** $Lr \geq (Ls) + \emptyset$ ➔ ($\emptyset > 5$ mm)

➔**D'après les règles de RPA99/version2003** : $Lr \geq (40 \times \emptyset)$ ➔ Zone (I)

**Tableau V-26** : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.

| | (C.B.A.93) | RPA99 /V2003 | Lr (choix) |
|---|---|---|---|
| **Ø max (mm)** | **Lr (mm)** | **Lr (mm)** | **Lr (mm)** |
| **Ø12** | 435,28 | 480 | 500 |
| **Ø14** | 507,82 | 560 | 600 |
| **Ø16** | 580.38 | 640 | 700 |
| **Ø20** | 725.46 | 800 | 850 |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**V-2-4-2- Calcul des armatures transversales**

**A) Vérification au cisaillement** : D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\overline{\tau_u} > \tau_u$

$\tau u = \frac{Tu}{b \times d}$ ➔ ($Tu$ : L'effort tranchant à ELU)

$\overline{\tau_u}$ : La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.2Fc28}{\gamma b}; 5\text{MPa}\right)$ ➔Pour une fissuration non préjudiciable.

$\overline{\tau_u}$ = Min (3.33 MPa ; 5 MPa)

$\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa.

**Tableau V-25 :** les valeurs des contraintes tangentielles.

| | **Poutre principale** | | **Poutre secondaire** | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Tu (MN)** | **τu (MPa)** | **Tu (MN)** | **τu (MPa)** | **$\overline{\tau u}$ (MPa)** |
| **sous-sol** | 0.11683 | 0.953 | 0.048739 | 0.464 | 3.33 |
| **RDC** | 0.224015 | 1.280 | 0.04844 | 0.461 | 3.33 |
| **1** | 0.1717 | 0.981 | 0.051371 | 0.489 | 3.33 |
| **2** | 0.17216 | 0.983 | 0.03977 | 0.378 | 3.33 |
| **3** | 0.17272 | 0.986 | 0.041233 | 0.392 | 3.33 |
| **4** | 0.173123 | 0.989 | 0.04243 | 0.404 | 3.33 |
| **5** | 0.17358 | 0.991 | 0.04366 | 0.416 | 3.33 |
| **6** | 0.17377 | 0.992 | 0.0447 | 0.425 | 3.33 |
| **7** | 0.174 | 0.994 | 0.045573 | 0.434 | 3.33 |
| **8** | 0.17363 | 0.992 | 0.046366 | 0.441 | 3.33 |
| **9** | 0.17495 | 0.999 | 0.046663 | 0.444 | 3.33 |
| **T accessible** | 0.14898 | 0.851 | 0.026762 | 0.255 | 3.33 |
| **T inaccessible** | 0.08215 | 0.469 | 0.025751 | 0.245 | 3.33 |

**Conclusion :** La contrainte tangentielle satisfaite la condition: $\overline{\tau u} > \tau u$

**B) Choix des armatures transversales**

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

➔$\emptyset_T \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset l \text{ min}\right)$

**Poutre principale:** ➔$\emptyset T \leq \text{Min}\left(\frac{500}{35}; \frac{350}{10}; 12\right)$

➔$\emptyset T \leq \text{Min}\ (14.28 ; 35 ; 12)$

**Poutre secondaire** : ➔$\emptyset T \leq \text{Min}\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right)$

➔$\emptyset T \leq \text{Min}\ (10 ; 30 ; 12)$

On prend : ($\emptyset_T$ = 8 mm) ➔Même choix pour tous les types des poutres.
At = 4Ø8 = 2,01 cm² ➔ (Un cadre plus un étrier pour les poutres principales)
At = 2Ø8 = 1,01 cm² ➔ (Un cadre pour les poutres secondaires).

**C) Calcul des espacements des cadres**

- D'après le (C.B.A.93) : St = min [(1) ; (2)]

St (1) $\leq \frac{0,9 \times At \times fe}{b \times \gamma s \times (\tau u - 0,3 \times k \times ft')}$ ➔ **(1)**

St (2) ≤ min (0,9d ; 40cm ; $\frac{At \times fe}{0,4 \times b}$) ➔ **(2)**

- D'après les règles de RPA99/version2003 :

**Zone nodale** ➔St ≤ min( $\frac{h}{4}$; 12 $\emptyset l$ (min) ; 30 cm)

➔L (zone nodal) = (2 × h) + St0
$S_{t0}$ = 5 cm (Selon RPA99/V2003).

**Zone courante** ➔St′ ≤ (h/2)
Avec : (k = 1 Pour la flexion simple sans reprise de bétonnage) ; ($\tau u$: contrainte tangentielle).
$ft'$ = min ($f_{t28}$ ; 3,3MPa) = 2,1 MPa ; ($\gamma s$ = 1,15).

**Poutre principales**

At = 2.01 cm²
Fe = 400 MPa
h = 50 cm
b = 35 cm
$\tau_u$ = 1.280 MPa

**Poutre secondaires**

At = 1,01 cm²
Fe = 235 MPa
h = 35 cm
b = 30 cm
$\tau_u$ = 0.489 MPa

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Tableau V-27 :** Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.

| | | RPA99 /V2003 | | | (Adopté) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (C.B.A.93) | Zone Nodale | | Zone courante | Zone Nodale | | Zone courante |
| Types | St (min) (cm) | L(cm) | St (cm) | St (cm) | L(cm) | St (cm) | St (cm) |
| Poutres principales | 27.6 | 105 | 12.5 | 25 | 110 | 10 | 20 |
| Poutre secondaire | 19.77 | 75 | 8.75 | 17,5 | 80 | 10 | 15 |

➔D'après le RPA99/version 2003 : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
At (min) = 0.003 × St × b

**Poutre secondaire**

At (min) = 0.003 × 8 × 30 = 0.72 cm² < At (adopté) = 1.01 cm² ➔**C.V**

**Poutre principale**

At (min) = 0,003 × 10 × 35 = 1.05 cm² < At (adopté) = 2.01 cm² ➔**C.V**

**Tableau V-28** : Armatures transversales et espacements adoptés.

| | Armatures transversales | Zone Nodale | | Zone Courante |
|---|---|---|---|---|
| Types | At (cm²) | L (cm) | St (cm) | St (cm) |
| Poutres Principales | 2,01 = 4T8 | 110 | 10 | 20 |
| Poutres Secondaires | 1,01 = 2T8 | 80 | 10 | 15 |

### V-2-5- Vérification à l'état limite de service (ELS)

D'après le (C.B.A.93)

Puisque notre structure est loin de la mer 'SBA'. Donc, on vérifie seulement les contraintes dans le béton :

$\sigma bc < \bar{\sigma bc}$ ➔ $\bar{\sigma bc} = 0{,}6 \times f_c28$

- **Exemple de calcul** : On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé au plancher du RDC.

(Ms (appui) = 0,14163 MN.m) ; (b = 35cm) ; (h = 50cm) ; (d = 45cm) ; (d' = 5cm)

(n = 15 (coefficient d'équivalence)) ; (Fe=400MPa) ; (Asc = 0) ; (Ast = 8T16+2T14 = 19.16cm²)

- Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (Asc) \times (x- d') - (n) \times (Ast) \times (d - x) = 0$

$\frac{35}{2} \times (x)^2 - (15) \times (19.16) \times (45- x) = 0$

$17.5\ x^2 + 287.4\ x - 13230 = 0$

$\Delta = (287.4)^2 - 4 \times (17.5) \times (-13230) = 1008698.76$

$\sqrt{\Delta} = 1004.339$

$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-287.4+1004.339}{2\times17.5} = 20.48cm$ ➔ x = 20.48 cm = 0.2048 m

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (Asc) \times (x - d')^2 + (n) \times (Ast) \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{35}{3} \times (20.48)^3 + (15) \times (19.16) \times (45 - 20.48)^2$$

➔ **$I = 273009.5205\ cm^4 = 27.3009 \times 10^{-4}\ m^4$**

- Contrainte du béton :

$\sigma bc = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{0.14163\times0.2048}{27.3009 \times 10^{-4}} = 10.62$ MPa

- Contrainte admissible du béton :

$\bar{\sigma bc} = 0{,}6 \times f_c28 = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa

- Vérification de contrainte :

$\sigma bc = 10.62$ MPa $< \bar{\sigma bc} = 15$ MPa ➔ **Condition vérifiée**.

**Tableau V-29** : Contraintes dans le béton pour chaque type des poutres.

| | | Poutre Principale | Poutre Secondaire | |
|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Position** | σbc **(MPa)** | σbc **(MPa)** | $\overline{\sigma bc}$**(MPa)** |
| **sous-sol** | **Appui** | 8.37 | 5.951 | 15 |
| | **Travée** | 4.3 | 2.97 | 15 |
| **RDC** | **Appui** | 11.77 | 5.92 | 15 |
| | **Travée** | 6.34 | 2.99 | 15 |
| **1** | **Appui** | 10.48 | 7.072 | 15 |
| | **Travée** | 5.98 | 2.972 | 15 |
| **2** | **Appui** | 10.61 | 5.92 | 15 |
| | **Travée** | 6.01 | 2.185 | 15 |
| **3** | **Appui** | 10.68 | 6.443 | 15 |
| | **Travée** | 6.03 | 2.185 | 15 |
| **4** | **Appui** | 10.72 | 6.885 | 15 |
| | **Travée** | 6.07 | 2.183 | 15 |
| **5** | **Appui** | 10.76 | 7.33 | 15 |
| | **Travée** | 6.11 | 2.187 | 15 |
| **6** | **Appui** | 10.76 | 7.71 | 15 |
| | **Travée** | 6.16 | 2.181 | 15 |
| **7** | **Appui** | 10.76 | 7.263 | 15 |
| | **Travée** | 6.21 | 2.1891 | 15 |
| **8** | **Appui** | 10.61 | 7.537 | 15 |
| | **Travée** | 6.321 | 2.181 | 15 |
| **9** | **Appui** | 10.91 | 7.62 | 15 |
| | **Travée** | 6.22 | 2.754 | 15 |
| **T accessible** | **Appui** | 8.78 | 6.09 | 15 |
| | **Travée** | 6.5 | 2.557 | 15 |
| **T inaccessible** | **Appui** | 40.51 | 4.243 | 15 |
| | **Travée** | 4.141 | 1.994 | 15 |

**Conclusion :** Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

**Remarque :** la fissuration est non préjudiciable, donc la vérification des contraintes dans l'acier n'est pas nécessaire.

### V-2-6- Justification des poutres aux niveaux des appuis

D'après (C.B.A.93) :

#### V-2-6-1- Appui intermédiaire

Si |Mu| < 0,9 × d × Vu ➔On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$Vu + \frac{Mu}{0.9d}$

Si |Mu| > 0,9 × d × Vu ➔Il y a aucun risque de glissement.

Avec :
(Mu) : Moment fléchissant de calcul vis-à-vis l'état ultime.
(Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.
(0,9 × d) : Bras de levier.

**Tableau V-30** : Vérification des poutres aux niveaux des appuis intermédiaire.

| | **Poutre principale** | | **Poutre secondaire** | |
|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | $\|Mu\|$ **appui (MN.m)** | **0.9×d×Vu (MN.m)** | $\|Mu\|$ **appui (MN.m)** | **0.9×d×Vu (MN.m)** |
| **SS2** | 0.12675 | 0.0473 | 0.03868 | 0.0138 |
| **SS1** | 0.24114 | 0.00907 | 0.03844 | 0.0137 |
| **RDC** | 0.19669 | 0.0695 | 0.04613 | 0.01456 |
| **1** | 0.19768 | 0.0697 | 0.03868 | 0.0112 |
| **2** | 0.19903 | 0.0699 | 0.0422 | 0.01168 |
| **3** | 0.19981 | 0.0701 | 0.04507 | 0.0120 |
| **4** | 0.20066 | 0.0702 | 0.04801 | 0.0123 |
| **5** | 0.20056 | 0.0703 | 0.05053 | 0.0126 |
| **6** | 0.20052 | 0.07047 | 0.05258 | 0.0129 |
| **7** | 0.19781 | 0.0703 | 0.05456 | 0.0131 |
| **8** | 0.20336 | 0.0708 | 0.05517 | 0.0132 |
| **9** | 0.15332 | 0.0603 | 0.04025 | 0.00758 |
| **Buanderie** | 0.05818 | 0.0332 | 0.02809 | 0.0073 |

**Conclusion :** Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

### V-2-6-2- Appui de rive

Si $As_{(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma s}{fe}$ > Ast (appui de rive) ➔On doit prolonger au-delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et y ancrer une section d'armatures $As_{(Vu)}$ longitudinales inférieur suffisante pour équilibrer l'effort tranchant (Vu)

Si $As_{(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma s}{fe}$ < Ast (appui de rive) ➔La section des armatures (Ast (appui de rive)) est suffisante.

Avec :

(Vu) : Effort tranchant en appui vis-à-vis l'état ultime.

Ast (appui de rive) : Armatures choisis dans les appuis de rives.

As(Vu) : Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

(Fe = 400 MPa) ; ($\gamma$s = 1,15).

**Tableau V-31** : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

| | **Poutre principale** | | **Poutre secondaire** | |
|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **As(Vu)(cm²)** | **As.a(rive)(cm²)** | **As(Vu)(cm²)** | **As.a(rive)(cm²)** |
| **SS2** | 3.358 | 9.24 | 0.1827 | 6.79 |
| **SS1** | 6.440 | 18.10 | 0.1816 | 6.79 |
| **RDC** | 4.936 | 16.08 | 0.1926 | 6.79 |
| **1** | 4.949 | 15.39 | 0.149 | 6.79 |
| **2** | 4.965 | 15.39 | 0.1546 | 6.79 |
| **3** | 4.977 | 15.39 | 0.1591 | 6.79 |
| **4** | 4.990 | 15.39 | 0.1637 | 6.79 |
| **5** | 4.995 | 15.39 | 0.1676 | 6.79 |
| **6** | 5.002 | 15.39 | 0.1708 | 6.79 |
| **7** | 4.992 | 15.39 | 0.1738 | 6.79 |
| **8** | 5.029 | 15.39 | 0.1749 | 6.79 |
| **9** | 4.283 | 12.06 | 0.1003 | 6.79 |
| **Buanderie** | 2.361 | 6.79 | 0.0965 | 6.79 |

**Conclusion :** La quantité des armatures choisis et placée au niveau des appuis de rive est suffisante. Il n'est pas nécessaire de prolonger une autre section des armatures longitudinales.

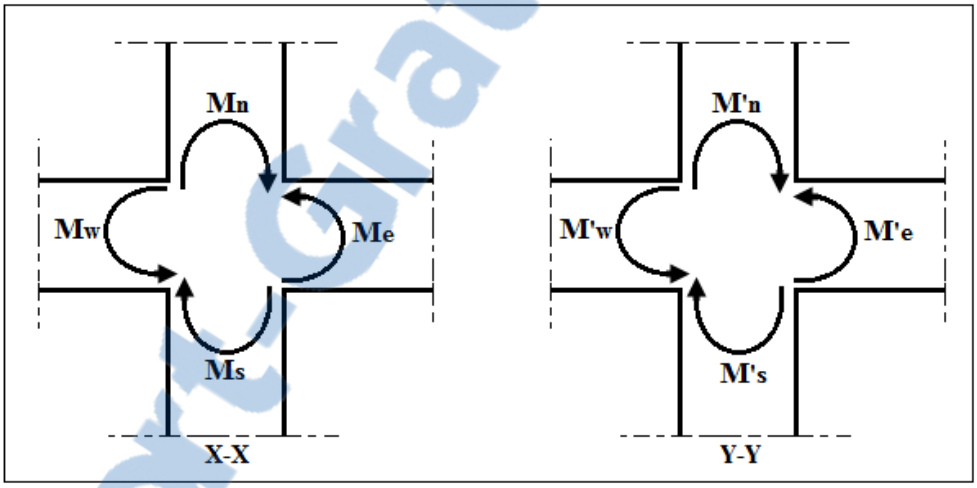
### V-2-7- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres)

D'après les règles de RPA99/version2003, Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistant ultime des extrémités des poteaux est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolue des moment résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25 :

$|Mn|+|Ms| \geq 1{,}25\times(|Mw|+|Me|)$ ➔Sens (X)

$|M'n|+|M's| \geq 1{,}25\times(|M'w|+|M'e|)$ ➔Sens (Y)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.




**Figue V-3 :** La zone nodale (Poteau-Poutre).

### V-2-7-1- Moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant d'une section de béton dépend essentiellement aux dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures longitudinale et la contrainte limite élastique des aciers.

On prend : MR (poteaux) = Σ (|Mn|+|Ms|)

(Ms ; Mn) = As × Z × $\sigma st$

Avec :

As: La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton ➔Z = 0,9 × h

$\sigma st$ : Contrainte limite des aciers ➔$\sigma st=\frac{400}{1.15}$ =348MPa

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V-32 :** Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.

| | Moment résistant (Ms) | | | Moment résistant (Mn) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **As ($m^2$)** | **d (m)** | **Ms(MN.m)** | **As($m^2$)** | **d (m)** | **Mn (MN.m)** | **$M_R$ (MN.m)** |
| SS2 | 0.00367 | 0.63 | 0.8046 | 0.00367 | 0.63 | 0.8046 | 1.6092 |
| SS1 | 0.00367 | 0.63 | 0.8046 | 0.00367 | 0.63 | 0.8046 | 1.6092 |
| RDC | 0.003217 | 0.585 | 0.6549 | 0.003217 | 0.585 | 0.6549 | 1.3098 |
| 1 | 0.003217 | 0.585 | 0.6549 | 0.003217 | 0.585 | 0.6549 | 1.3098 |
| 2 | 0.002814 | 0.54 | 0.5288 | 0.002814 | 0.54 | 0.5288 | 1.0576 |
| 3 | 0.002814 | 0.54 | 0.5288 | 0.002814 | 0.54 | 0.5288 | 1.0576 |
| 4 | 0.002412 | 0.495 | 0.4155 | 0.002412 | 0.495 | 0.4155 | 0.831 |
| 5 | 0.002412 | 0.495 | 0.4155 | 0.002412 | 0.495 | 0.4155 | 0.831 |
| 6 | 0.001848 | 0.45 | 0.2893 | 0.001848 | 0.45 | 0.2893 | 0.5786 |
| 7 | 0.001848 | 0.45 | 0.2893 | 0.001848 | 0.45 | 0.2893 | 0.5786 |
| 8 | 0.001514 | 0.405 | 0.2133 | 0.001514 | 0.405 | 0.2133 | 0.4266 |
| 9 | 0.001514 | 0.405 | 0.2133 | 0.001514 | 0.405 | 0.2133 | 0.4266 |
| Buanderie | 0.001206 | 0.36 | 0.1511 | 0.001206 | 0.36 | 0.1511 | 0.3022 |

### V-2-7-2- Moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, On prend le cas le plus défavorable entre les poutres ➔ (Poutre principales)

MR (poutre) = 1,25 × Σ (|Me|+|Mw|) et |Mw| = |Me|

**Tableau V-33 :** Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux.

| Niveaux | As ($m^2$) | d(m) | Me (MN.m) | Mw (MN.m) | $M_{R(poutre}$ MN.m | $M_{R(poteau)}$ (MN.m) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | 0.000924 | 0.45 | 0.1446 | 0.1446 | 0.3615 | 1.6092 | **C.V** |
| SS1 | 0.001810 | 0.45 | 0.2834 | 0.2834 | 0.7085 | 1.6092 | **C.V** |
| RDC | 0.001608 | 0.45 | 0.2518 | 0.2518 | 0.6295 | 1.3098 | **C.V** |
| 1 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 1.3098 | **C.V** |
| 2 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 1.0576 | **C.V** |
| 3 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 1.0576 | **C.V** |
| 4 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 0.831 | **C.V** |
| 5 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 0.831 | **C.V** |
| 6 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 0.5786 | **C.N.V** |
| 7 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 0.5786 | **C.N.V** |
| 8 | 0.001539 | 0.45 | 0.2410 | 0.2410 | 0.6025 | 0.4266 | **C.N.V** |
| 9 | 0.001206 | 0.45 | 0.188 | 0.188 | 0.47 | 0.4266 | **C.N.V** |
| Buanderie | 0.000679 | 0.45 | 0.1063 | 0.1063 | 0.265 | 0.3022 | **C.V** |

**Conclusion :** Les moments résistants dans les poteaux dans les derniers niveaux sont inférieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux directions.
Donc les formations des rotules plastiques se fera aux niveaux des poteaux et non pas dans les poutres dans les derniers niveaux.
Donc, on va augmenter la section d'acier ainsi que le coffrage des poteaux des derniers étages, les nouvelles sections sont représentées dans le tableau suivant :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

**Tableau V-34:** Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections.

| Niveaux | Section ($cm^2$) | N×Ø | As ($cm^2$) | Ms (MN.m) | $M_R$ POUTRE (MN.m) | $M_R$ POTEAU (MN.m) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | 70×70 | 12T16+4T20 | 36.7 | 0.8046 | 0.3615 | 1.6092 | **C.V** |
| SS1 | 70×70 | 12T16+4T20 | 36.7 | 0.8046 | 0.7085 | 1.6092 | **C.V** |
| RDC | 65×65 | 16T16 | 32,17 | 0.6549 | 0.6295 | 1.3098 | **C.V** |
| 1 | 65×65 | 16T16 | 32,17 | 0.6549 | 0.6025 | 1.3098 | **C.V** |
| 2 | 60×60 | 14T16 | 28.14 | 0.5288 | 0.6025 | 1.0576 | **C.V** |
| 3 | 60×60 | 14T16 | 28.14 | 0.5288 | 0.6025 | 1.0576 | **C.V** |
| 4 | 55×55 | 12T16 | 24.12 | 0.4155 | 0.6025 | 0.831 | **C.V** |
| 5 | 55×55 | 12T16 | 24.12 | 0.4155 | 0.6025 | 0.831 | **C.V** |
| 6 | 50×50 | 14T14 | 21.56 | 0.3376 | 0.6025 | 0.6752 | **C.V** |
| 7 | 50×50 | 14T14 | 21.56 | 0.3376 | 0.6025 | 0.6752 | **C.V** |
| 8 | 45×45 | 14T14 | 21.56 | 0.3038 | 0.6025 | 0.6076 | **C.V** |
| 9 | 45×45 | 14T14 | 21.56 | 0.3038 | 0.47 | 0.6076 | **C.V** |
| Buanderie | 40×40 | 6T16 | 12.06 | 0.1511 | 0.265 | 0.3022 | **C.V** |

**Remarque**

Les nouvelles sections d'aciers et les coffrages poteaux sont mentionnés dans le tableau précédemment **(Tableau V-36).**

### V-2-8- Vérification de la flèche

D'après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante : $fi \leq f$ admissible

Avec : f admissible $=\frac{L}{500}$ Si la portée (L) est au plus égale à 5 m.

f admissible = 0,5 cm $+\frac{L}{1000}$ Si la portée (L) est supérieur à 5 m.

fi : Flèche sous chargement instantané ➔ $fi = \frac{(Ms \times L2)}{(10 \times Ei \times Ifi)}$

fv : Flèche sous chargement de longue durée ➔ $fv = \frac{(Ms \times L2)}{(10 \times Ev \times Ifv)}$

Avec : $If_i = \frac{1,1 \times I0}{1+(\lambda i \times \mu)}$ et $If_v = \frac{1,1 \times I0}{1+(\lambda v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{(0,05 \times ft28)}{\varphi \times (2+(3 \times \frac{b0}{b}))}$ et $\lambda_v = \frac{(0,02 \times ft28)}{\varphi \times (2+(3 \times \frac{b0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + (n) \times (Ast) \times (d - x)^2$ ; $\varphi = \frac{Ast}{b \times d}$ ; $\mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft28)}{(4 \times \varphi \times \sigma st) + ft28}$

($fc_{28}$ = 25 MPa) ; ($f_t28$ = 2,1 MPa) ; ($fe$ = 400 MPa) ; (n =15)
($E_i$ 28 = 32164,2 MPa) et ($E_v$ 28 = 10818,9 MPa) et ($\sigma st$= 348 MPa)

**Tableau V-35 :** Vérification la condition de flèche.

| | **Poutre principale** | | | **Poutre secondaire** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **Fi (cm)** | **Fv (cm)** | $\bar{f}$ **(cm)** | **Fi (cm)** | **Fv (cm)** | $\bar{f}$ **(cm)** |
| **sous-sol** | 0.261 | 0.434 | 1.06 | 0.129 | 0.227 | 0.87 |
| **RDC** | 0.260 | 0.481 | 1.06 | 0.131 | 0.228 | 0.87 |
| **1** | 0.338 | 0.585 | 1.06 | 0.130 | 0.227 | 0.87 |
| **2** | 0.385 | 0 .588 | 1.06 | 0.0956 | 0.167 | 0.87 |
| **3** | 0.350 | 0.591 | 1.06 | 0.0956 | 0.167 | 0.87 |
| **4** | 0.352 | 0.594 | 1.06 | 0.0956 | 0.167 | 0.87 |
| **5** | 0.354 | 0.598 | 1.06 | 0.0956 | 0.167 | 0.87 |
| **6** | 0.357 | 0.603 | 1.06 | 0.0954 | 0.167 | 0.87 |
| **7** | 0.360 | 0.608 | 1.06 | 0.0958 | 0.168 | 0.87 |
| **8** | 0.367 | 0.619 | 1.06 | 0.0954 | 0.167 | 0.87 |
| **9** | 0.361 | 0.609 | 1.06 | 0.120 | 0.211 | 0.87 |
| **T accessible** | 0.396 | 0.669 | 1.06 | 0.112 | 0.196 | 0.87 |
| **T inaccessible** | 0.173 | 0.288 | 0.93 | 0.0873 | 0.152 | 0.87 |

### V-2-9- Règles concernant les arrêts des armatures

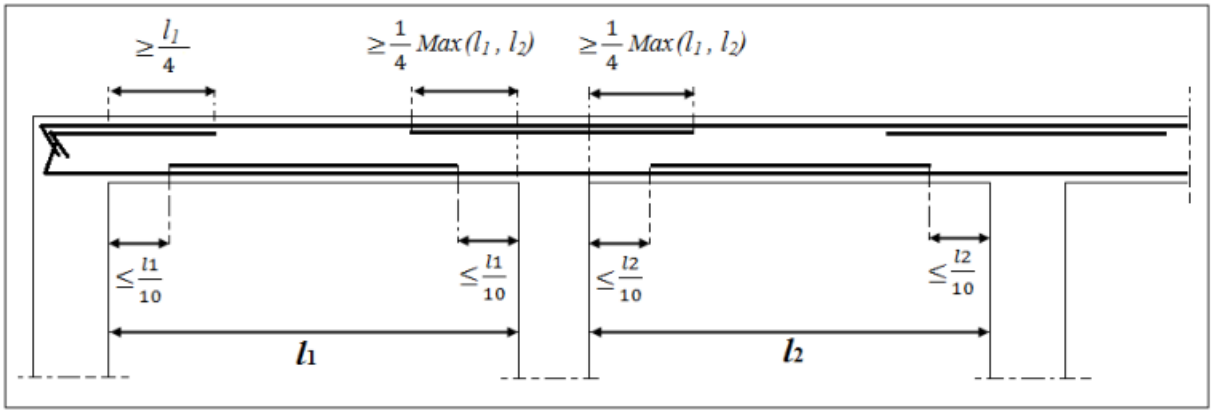



**Figure V-4 :** Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.

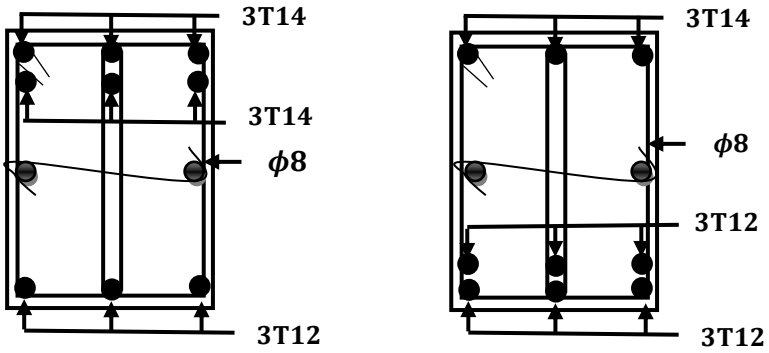



**Figure V-5** : Schéma de ferraillage de poutre principale sous-sol.

## V-3- Etude des voiles

### V-3-1- Introduction

Le RPA99/Version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone I.a (faible sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan, Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions.

Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données

par logicielle 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)**

### V-3-2- Combinaisons des charges

#### V-3-2-1- Selon (C.B.A.93)

Les combinaisons fondamentales.

- ELU ➔1.35 G + 1.5 Q
- ELS ➔G + Q

#### V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003

Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

### V-3-3- Recommandation du RPA99/Version 2003

D'après le RPA99/Version2003 :
Il y a trois types d'armature nécessaire pour qu'un voile puisse reprendre les efforts qui lui sont appliquées : (Armatures verticales ; Armatures horizontales ; Armatures transversales).

#### V-3-3-1- Armatures verticales (Principales)

D'après RPA99/Version2003 :
Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est : A (Min) = 0,2% × *lt* × e

Avec : (*lt*) : La longueur de la zone tendue.
(e) : L'épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement (St < e) ➔ (e : L'épaisseur du voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### V-3-3-2- Armatures horizontales (secondaires)

D'après RPA99/Version2003 :
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 de10 Øl.

### V-3-3-3- Armatures transversales

D'après RPA99/Version2003 :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

### V-3-3-4- Règles communes

D'après RPA99/Version2003 :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :
- ▪ A (Min) = 0,15 % (e × *l*) ➔Dans la section globale de voile.
- ▪ A (Min) = 0,10 % (e × *l*) ➔Dans la zone courante.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être : St < Min (1,5e ; 30 cm)
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile ➔$\emptyset l \leq \frac{e}{10}$
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- ▪ 40 Ø : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- ▪ 20 Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

## V-3-4- Disposition des voiles

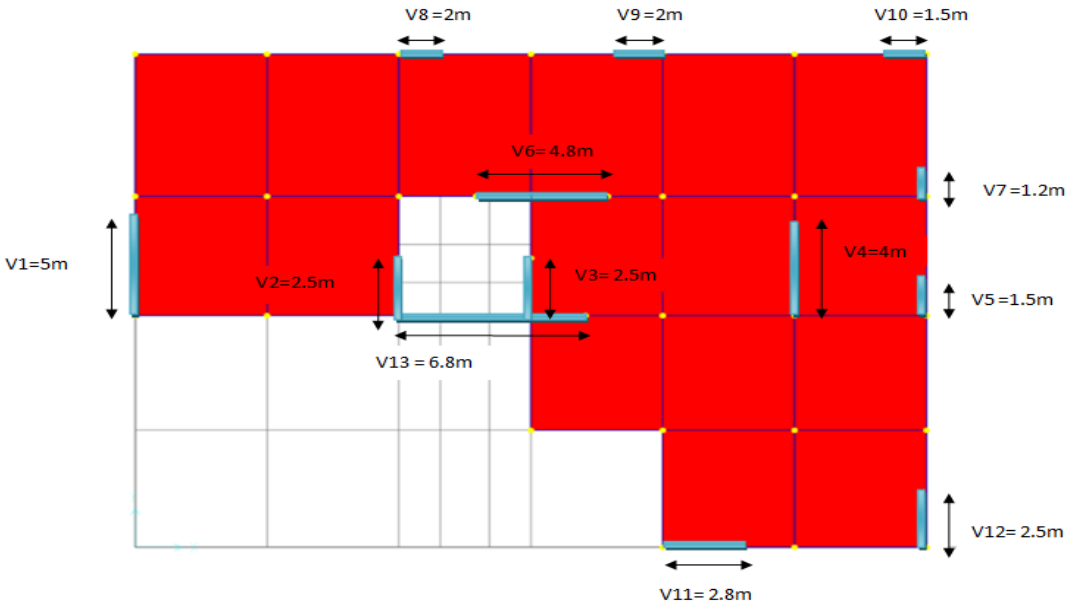



**Figure V-6 :** Disposition des voiles

## V-3-5- Calcul des armatures

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon les règlements (C.B.A.93) et (BAEL91) et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003).

### V-3-5-1- Armatures verticales

Le ferraillage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N (max) ; M (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max);N(correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))

N: Sera compté négatif dans le cas d'une compression.
N : Sera compté positif dans le cas d'une traction.

#### ❖ A) Méthode de calcul

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

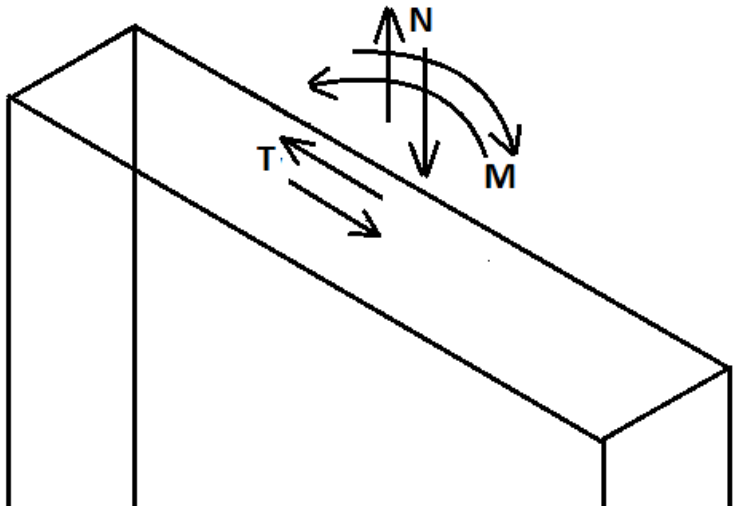


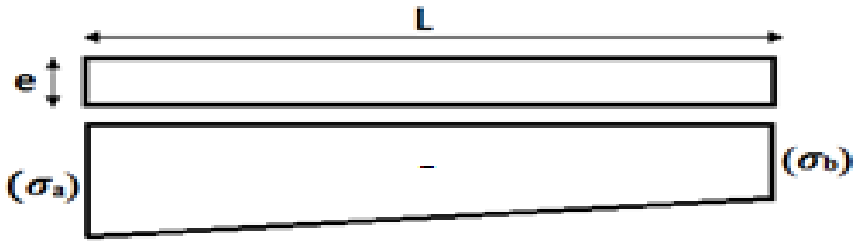

**Figure V-7:** Voile soumis à la flexion composée.

$\sigma a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$ et $\sigma b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$

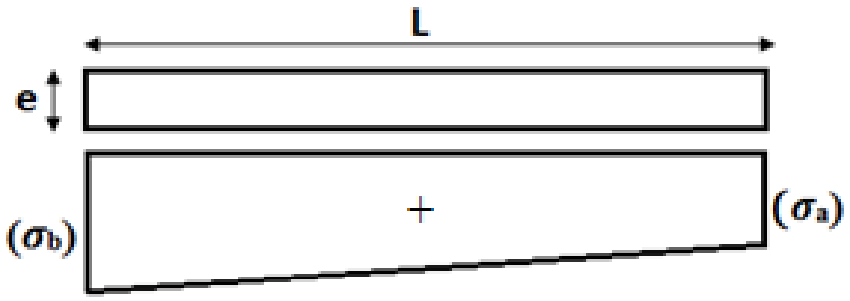
Avec :
(N) : L'effort normal appliqué.
(A) : La section transversale du voile.
(M) : Le moment fléchissant appliqué.
(V) : Le centre de graviter de la section du voile dans le sens du plan moyen.
(I) : Le moment d'inertie du voile.

**Remarque :** On distingue trois cas :

- Si ($\sigma$a) et ($\sigma$b) sont des signes négatifs ➔La section du voile est entièrement comprimée (SEC) ➔Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.



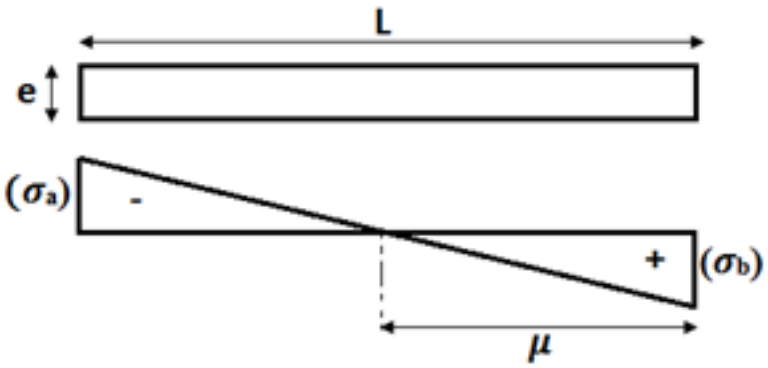

- Si ($\sigma$a) et ($\sigma$b) sont des signes positifs ➔La section du voile est entièrement tendue, (SET)




L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma a + \sigma b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $Av = \frac{FT}{\sigma st}$

- Si ($\sigma$a) et ($\sigma$b) sont des signes contraires ➔La section du voile est partiellement comprimée (SPC).




La longueur de la zone tendue : $\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma a}{\sigma b}+1\right)}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{\sigma b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $Av = \frac{FT}{\sigma st}$

❖ **B) Exemple de calcul :** On va prendre deux exemples de calcul :

Le voile (V9) du RDC: Avec (N (max) ; M (correspondant)) :

Nmax=1796.947 KN ; Mcorr=1667.7591 KN.m

(e = 0.25 m) ; (Fe = 400 MPa); ($\gamma$s = 1) ; ($\sigma st$= 400 MPa) ; (l=2m)

N : Effort de compression.

$V=\frac{l}{2}=1m$

$I=\frac{e\times(l)^3}{12}=\frac{0.25\times2^3}{12}=0.166m^4$

A = e × l = 0.25 × 2 = 0.5 m²

Calcul des contraintes :

$\sigma_a=\frac{N}{A}+\frac{M\times V}{I}=\frac{1.7969}{0.5}+\frac{1.6677\times1}{0.166}=13.64\ MPa>0$

$\sigma_b=\frac{N}{A}-\frac{M\times V}{I}=\frac{1.7969}{0.5}-\frac{1.6677\times1}{0.166}=-6.507Pa<0$

Puisque $\sigma_a$ est positif et $\sigma_b$ est négatif, alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

$\mu=\frac{L}{\left(\frac{\sigma b}{\sigma a}+1\right)}=\frac{2}{\left(\frac{6.507}{13.64}+1\right)}=1.354m$

$F_T=\frac{\sigma b\times\mu\times e}{2}=\frac{6.507\times1.354\times0.25}{2}=1.101$

$Av=\frac{FT}{\sigma st}=\frac{1.101}{400}=27.52\ cm^2$

### V-3-5-2- Armatures horizontales

❖ **A) Vérification sous les sollicitations tangentes :** D'après RPA99/Version2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$\tau b\leq\overline{\tau b}=0,2\times fc28$ ➔ $\tau b\leq\overline{\tau b}=0,2\times25000$ ➔ $\tau b\leq\overline{\tau b}=5000$ KPa

Avec: $\tau b=\frac{\bar{v}}{b0\times d}$ ➔ $V=1,4\times\bar{V}$

V : L'effort tranchant maximum.
$b_0$ : L'épaisseur du voile.
d : Hauteur utile ➔ d = 0,9 h
h : Hauteur totale de la section brute.
$f_{c28}$ = 25000 KPa

Report-Gratuit.com

**Tableaux V-36 :** Vérification des voiles au cisaillement

| | VOILE 1 | | VOILE 2 | | VOILE 3 | | VOILE 4 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | $> \overline{\tau b}$ |
| SS2 | / | / | 18,915 | 38.462 | 24,266 | 49.342 | 68,438 | 139.162 | **C.V** |
| SS1 | / | / | 247,402 | 393.705 | 311,108 | 495.08 | 672,392 | 1070.02 | **C.V** |
| RDC | 552,888 | 749.49 | 43,757 | 59.317 | 233,952 | 317.146 | 913,388 | 1238.19 | **C.V** |
| 1 | 90,935 | 175.17 | 93,732 | 180.56 | 22,615 | 43.565 | 100,4 | 193.409 | **C.V** |
| 2 | 18,89 | 36.30 | 83,075 | 160.034 | 25,556 | 49.230 | 21,784 | 41.964 | **C.V** |
| 3 | 6,639 | 12.78 | 86,567 | 166.76 | 28,754 | 55.391 | 13,961 | 26.374 | **C.V** |
| 4 | 5,36 | 10.32 | 86,911 | 167.42 | 40,565 | 78.144 | 24,821 | 47.814 | **C.V** |
| 5 | 3,944 | 7.597 | 90,629 | 174.58 | 47,463 | 91.432 | 24,466 | 47.131 | **C.V** |
| 6 | 0,144 | 0.277 | 92,319 | 177.84 | 54,907 | 105.77 | 28,591 | 55.077 | **C.V** |
| 7 | 14,352 | 27.647 | 96,77 | 186.416 | 56,262 | 108.382 | 26,259 | 50.58 | **C.V** |
| 8 | 19,103 | 36.799 | 96,683 | 186.25 | 67,953 | 130.903 | 39,423 | 75.94 | **C.V** |
| 9 | 7,597 | 14.634 | 167,836 | 323.32 | 9,342 | 17.996 | 33,335 | 64.22 | **C.V** |
| Buanderie | / | / | 10,128 | 19.510 | 48,049 | 92.560 | / | / | **C.V** |

| | VOILE 5 | | VOILE 6 | | VOILE 7 | | VOILE 8 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | $> \overline{\tau b}$ |
| SS2 | / | / | 7,321 | 14.886 | / | / | / | / | **C.V** |
| SS1 | / | / | 33,753 | 53.713 | / | / | / | / | **C.V** |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC | 325,422 | 441.143 | 82,379 | 111.673 | 288,99 | 88.145 | 662,302 | 897.819 | **C.V** |
| 1 | 107,355 | 206.81 | 48,225 | 92.899 | 75,438 | 145.323 | 273,344 | 526.565 | **C.V** |
| 2 | 20,123 | 38.76 | 11,446 | 22.049 | 64,931 | 125.082 | 1,698 | 3.271 | **C.V** |
| 3 | 10,839 | 20.88 | 4,412 | 8.499 | 19,977 | 38.483 | 44,279 | 85.298 | **C.V** |
| 4 | 9,835 | 18.945 | 9,944 | 19.156 | 28,596 | 55.086 | 37,334 | 71.919 | **C.V** |
| 5 | 17,74 | 34.174 | 6,358 | 12.247 | 18,972 | 36.547 | 48,845 | 94.094 | **C.V** |
| 6 | 22,211 | 42.786 | 11,645 | 22.433 | 17,967 | 34.611 | 48,171 | 92.795 | **C.V** |
| 7 | 24,121 | 46.466 | 11,269 | 21.708 | 12,584 | 24.241 | 57,894 | 111.526 | **C.V** |
| 8 | 49,866 | 96.061 | 2,923 | 5.631 | 7,056 | 13.592 | 61,039 | 117.584 | **C.V** |
| 9 | 7,076 | 13.631 | 34,814 | 67.065 | 4,968 | 9.570 | 58,433 | 112.56 | **C.V** |
| Buanderie | / | / | 30,051 | 57.889 | / | / | / | / | **C.V** |

| | **VOILE 9** | | **VOILE 10** | | **VOILE 11** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **V (KN)** | **τb (KPa)** | **V (KN)** | **τb (KPa)** | **V (KN)** | **τb (KPa)** | **> $\overline{\tau b}$** |
| RDC | 548,079 | 742.978 | 309,553 | 419.63 | 1,153 | 1.563 | **C.V** |
| 1 | 158,163 | 304.682 | 115,66 | 222.80 | 10,511 | 20.248 | **C.V** |
| 2 | 3,364 | 6.480 | 31,135 | 59.97 | 14,509 | 27.949 | **C.V** |
| 3 | 15,324 | 29.519 | 0,421 | 0.811 | 13,604 | 26.206 | **C.V** |
| 4 | 12,401 | 23.889 | 8,562 | 16.493 | 17,143 | 33.024 | **C.V** |
| 5 | 16,779 | 32.322 | 4,381 | 8.439 | 13,943 | 26.859 | **C.V** |
| 6 | 17,429 | 33.574 | 5,434 | 10.467 | 18,117 | 34.900 | **C.V** |
| 7 | 26,142 | 50.359 | 1,897 | 3.654 | 17,273 | 33.274 | **C.V** |
| 8 | 17,48 | 33.673 | 5,229 | 10.07 | 37,082 | 71.434 | **C.V** |
| 9 | 25,076 | 48.306 | 15,165 | 29.213 | / | / | **C.V** |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

| | VOILE 12 | | VOILE 13 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **V (KN)** | **$\tau$b (KPa)** | **$> \overline{\tau b}$** |
| RDC | 428,485 | 580.85 | 285,902 | 387.56 | **C.V** |
| 1 | 13,805 | 26.593 | 97,353 | 187.53 | **C.V** |
| 2 | 20,378 | 39.255 | 73,981 | 142.51 | **C.V** |
| 3 | 2,013 | 3.877 | 78,129 | 150.506 | **C.V** |
| 4 | 2,054 | 3.956 | 79,934 | 153.98 | **C.V** |
| 5 | 10,328 | 19.895 | 91,615 | 176.48 | **C.V** |
| 6 | 14,673 | 28.265 | 90,092 | 173.55 | **C.V** |
| 7 | 20,743 | 39.958 | 93,062 | 179.27 | **C.V** |
| 8 | 5,832 | 11.234 | 111,693 | 215.16 | **C.V** |
| 9 | / | / | 19,697 | 37.943 | **C.V** |
| Buanderie | / | / | 67,323 | 129.68 | **C.V** |

- **Détermination des sollicitations**

On regroupe les sollicitations obtenues par le logiciel **(SAP2000) :**

**Tableaux V-37:** Les sollicitations des voiles (du 1 à 13).

| **Voile 01** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -3014,569 | -882,8116 | -882,8116 | -3014,569 | -1629,879 | -519,7337 |
| 1 | -2924,087 | 1221,2756 | 1221,2756 | -2924,087 | -1570,373 | 567,1294 |
| 2 | -2695,145 | 972,2517 | 972,2517 | -2695,145 | -1447,072 | 444,1214 |
| 3 | -1749,982 | 636,9672 | 636,9672 | -1749,982 | -1278,424 | 404,2058 |
| 4 | -2122,285 | 787,8912 | 787,8912 | -2122,285 | -1136,449 | 358,7641 |
| 5 | -1782,796 | 689,9106 | 689,9106 | -1782,796 | -952,742 | 315,1836 |
| 6 | -1479,874 | 583,9427 | 583,9427 | -1479,874 | -788,877 | 264,8406 |
| 7 | -1114,383 | 447,7385 | 447,7385 | -1114,383 | -592,058 | 203,7987 |
| 8 | -753,493 | 309,8829 | 309,8829 | -753,493 | -398,186 | 139,3123 |
| 9 | -370,154 | 204,2593 | 204,2593 | -370,154 | -193,484 | 93,0331 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| **Voile 02** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | -1360,51 | 31,1841 | 31,1841 | -1360,51 | -735,547 | 16,3369 |
| SS1 | -1430,59 | -273,0162 | -273,0162 | -1430,59 | -771,845 | -128,09 |
| RDC | -1498,362 | 239,319 | 239,319 | -1498,362 | -821,601 | 110,417 |
| 1 | -1296,878 | -85,3148 | -85,3148 | -1296,878 | -716,142 | -42,7983 |
| 2 | -1230,892 | -68,314 | -68,314 | -1230,892 | -677,507 | -34,3634 |
| 3 | -1125,687 | -67,0311 | -67,0311 | -1125,687 | -617,884 | -31,8231 |
| 4 | -1024,844 | -77,4321 | -77,4321 | -1024,844 | -560,891 | -37,046 |
| 5 | -904,766 | -85,3774 | -85,3774 | -904,766 | -493,333 | -39,9421 |
| 6 | -790,971 | -101,4495 | -101,4495 | -790,971 | -429,301 | -47,6665 |
| 7 | -665,806 | -113,2551 | -113,2551 | -665,806 | -358,723 | -52,63 |
| 8 | -547,558 | -123,4813 | -123,4813 | -547,558 | -291,591 | -57,5551 |
| 9 | -478,56 | -200,5613 | -200,5613 | -478,56 | -245,873 | -92,0303 |
| Buanderie | -348,79 | 82,2952 | 82,2952 | -348,79 | -173,839 | 35,5076 |

| **Voile 03** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | -1664,172 | 22,3016 | 22,3016 | -1664,172 | -876,899 | 11,5525 |
| SS1 | -1877,253 | -372,0275 | -372,0275 | -1877,253 | -980,572 | -178,1362 |
| RDC | -1899,146 | 668,2409 | 668,2409 | -1899,146 | -999,788 | 322,5918 |
| 1 | -1495,99 | -14,6718 | -14,6718 | -1495,99 | -792,18 | -9,0531 |
| 2 | -1397,964 | 83,6243 | 83,6243 | -1397,964 | -738,1 | 37,0178 |
| 3 | -1248,752 | 97,4576 | 97,4576 | -1248,752 | -659,165 | 44,6895 |
| 4 | -1102,966 | 108,7213 | 108,7213 | -1102,966 | -582,229 | 50,1389 |
| 5 | -933,653 | 121,1925 | 121,1925 | -933,653 | -493,298 | 56,7012 |
| 6 | -765,065 | 123,1273 | 123,1273 | -765,065 | -404,965 | 57,8684 |
| 7 | -585,408 | 124,4559 | 124,4559 | -585,408 | -310,802 | 58,9601 |
| 8 | -405,894 | 132,3055 | 132,3055 | -405,894 | -216,834 | -216,834 |
| 9 | -272,312 | 53,9406 | 53,9406 | -272,312 | -144,899 | 25,9676 |
| Buanderie | -166,787 | 124,5581 | 124,5581 | -166,787 | -86,207 | 56,557 |

| **Voile 04** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | -4736,623 | 152,6756 | 152,6756 | -4736,623 | -2344,093 | 69,2847 |
| SS1 | -4695,992 | -237,631 | -237,631 | -4695,992 | -2334,858 | -113,5072 |
| RDC | -4266,66 | 2774,3273 | 2774,3273 | -4266,66 | -2146,776 | 1360,9957 |
| 1 | -3591,946 | -293,3494 | -293,3494 | -3591,946 | -1804,417 | -157,4011 |
| 2 | -3410,981 | 12,6216 | 12,6216 | -3410,981 | -1712,74 | -8,8026 |
| 3 | -3045,826 | 105,3478 | 105,3478 | -3045,826 | -1528,686 | 40,1985 |
| 4 | -2712,405 | 82,6343 | 82,6343 | -2712,405 | -1361,152 | 29,7791 |
| 5 | -2274,742 | 135,3095 | 135,3095 | -2274,742 | -1141,027 | 57,3777 |
| 6 | -1857,497 | 93,0261 | 93,0261 | -1857,497 | -931,912 | 37,4641 |
| 7 | -1377,791 | 124,5554 | 124,5554 | -1377,791 | -691,018 | 53,9765 |
| 8 | -901,116 | 124,3695 | 124,3695 | -901,116 | -452,407 | 54,3538 |
| 9 | -372,314 | 45,8928 | 45,8928 | -372,314 | -188,857 | 20,4221 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| **Voile 05** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1533,409 | -921,0021 | -921,0021 | -1533,409 | -766,726 | -447,0513 |
| 1 | -1782,168 | 219,732 | 219,732 | -1782,168 | -882,19 | 104,7686 |
| 2 | -1562,838 | -53,93 | -53,93 | -1562,838 | -775,125 | -26,82 |
| 3 | -1402,707 | 25,5258 | 25,5258 | -1402,707 | -695,362 | 11,827 |
| 4 | -1251,487 | 8,4937 | 8,4937 | -1251,487 | -620,407 | 3,4645 |
| 5 | -1041,197 | 35,0694 | 35,0694 | -1041,197 | -516,285 | 16,4429 |
| 6 | -850,646 | 31,1604 | 31,1604 | -850,646 | -422,139 | 14,3941 |
| 7 | -615,611 | 45,724 | 45,724 | -615,611 | -305,981 | 21,6275 |
| 8 | -367,787 | 73,3132 | 73,3132 | -367,787 | -184,255 | 34,3271 |
| 9 | -133,972 | 9,6662 | 9,6662 | -133,972 | -68,373 | 5,0512 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| **Voile 06** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | -4688,982 | 692,9478 | 692,9478 | -4688,982 | -2393,011 | 349,255 |
| SS1 | -4370,453 | 697,7552 | 697,7552 | -4370,453 | -2232,854 | 350,5058 |
| RDC | -4099,739 | 752,5603 | 752,5603 | -4099,739 | -2110,289 | 372,9831 |
| 1 | -3712,549 | 1039,7179 | 1039,7179 | -3712,549 | -1906,499 | 493,2284 |
| 2 | -3440,182 | 772,26 | 772,26 | -3440,182 | -1764,27 | 369,1 |
| 3 | -3071,833 | 701,1381 | 701,1381 | -3071,833 | -1574,066 | 336,5933 |
| 4 | -2749,592 | 578,7732 | 578,7732 | -2749,592 | -1407,853 | 277,1903 |
| 5 | -2343,838 | 475,1606 | 475,1606 | -2343,838 | -1199,505 | 227,2274 |
| 6 | -1968,049 | 336,6898 | 336,6898 | -1968,049 | -1006,926 | 160,8518 |
| 7 | -1527,39 | 213,6024 | 213,6024 | -1527,39 | -781,735 | 101,9867 |
| 8 | -1101,395 | 76,2742 | 76,2742 | -1101,395 | -564,283 | 35,5468 |
| 9 | -628,773 | -94,6085 | -94,6085 | -628,773 | -323,73 | -46,3213 |
| Buanderie | -150,252 | 60,3789 | 60,3789 | -150,252 | -81,016 | 28,2707 |

| **Voile 07** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1378,475 | -763,3435 | -763,3435 | -1378,475 | -683,036 | -360,464 |
| 1 | -1589,81 | 158,6 | 158,6 | 158,6 | -776,32 | 71,6 |
| 2 | -1371,105 | -122,4535 | -122,4535 | -1371,105 | -672,851 | -57,9388 |
| 3 | -1248,086 | -24,841 | -24,841 | -1248,086 | -611,399 | -12,5748 |
| 4 | -1116,951 | -51,9933 | -51,9933 | -1116,951 | -547,338 | -25,2197 |
| 5 | -938,092 | -25,8598 | -25,8598 | -938,092 | -459,64 | -12,7743 |
| 6 | -778,974 | -32,5108 | -32,5108 | -778,974 | -381,842 | -15,9979 |
| 7 | -574,737 | -16,4119 | -16,4119 | -574,737 | -282,032 | -8,195 |
| 8 | -372,602 | -13,1508 | -13,1508 | -372,602 | -183,587 | -6,8082 |
| 9 | -140,992 | -6,2397 | -6,2397 | -140,992 | -70,856 | -3,2379 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

Rapport-Gratuit.com

| **Voile 08** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1941,695 | 67,9285 | 67,9285 | -1941,695 | -969,749 | -915,4022 |
| 1 | -2365,751 | 630,9157 | 630,9157 | -2365,751 | -1176,761 | 307,1079 |
| 2 | -2010,206 | 6,0742 | 6,0742 | -2010,206 | -999,625 | -3,7719 |
| 3 | -1804,1 | 118,5959 | 118,5959 | -1804,1 | -896,471 | 53,4794 |
| 4 | -1605,579 | 74,2007 | 74,2007 | -1605,579 | -797,387 | 31,4838 |
| 5 | -1345,909 | 108,1016 | 108,1016 | -1345,909 | -668,157 | 48,3573 |
| 6 | -1107,094 | 82,1937 | 82,1937 | -1107,094 | -549,586 | 35,754 |
| 7 | -815,61 | 105,91 | 105,91 | -815,61 | -404,982 | 47,7767 |
| 8 | -527,948 | 91,3293 | 91,3293 | -527,948 | -262,566 | 40,6078 |
| 9 | -211,356 | 93,9632 | 93,9632 | -211,356 | -105,942 | 42,291 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| **Voile 09** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1796,947 | 1667,7591 | 1667,7591 | -1796,947 | -900,234 | 841,885 |
| 1 | -2179,804 | -314,3943 | -314,3943 | -2179,804 | -1089,649 | -159,4984 |
| 2 | -1914,816 | 67,7535 | 67,7535 | -1914,816 | -955,026 | 35,0174 |
| 3 | -1709,778 | -6,9298 | -6,9298 | -1709,778 | -852,397 | 3,0232 |
| 4 | -1526,872 | 19,5618 | 19,5618 | -1526,872 | -760,782 | 10,5798 |
| 5 | -1276,932 | -16,1303 | -16,1303 | -1276,932 | -636,213 | -7,1591 |
| 6 | -1049,073 | 9,9603 | 9,9603 | -1049,073 | -522,756 | 4,8034 |
| 7 | -764,2 | -39,62 | -39,62 | -764,2 | -381,46 | -18,28 |
| 8 | -490,491 | -28,3357 | -28,3357 | -490,491 | -245,693 | -12,9717 |
| 9 | -217,576 | -44,7297 | -44,7297 | -217,576 | -108,825 | -21,4856 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

| **Voile 10** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1284,334 | 874,1265 | 874,1265 | -1284,334 | -648,243 | 443,9251 |
| 1 | -1533,918 | -226,853 | -226,853 | -1533,918 | -770,252 | -112,1507 |
| 2 | -1318,168 | 84,635 | 84,635 | -1318,168 | -660,51 | 45,6286 |
| 3 | -1195,714 | 4,2166 | 4,2166 | -1195,714 | -598,827 | 4,5433 |
| 4 | -1070,378 | 32,2481 | 32,2481 | -1070,378 | -535,593 | 19,1127 |
| 5 | -899,474 | 10,1775 | 10,1775 | -899,474 | -449,952 | 8,0636 |
| 6 | -744,66 | 19,547 | 19,547 | -744,66 | -372,447 | 12,9614 |
| 7 | -548,18 | 8,7831 | 8,7831 | -548,18 | -274,41 | 4,3435 |
| 8 | -349,955 | 9,2928 | 9,2928 | -349,955 | -176,158 | 4,2717 |
| 9 | -144,422 | 13,7603 | 13,7603 | -144,422 | -72,733 | 7,0886 |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| **Voile 11** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1172,121 | -1423,6034 | -1423,6034 | -1172,121 | -646,596 | -793,2746 |
| 1 | -1367,358 | -42,8595 | -42,8595 | -1367,358 | -751,399 | -19,3216 |
| 2 | -1269,999 | -68,7565 | -68,7565 | -1269,999 | -695,223 | -40,4733 |
| 3 | -1119,46 | -35,2979 | -35,2979 | -1119,46 | -612,263 | -20,906 |
| 4 | -957,359 | -63,2206 | -63,2206 | -957,359 | -703,499 | -46,5776 |
| 5 | -775,567 | -41,7576 | -41,7576 | -775,567 | -422,764 | -22,9995 |
| 6 | -601,719 | -64,4251 | -64,4251 | -601,719 | -327,968 | -34,2239 |
| 7 | -397,918 | -54,5298 | -54,5298 | -397,918 | -217,029 | -28,2059 |
| 8 | -200,616 | -74,9083 | -74,9083 | -200,616 | -109,503 | -38,4811 |
| 9 | / | / | / | / | / | / |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| **Voile 12** | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -1742,573 | -1631,756 | -1631,756 | -1742,573 | -879,113 | -805,8238 |
| 1 | -1992,557 | -72,0984 | -72,0984 | -1992,557 | -995,09 | -40,6816 |
| 2 | 1893,053 | 1,2996 | 1,2996 | 1893,053 | 944,877 | 4,7835 |
| 3 | -1674,802 | 14,2906 | 14,2906 | -1674,802 | -835,45 | 4,9511 |
| 4 | -1479,345 | -9,9873 | -9,9873 | -1479,345 | -737,316 | -6,4152 |
| 5 | -1209,92 | 2,4815 | 2,4815 | -1209,92 | -602,508 | 0,4196 |
| 6 | -951,832 | -21,9358 | -21,9358 | -951,832 | -473,49 | -11,1489 |
| 7 | -646,116 | -14,3589 | -14,3589 | -646,116 | -321,01 | -7,0953 |
| 8 | -331,228 | -5,1678 | -5,1678 | -331,228 | -164,122 | -2,4776 |
| 9 | / | / | / | / | / | / |
| Buanderie | / | / | / | / | / | / |

| Voile 13 | Nmax ➔ Mcorr | | Mmax ➔Ncorr | | Nmin➔ Mcorr | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncorr (KN) | Nmin (KN) | Mcorr (KN.m) |
| SS2 | / | / | / | / | / | / |
| SS1 | / | / | / | / | / | / |
| RDC | -3942,35 | -298,5247 | -298,5247 | -3942,35 | -2162,948 | -284,6779 |
| 1 | -3639,331 | -959,1569 | -959,1569 | -3639,331 | -1980,461 | -617,1046 |
| 2 | -3335,765 | -962,1696 | -962,1696 | -3335,765 | -1816,869 | -613,6355 |
| 3 | -2923,026 | -824,4204 | -824,4204 | -2923,026 | -1592,009 | -526,5368 |
| 4 | -2606,788 | -817,5113 | -817,5113 | -2606,788 | -1420,276 | -513,4305 |
| 5 | -2191,93 | -701,3407 | -701,3407 | -2191,93 | -1194,513 | -438,1023 |
| 6 | -1841,85 | -704,5035 | -704,5035 | -1841,85 | -1004,445 | -426,4756 |
| 7 | -1417,511 | -616,1076 | -616,1076 | -1417,511 | -774,143 | -364,653 |
| 8 | -1024,39 | -596,8492 | -596,8492 | -1024,39 | -561,484 | -340,6081 |
| 9 | -514,825 | -448,9174 | -448,9174 | -514,825 | -290,925 | -253,7373 |
| Buanderie | -158,124 | -161,5294 | -161,5294 | -158,124 | -99,281 | -75,3141 |

- **prescriptions pour calcul les voiles**

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99V2003 :

**a) Pour les aciers verticaux**

Le ferraillage vertical sera disposé, de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

• L'effort de traction engendré dans une partie du voile, doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

• Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

• 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.

• Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### b) Pour les aciers horizontaux

• Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces, entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
• Les barres horizontales doivent être munies de crochet 135° ayant une longueur de 10Ø.
• Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### c) règles communes

• Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

• L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
$S \leq 1.5a$
$S \geq 30a$
Où a : c'est l'épaisseur du voile.
• Les deux nappes d'armatures doivent être reliées aves au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
• Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about), ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
• Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :
- 40 Ø pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### ❖ B) Méthode de calcul des armatures horizontales

D'après le (C.B.A.93) : $Ah \geq \frac{e \times \gamma s \times St \times (\tau b - 0{,}3 \times k \times ft\prime)}{0{,}9 \times fe \times (\cos(\alpha)+\sin(\alpha))}$

Avec :
(K = 0) ➔Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci après.
($\gamma s$ = 1,15 ➔Cas général) ; (fe = 400 MPa) ; ($\alpha$ = 90° ➔Armatures droites)
D'après le RPA99/Version2003 : St ≤ min (1.5 e ; 30 cm)

### ❖ C) Exemple de calcul

* **Le voile (V10) du RDC :** D'après SAP2000, (V (max) = 309.553 KN)
Avec : (e = 0,25 m) ; ($l$ = 1.5 m) ; (d = 1.35 m)
$\tau_b$ = 419.63 KPa = 0.41963 MPa
St ≤ min (1.5 × 25 ; 30 cm) ➔ St = 20 cm

Calcul de la section d'armature horizontale :

$Ah \geq \frac{e \times \gamma s \times St \times (\tau b - 0{,}3 \times k \times ft\prime)}{0{,}9 \times fe \times (\cos(\alpha)+\sin(\alpha))}$ ➔ $Ah \geq \frac{0.25 \times 1.15 \times 0.2 \times 0.41963}{0{,}9 \times 400} \times 10^4$

$A_{h\,(calculé)} \geq 0.670\ cm^2$

**Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003**

$A_{h\ (min\text{-}RPA)} = 0.0015 \times 25 \times 150 = 5.625\ cm^2 > A_{h\ (calculé)} = 0.670\ cm^2$

**V-3-5-3- Choix des armatures**

Pour le ferraillage vertical et horizontal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

**Tableaux V-38:** Résumer de ferraillage des voiles du 1 à 13.

| Voile 1 | Av calculé (cm²) | Ah calculé (cm²) | Amin (RPA) (cm²) | Av choisis (cm²) | Ah choisis (cm²) | St (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.E.C | 1,1692044 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 1 | S.E.C | 0,2732652 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 2 | S.E.C | 0,056628 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 3 | S.E.C | 0,0199368 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 4 | S.E.C | 0,016068 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 5 | S.E.C | 0,011856 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 6 | S.E.C | 0,00043212 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 7 | S.E.C | 0,043134 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 8 | S.E.C | 0,057408 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| 9 | S.E.C | 0,02282904 | 19,125 | 19T12=21.47 | 19T12=21.47 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 2 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | St (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | S.E.C | 0,06000072 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | 20 |
| SS1 | S.E.C | 0,6141798 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| RDC | S.E.C | 0,09253452 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,2816736 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,24965304 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,2601456 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,2611752 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,2723448 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,2774304 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,29080896 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,29055 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 9 | S.P.C(0.0355) | 0,5043792 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| buanderie | S.E.C | 0,0304356 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |

| Voile 3 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | St (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | S.E.C | 0,07697352 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| SS1 | S.E.C | 0,7723248 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| RDC | S.E.C | 0,494754 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,0679692 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,0767988 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,08640996 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,12190464 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | 20 |
| 5 | S.E.C | 0,14263392 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,1650012 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,16907592 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,20420868 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 9 | S.E.C | 0,02807376 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| buanderie | S.P.C ( 1.33) | 0,1443936 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |

Rapport-Gratuit.com

| Voile 4 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | St (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | S.E.C | 0,21709272 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | 20 |
| SS1 | S.E.C | 0,16692312 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| RDC | S.E.C | 1,9317324 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 1 | S.E.C | 0,30171804 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 2 | S.E.C | 0,06546384 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 3 | S.E.C | 0,00411434 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 4 | S.E.C | 0,07458984 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 5 | S.E.C | 0,08592012 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 6 | S.E.C | 0,0789048 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 7 | S.E.C | 0,1184664 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 8 | S.E.C | 0,1184664 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| 9 | S.E.C | 0,1001832 | 16.97 | 15T12 | 15T12 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 5 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.P.C(19.05) | 0,68818308 | 9,48 | 19T12=21.47 | 12T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,3226236 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,0604656 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,0325728 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,0295542 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,05331144 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,06674616 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,07248696 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,14985516 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 9 | S.E.C | 0,02126436 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

| Voile 6 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | S.E.C | 0,02322216 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | 20 |
| SS1 | S.E.C | 0,08379228 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| RDC | S.E.C | 0,17420988 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 1 | S.E.C | 0,14492244 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 2 | S.E.C | 0,00343964 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 3 | S.E.C | 0,01325844 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 4 | S.E.C | 0,02988336 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 5 | S.E.C | 0,01910532 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 6 | S.E.C | 0,03499548 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 7 | S.E.C | 0,03386448 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 8 | S.E.C | 0,00878436 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| 9 | S.E.C | 0,1046214 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |
| buanderie | S.E.C | 0,00903068 | 21,47 | 19T12 | 19T12 | |

| Voile 7 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.P.C(20.83) | 0,1375062 | 9,48 | 19T12 | 12T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,22670388 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,19512792 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,06003348 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,08593416 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,05701332 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,05711316 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,03781596 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,02120352 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 9 | S.E.C | 0,0149292 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 8 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.E.C | 1,40059764 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,8214414 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,00510276 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,133068 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,11232 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | 20 |
| 5 | S.E.C | 0,146796 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,144768 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,1739868 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,1834404 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 9 | S.P.C (0.77) | 0,1755936 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 9 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.P.C(27.26) | 1,1590488 | 9,48 | 24T12=27,47 | 12T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,4753008 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,0101088 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,0460512 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,0372684 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,05042232 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,05237544 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,0785616 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,05252988 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 9 | S.E.C | 0,0753636 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 10 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.P.C(18.90) | 0,6546228 | 9,48 | 19T12=21.47 | 12T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,347568 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,0936 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,00126516 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,02574 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,01316484 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,0163332 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,00570024 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,0157092 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| 9 | S.E.C | 0,04557228 | 9,48 | 12T10 | 12T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 11 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.P.C(16.25) | 0,00243828 | 13,43 | 15T12=16,97 | 17T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,03159 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,043602 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,0408876 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,0518544 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,0419016 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,054444 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,05190744 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,11143704 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 9 | S.E.C | / | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 12 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | 20 |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.P.C(21.99) | 0,906126 | 13,43 | 21T12=23,73 | 17T10 | |
| 1 | S.E.C | 0,041496 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 2 | S.E.C | 0,0612456 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 3 | S.E.C | 0,00604812 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 4 | S.E.C | 0,0061776 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 5 | S.E.C | 0,031044 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 6 | S.E.C | 0,0441012 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 7 | S.E.C | 0,0623376 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 8 | S.E.C | 0,01752504 | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| 9 | S.E.C | / | 13,43 | 17T10 | 17T10 | |
| buanderie | / | / | / | / | / | |

| Voile 13 | Av calculé ($cm^2$) | Ah calculé ($cm^2$) | Amin (RPA) ($cm^2$) | Av choisis ($cm^2$) | Ah choisis ($cm^2$) | S (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS2 | / | / | / | / | / | |
| SS1 | / | / | / | / | / | |
| RDC | S.E.C | 0,6045936 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 1 | S.E.C | 0,2925468 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 2 | S.E.C | 0,2223156 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 3 | S.E.C | 0,23478936 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 4 | S.E.C | 0,2402088 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | 20 |
| 5 | S.E.C | 0,2753088 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 6 | S.E.C | 0,270738 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 7 | S.E.C | 0,2796612 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 8 | S.E.C | 0,3356496 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| 9 | S.E.C | 0,05919108 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |
| buanderie | S.E.C | 0,2023008 | 27,47 | 24T12 | 24T12 | |

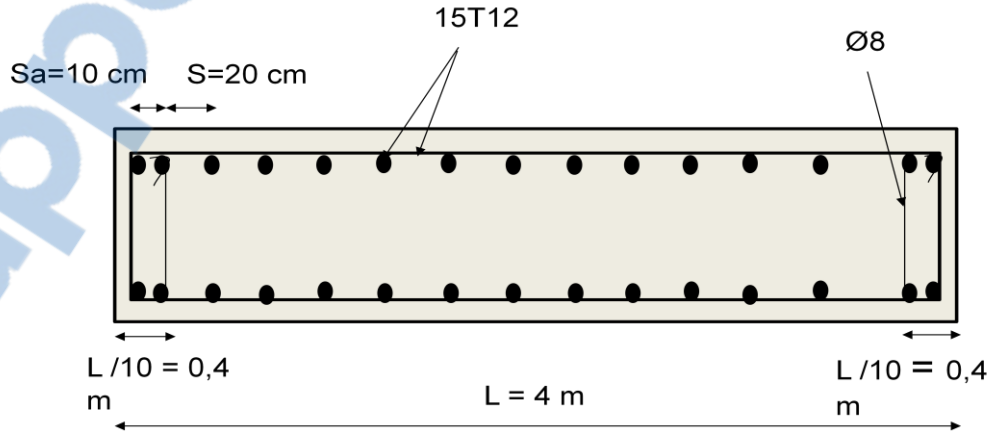



**Figure V-8 :** Ferraillage du voile (4).

Rapport-Gratuit.com

### V-4- Voiles périphériques (sous-sol)

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.
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 25 cm.
* Il doit contenir deux nappes d'armatures.
* Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

### V-4-1- Les caractéristiques du sol sont les suivantes

D'après le rapport du sol :
* Poids volumique : $\gamma$=19.4KN/m³
* Angle de frottement interne : $\varphi$=30°
*Cohésion : C=0.39 KN/m²

### V-4-2-Dimensions du voile

l=6.2m ; e=0.25m ; h=3.06m ; la surcharge: q=10KN /m²

On va faire les calculs pour une bande de 1ml.

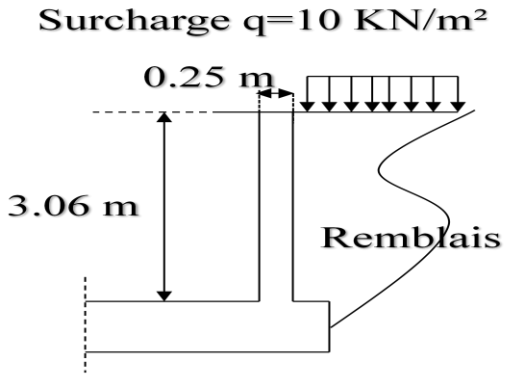



**Figure V-9** : Présentation du voile périphérique.

### V-4-3- Evaluation des charges et surcharges

$G=\gamma \times h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)-2\times C\times \tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$

$G=19.4\times 3.06\times \tan^2\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right)-2\times 0.39\times \tan\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right)$=19.34KN/m²

$Q=q\times \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)=10\times \tan^2\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right)$=3.33 KN/m²

### V-4-4-Calcul de ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

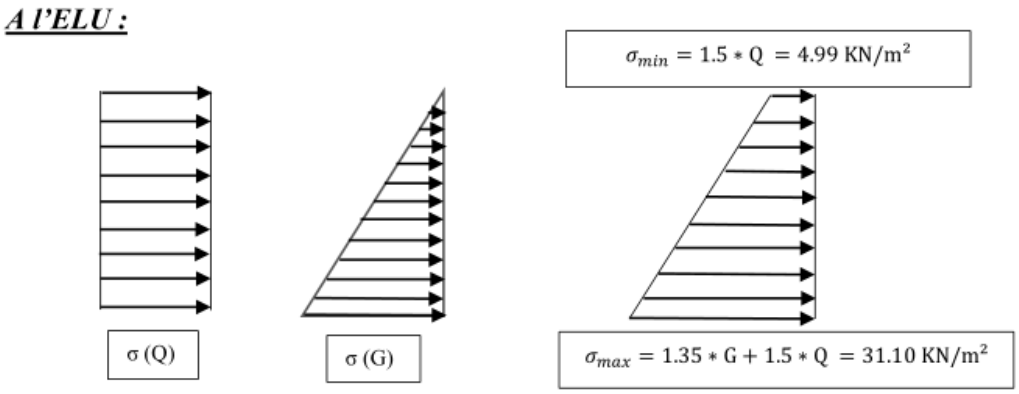



**Figure V-10** : Répartition des contraintes sur le voile.

$\sigma max = 1.35G+1.5Q=31.10$ KN/m²

$\sigma min=1.5Q=4.99$ KN/m²

$\sigma_{moy} = \frac{3\times\sigma max+\sigma min}{4} = 24.57$ KN/m²

$qu = \sigma_{moy} \times 1ml = 24.57$KN/ml

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{3.06}{6.2} = 0.49 > 0.4$ → la dalle portée dans les deux sens.

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times p \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times Mx \end{cases}$$

$M_x$ : C'est le moment fléchissant suivant x.
$M_y$ :C'est le moment fléchissant suivant y.
p :La charge uniformément répartie par unité d'aire.
$L_x$ :la hauteur du voile
$L_y$ :La plus grande portée
$\mu_x$ ,$\mu_y$ : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$M_{xu}$=0.0980×24.57×3.06²=22.546KN.m

$M_{yu}$=0.25×22.546=5.636 KN.m

$M_{txu}$=0.85× $M_{xu}$=19.16 KN.m

$M_{a1xu}$=0.3× $M_{xu}$=6.76 KN.m

$M_{a2xu}$=0.5× $M_{xu}$=11.27 KN.m

$M_{tyu}$=0.85 $M_{yu}$=4.79 KN.m

**V-4-5 Valeur minimal à respecter**

- **En travée**

$M_{tyu} \geq \frac{Mtxu}{4}$=4.79 KN.m (CV)

- **En appuis**

$M_{a1yu}$= $M_{a1xu}$=6.76 KN.m

$M_{a2yu}$= $M_{a2xu}$=11.27 KN.m

**V-4-6 Armatures longitudinales**

- **aciers en travée (sens Lx)**

$\mu_u=\frac{Mtxu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.01916}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}$=0.0267 < $\mu_R$ Section simple armature.

$\alpha$=1.25×(1−$\sqrt{1-2\mu u}$ )=1.25×(1−$\sqrt{1-2\times0.0267}$)=0.0338

z=d×(1−0.4 $\alpha$)=0.194m

$A_{tx}=\frac{Mtxu}{z\times\sigma st}=\frac{0.01916}{0.194\times\frac{400}{1.15}}$ =2.83cm²/ml

- **aciers en travée (sens Ly)**

$\mu_u=\frac{Mtyu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.00479}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}$=0.00667 < $\mu_R$ Section simple armature.

$\alpha$=1.25×(1−$\sqrt{1-2\mu u}$ )=1.25×(1−$\sqrt{1-2\times0.00667}$)=0.00836

z=d×(1−0.4 $\alpha$)=0.224m

$A_{ty}=\frac{Mtyu}{z\times\sigma st}=\frac{0.00479}{0.224\times\frac{400}{1.15}}$ =0.614cm²/ml

- **aciers en appuis**

$\mu_u=\frac{Ma1xu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.00676}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}=0.00942 < \mu_R$ Section simple armature.

$\alpha=1.25\times(1-\sqrt{1-2\mu u})=1.25\times(1-\sqrt{1-2\times0.00942})=0.0118$

$z=d\times(1-0.4\ \alpha)=0.223m$

$A_{a1x}=\frac{Ma1xu}{z\times\sigma st}=\frac{0.00676}{0.223\times\frac{400}{1.15}}=0.871cm^2/ml$

$A_{a1y}=A_{a1x}=0.871cm^2/ml$

$\mu_u=\frac{Ma2xu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.01127}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}=0.0157 < \mu_R$ Section simple armature.

$\alpha=1.25\times(1-\sqrt{1-2\mu u})=1.25\times(1-\sqrt{1-2\times0.0157})=0.0197$

$z=d\times(1-0.4\ \alpha)=0.223m$

$A_{a2x}=\frac{Ma2xu}{z\times\sigma st}=\frac{0.01127}{0.223\times\frac{400}{1.15}}=1.452\ cm^2/ml$

$A_{a2y}=A_{a2x}=1.452\ cm^2/ml$

- **Sections minimales des armatures**

D'après le **B.A.E.L9**, on va utiliser :

- **selon Ly :**

$A_{ymin}=8\times h=2\ cm^2/ml$ (pour HA400)

$A_{ty}=0.614cm^2/ml < A_{ymin}$ donc : $A_{ty}=2\ cm^2/ml$

$A_{a1y}=0.871cm^2/ml < A_{ymin}$ donc : $A_{a1y}=2\ cm^2/ml$

$A_{a2y}=1.452\ cm^2/ml < A_{ymin}$ donc : $A_{a2y}=2\ cm^2/ml$

- **selon Lx**

$A_{xmin}=\frac{3-\alpha}{2}A_{ymin}=2.51\ cm^2/ml$

$A_{tx}=2.83cm^2/ml > A_{xmin}$ (CV)

$A_{a1x}=0.871cm^2/ml < A_{xmin}$ donc : $A_{a1x}=2.51\ cm^2/ml$

$A_{a2x}=1.452\ cm^2/ml < A_{xmin}$ donc : $A_{a2x}=2.51\ cm^2/ml$

D'après le **RPA99 V2003**, on va utiliser :

$A_{xmin}=0.1\%B=0.01\times0.25\times1=0.00025m^2=2.5\ cm^2/\ ml$

$A_{tx}=2.83cm^2/ml$

$A_{a1x}= A_{a1y}=2.51\ cm^2/ml$

$A_{ty}=2.5\ cm^2/\ ml$

$A_{a2x}= A_{a2y}=2.51\ cm^2/ml$

- **choix des aciers**

**1) En travé**

- Selon Lx :

$A_{tx}=2.83cm^2/ml \longrightarrow A_{tx}$ choisis = 8T10/ml

$St\leq min\ (2h\ ;25cm) \rightarrow St\leq min(50cm\ ;25cm) \rightarrow St\leq 25cm$

On adopte : St=20cm

- Selon Ly :

$A_{ty}=2.5\ cm^2/\ ml \longrightarrow A_{tx}$ (choisis) = 4T10/ml

$St\leq min\ (3h\ ;33cm) \rightarrow St\leq min(75cm\ ;33cm) \rightarrow St\leq 33cm$

On adopte : St=20cm

**2) En appuis**

$A_{a1x}= A_{a1y}=2.51\ cm^2/ml \longrightarrow A_{a1x}(choisis) = A_{a1y}(choisis) =4T10/ml$

$St\leq min\ (2h\ ;25cm) \rightarrow St\leq min(50cm\ ;25cm) \rightarrow St\leq 25cm$

On adopte : St=20cm

$A_{a2x}= A_{a2y}=2.51\ cm^2/ml \longrightarrow A_{a2x}(choisis) = A_{a2y}(choisis) =4T10/ml$

$St\leq min\ (2h\ ;25cm) \rightarrow St\leq min(50cm\ ;25cm) \rightarrow St\leq 25cm$

On adopte : St=20cm

**V-4-7- Effort tranchant**

Si α=0.49 >0.4 alors :

$V_{ux}=\frac{qu\times lx\times ly}{lx+2ly}=\frac{24.57\times3.06\times6.2}{3.06+2\times6.2}$=30.15 KN

$V_{uy}=qu\times\frac{lx}{3}=24.57\times\frac{3.06}{3}$=25.06 KN

**V-4-8- Vérification de l'effort tranchant**

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

avec : $V_u=\min(V_{ux};V_{uy})=\min(30.15;25.06)=25.06$ KN

$\tau_u=\frac{25.06*10^{-3}}{1\times0.225}$=0.111 MPa

$\overline{\tau}=0.07\times\frac{Fc28}{\gamma b}$=1.17 MPa

$\tau_u<\overline{\tau}$ (CV)

**V-4-9 -Vérification à ELS**

$\sigma_{max}=G+Q=19.34+3.33=22.67$KN /m²

$\sigma_{min}=Q=3.33$ KN /m²

$\sigma_{moy}=\frac{3\sigma max+\sigma min}{4}=\frac{3\times22.67+3.33}{4}$=17.83 KN /m²

$qs=\sigma_{moy}\times1ml=17.83$ KN /ml

$M_{xs}=0.1013\times17.83\times3.06^2=16.91$KN.m

$M_{ys}=0.3580\times16.91=6.053$ KN.m

$M_{txs}=085\ M_{xs}=14.37$ KN.m

$M_{a1xs}=0.3\ M_{xs}=5.073$ KN.m

$M_{a2xs}=0.5\ M_{xs}=8.455$ KN.m

$M_{tys}=0.85M_{ys}=5.145$ KN.m

**a)Positon de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$\frac{b}{2}x^2+A_{sc}(x-d')-n\ A_{st}(d-x)=0$ avec : $A_{sc}(x-d')=0$

$\frac{100}{2}x^2-15\times4.71(22.5-x)=0 \longrightarrow 50x^2+70.65x-1589.625=0$

X=4.88cm

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de X=4.88cm

**b) Calcul de l'inertie**

$I_b=\frac{bx^3}{3}=3.87*10^{-5}m^4$

$I_{st}=A_{st}(d-x)^2=1.46*10^{-5}m^4$

$I= I_b+n\ I_{st}=2.57*10^{-4}\ m^4$

**c) calcul des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc}=\frac{Ms\times x}{I}=\frac{14.37*10^{-3}\times 0.0488}{2.57*10-4}=2.72MPa$

$\overline{\sigma_{bc}}=0.6*F_{c28}=15MPa$

$\sigma_{bc}<\overline{\sigma_{bc}}$ donc la condition est vérifiée.

**d) calcul des contraintes dans l'acier**

$\sigma_{st}=\frac{nMs(d-x)}{I}=\frac{15\times 14.37*10^{-3}(0.225-0.0488)}{2.57*10-4}=147.78\ MPa$

$\overline{\sigma_{st}}=\min\left(\frac{2}{3}F_e;\ 110\sqrt{\eta ft28}\right)=\min(266.66;201.63)=201.63MPa$

$\sigma_{st}<\overline{\sigma_{st}}$ donc la condition est vérifiée.

**Remarque :** puisque le voile est encastré en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement et le renversement.

**V-4-2-Pour le voile périphérique 02**

**V-4-2-1- Dimensions du voile**

l=6.2m ; e=0.25m ; h=3.91m ; la surcharge: q=10KN /m²

On va faire les calculs pour une bande de 1ml.

**V-4-2-2- Evaluation des charges et surcharges**

$G=\gamma\times h\times\tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)-2\times C\times\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$

$G=19.4\times 3.06\times\tan^2\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right)-2\times 0.39\times\tan\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right)=19.34KN/m^2$

$Q=q\times\tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)=10\times\tan^2\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right)=3.33\ KN/m^2$

### V-4-2-3 Calcul de ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$\sigma max = 1.35G+1.5Q=31.10$ KN/m²

$\sigma min=1.5Q=4.99$ KN/m²

$\sigma_{moy} = \frac{3\times\sigma max+\sigma min}{4}=24.57$ KN/m²

$qu= \sigma_{moy} \times 1ml=24.57$KN/ml

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$\alpha=\frac{lx}{ly} = \frac{3.91}{6.2}=0.63 > 0.4$ → la dalle portée dans les deux sens.

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x=\mu_x\times p\times l_x^2 \\ M_y=\mu_y \times Mx \end{cases}$$

$M_x$ :C'est le moment fléchissant suivant x.
$M_y$ :C'est le moment fléchissant suivant y.
p :La charge uniformément répartie par unité d'aire.
$L_x$ :la hauteur du voile
$L_y$ :La plus grande portée
$\mu_x$ ,$\mu_y$ : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α.

$$\begin{cases} M_{xu}=29.26\text{KN.m} \\ M_{yu}=9.766\text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txu}=24.871\text{ KN.m} \\ M_{a1xu}=8.778\text{ KN.m} \\ M_{a2xu}=14.63\text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{tyu}=8.301$ KN.m

### V-4-2-4 -Valeur minimal à respecter

- **En travée**

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$M_{tyu} \geq \frac{Mtxu}{4}=6.217$ KN.m (CV)

- **En appuis**

$M_{a1yu}= M_{a1xu}=8.778$ KN.m

$M_{a2yu}= M_{a2xu}$=14.63 KN.m

### V-4-2-5- Armatures longitudinales

- **aciers en travée (sens Lx)**

$\mu_u=\frac{Mtxu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.024871}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}$=0.0346 < $\mu_R$ Section simple armature.

$\alpha$=0.044 ⟶ z= 0.221m

$A_{tx}$=3.235cm²/ml

- **aciers en travée (sens Ly)**

$\mu_u=\frac{Mtyu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.006217}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}$=0.00866 < $\mu_R$ Section simple armature.

$\alpha$=0.01087 ⟶ z= 0.224m

$A_{ty}=\frac{Mtyu}{z\times\sigma st}=\frac{0.006217}{0.224\times\frac{400}{1.15}}$ =0.797cm²/ml

- **aciers en appuis**

$\mu_u=\frac{Ma1xu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.008778}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}$=0.0122 < $\mu_R$ Section simple armature.

$\alpha$=0.0153 ⟶ z= 0.223m

$A_{a1x}$=1.132cm²/ml

$A_{a1y}=A_{a1x}$=1.132cm²/ml

$\mu_u=\frac{Ma2xu}{b\times d^2\times fbc}=\frac{0.01463}{1\times(0.9\times0.25)^2\times14.17}$=0.0204 < $\mu_R$ Section simple armature.

$\alpha$=0.0257 ⟶ z= 0.202m

$A_{a2x}=\frac{Ma2xu}{z\times\sigma st}=\frac{0.01463}{0.202\times\frac{400}{1.15}}$=2.082 cm²/ml

$A_{a2y}= A_{a2x}$=2.082 cm²/ml

### V-4-2-6- Sections minimales des armatures

D'après le **B.A.E.L9**, on va utiliser :

- **selon Ly**

$A_{ymin}=8\times h=2$ cm²/ml (pour HA400)

$A_{ty}=0.797$cm²/ml $< A_{ymin}$ donc : $A_{ty}=2$ cm²/ml

$A_{a1y}=1.132$cm²/ml $< A_{ymin}$ donc : $A_{a1y}=2$ cm²/ml

$A_{a2y}=2.082$ cm²/ml $> A_{ymin}$ (C.V)

- **selon Lx**

$A_{xmin}=\frac{3-\alpha}{2} A_{ymin}=2.37$ cm²/ml

$A_{tx}=3.235$cm²/ml $> A_{xmin}$ (CV)

$A_{a1x}=1.132$cm²/ml $< A_{xmin}$ donc : $A_{a1x}=2.37$ cm²/ml

$A_{a2x}=2.082$ cm²/ml $< A_{xmin}$ donc : $A_{a2x}=2.37$ cm²/ml

D'après le **RPA99 V2003**, on va utiliser :

$A_{xmin}=0.1\%B=0.01\times0.25\times1=0.00025m^2=2.5$ cm²/ ml

$A_{tx}=3.235$cm²/ml

$A_{a1x}= A_{a1y}=2.5$ cm²/ml

$A_{ty}=2.5$ cm²/ ml

$A_{a2x}= A_{a2y}=2.5$ cm²/ml

- **choix des aciers**

**1) En travée**

- **Selon Lx**

$A_{tx}=3.235$cm²/ml ⟶ $A_{tx}$ choisis = 8T10/ml

St≤min (2h ;25cm) ⟶ St≤ min(50cm ;25cm) ⟶ St≤25cm

On adopte : St=20cm

- **Selon Ly**

$A_{ty}=2.5$ cm²/ ml ⟶ $A_{ty}$ (choisis) = 4T10/ml

Rapport-Gratuit.com

St≤min (3h ;33cm) ⟶ St≤ min(75cm ;33cm) ⟶ St≤33cm

On adopte : St=20cm

**2) En appuis**

$A_{a1x}= A_{a1y}$=2.5 cm²/ml ⟶ $A_{a1x}$(choisis) = $A_{a1y}$(choisis) =4T10/ml

St≤min (2h ;25cm) ⟶ St≤ min(50cm ;25cm) ⟶ St≤25cm

On adopte : St=20cm

$A_{a2x}= A_{a2y}$=2.5 cm²/ml ⟶ $A_{a2x}$(choisis) = $A_{a2y}$(choisis) =4T10/ml

St≤min (2h ;25cm) ⟶ St≤ min(50cm ;25cm) ⟶ St≤25cm

On adopte : St=20cm

### V-4-2-7-Effort tranchant

Si α=0.63 >0.4 alors :

$V_{ux}=\frac{qu\times lx\times ly}{lx+2ly}=\frac{24.57\times3.91\times6.2}{3.91+2\times6.2}$=36.51 KN

$V_{uy}=qu\times\frac{lx}{3}=24.57\times\frac{3.91}{3}$=32.02 KN

- **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u=\frac{Vu}{b\times d}\leq\overline{\tau u}$

avec : $V_u$=min ($V_{ux}$ ;$V_{uy}$) =min(36.51 ; 32.02)=32.02 KN

$\tau_u=\frac{32.02*10^{-3}}{1\times0.225}$=0.142 MPa

$\overline{\tau u}= 0.07\times\frac{Fc28}{\gamma b}$=1.17 MPa

$\tau_u< \overline{\tau u}$ (CV)

### V-4-2-8 Vérification à ELS

$\sigma_{max}$=G+Q=19.34+3.33=22.67KN /m²

$\sigma_{min}$=Q=3.33 KN /m²

$\sigma_{moy}=\frac{3\sigma max+\sigma min}{4}=\frac{3\times22.67+3.33}{4}$=17.83 KN /m²

qs= $\sigma_{moy}$×1ml=17.83 KN /ml

$M_{xs}$=0.0831×17.83×3.91²=22.652KN.m

$M_{ys}$=0.5004×22.652=11.335 KN.m

$M_{txs}$=085 $M_{xs}$=19.25 KN.m

$M_{a1xs}$=0.3 $M_{xs}$=6.79 KN.m

$M_{a2xs}$=0.5 $M_{xs}$=11.326 KN.m

$M_{tys}$=0.85$M_{ys}$=9.63 KN.m

**a)Positon de l'axe neutre**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$\frac{b}{2}x^2+A_{sc}(x-d')-n\ A_{st}(d-x)=0$ avec : $A_{sc}(x-d')=0$

$\frac{100}{2}x^2-15\times4.71(22.5-x)=0 \longrightarrow 50x^2+70.65x-1589.625=0$

X=4.88cm

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de X=4.88cm

**b) Calcul de l'inertie**

$I_b=\frac{bx^3}{3}=3.87*10^{-5}m^4$

$I_{st}=A_{st}(d-x)^2=1.46*10^{-5}m^4$

$I= I_b+n\ I_{st}=2.57*10^{-4}\ m^4$

**c)calcul des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc}=\frac{Ms\times x}{I}=\frac{14.37*10^{-3}\times0.0488}{2.57*10-4}=2.72MPa$

$\overline{\sigma_{bc}}=0.6*F_{c28}=15MPa$

$\sigma_{bc}<\overline{\sigma_{bc}}$ donc la condition est vérifiée.

**d) calcul des contraintes dans l'acier**

$\sigma_{st}=\frac{nMs(d-x)}{I}=\frac{15\times14.37*10^{-3}(0.225-0.0488)}{2.57*10-4}=147.78$ MPa

$\overline{\sigma st}=\min(\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{\eta ft28})=\min(266.66;201.63)=201.63MPa$

$\sigma_{st}<\overline{\sigma st}$ donc la condition est vérifiée.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

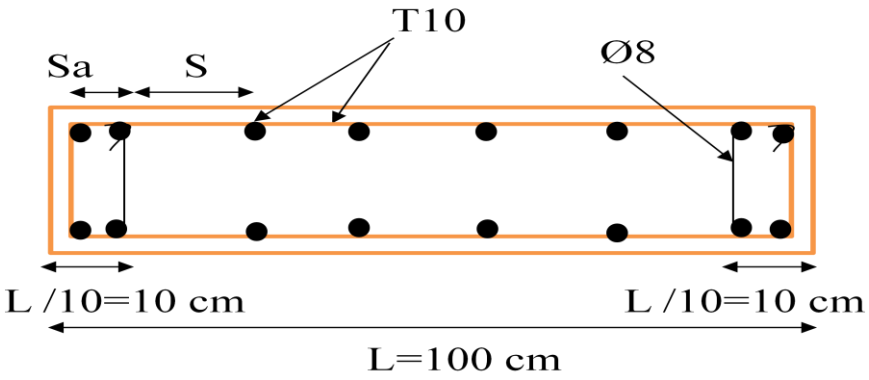



**Figure V-11 :** Exemple ferraillage du Voile périphérique.

## V-5-Conclusion

Dans ce chapitre on a utilisé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Afin de valider leurs épaisseurs et de déterminer la résistance du béton nécessaire. Leur ferraillage a été calculé suivant le RPA99, V2003 et le B.A.EL.91.

Le bon choix des armatures pour les éléments résistants nous permet d'éviter le redimensionnement de la structure et d'augmenter la section du béton, ce qui n'est pas bon sur le plan économique.

# Chapitre 6

## Etude de l'infrastructure

## VI-1- Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
La transmission des charges au sol peut être directement (Semelles et radiers), ou par l'intermédiaire d'autres organes (Semelles sur pieux).

## VI-2- Contrainte admissible du sol

La capacité portante d'un sol est tributaire des performances mécaniques caractéristiques de la composition du sol (Terres végétales, Sables, Argiles, Roches). Elle se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes et elle se mesure en bar.
La capacité portante d'un sol est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage. La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels ou par des sondages.
D'après le rapport du sol qu'on a reçu, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (Filante ou Radier) à une profondeur de 7 m de la cote du terrain naturel.
Le taux de travail de sol étant de 1.8 bars.

## VI-3-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, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

## VI-4 -Combinaisons des charges

- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.
- **ELU** ➔ 1.35 G + 1.5 Q
- **ELS** ➔ G + Q
-

## VI-5 -Choix du type de fondation

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation.
- La raison économique.
- La charge totale transmise au sol.

### VI-5-1- Etudes des semelles isolées

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS.

### VI-5-1-1 Pré dimensionnement des semelles isolées

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$ et (a = b = 70 cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$\frac{Ns}{(A\times B)} \leq \bar{\sigma}$admissible

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.
Avec :
(Ns) : Effort normal maximal à ELS ➔Ns = 2.99053 MN
(a ; b) : Les dimensions du poteau ➔(a = b = 70 cm)
($\bar{\sigma}$*Admissible*) : Contrainte admissible du sol ➔$\bar{\sigma}$*Admissible* = 1.8bars=0.18 MPa
(A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée ➔(A = B) Semelle carrée.

Les dimensions de la semelle isolée (A ; B) :

$\frac{Ns}{(A\times B)} \leq \bar{\sigma}$admissible ➔ $\frac{2.99053}{A^2} \leq 0.18$ ➔ $A^2 \geq 16.614$ ➔ $A \geq 4.076$ m

On prend :A=4.10m

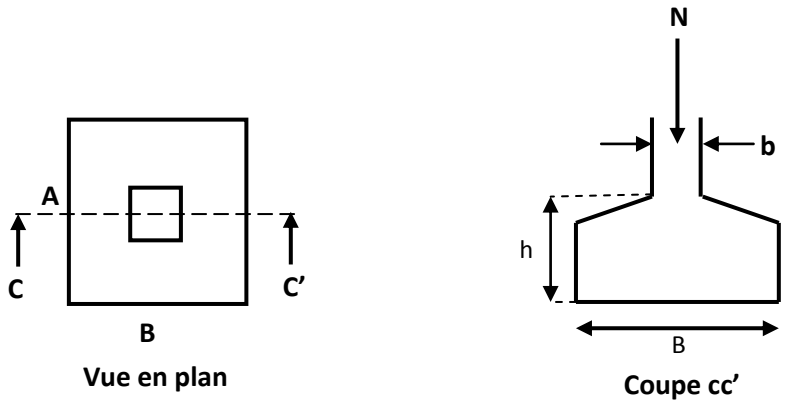



**Figure VI-1 :** Dimensions de la semelle isolée.

### VI-5-2- Vérification de chevauchement entre semelles isolées

Si on adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure, la surface totale des semelles égales à :
$S_{(Semelles)} = (A \times B) \times n = (4.10 \times 4.10) \times 28 = 470.68$ m²
(n) : Nombre des poteaux dans la structure.
La surface totale de la structure est de : $S_{(Bâtiment)} = 465.6767$ m²
On remarque que la surface des semelles est supérieure à la surface totale de la structure.

$S_{(Semelles)} = 470.68 > S_{(Bâtiment)} = 465.6767\ m^2$

**Conclusion**

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

### VI-5-3 Etudes des semelles filantes

Nous proposons en deuxième lieu des semelles filantes.

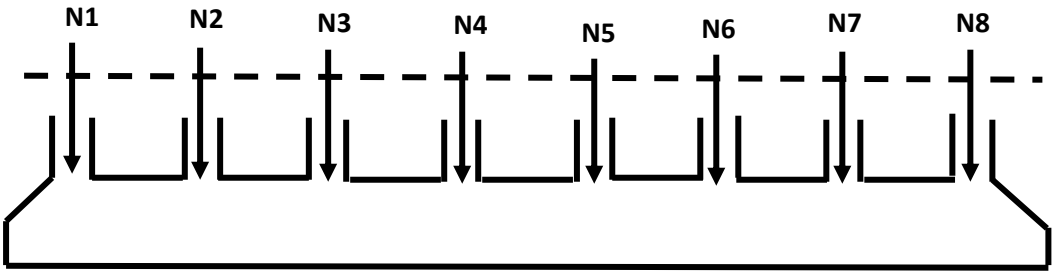



**Figure VI-2** Schéma d'une Semelle filante.

#### VI-5-3-1 Pré dimensionnement des semelles filantes

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$\frac{\sum Ns}{(B \times L)} \leq \bar{\sigma}$admissible

$\sum Ns$ : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée

B : La largeur de la semelle filante.

**Tableau VI-1 :** Calcul surface semelles filante.

| semelles | Ns (MN) | L (m) | $\sigma_{adm}$ (MPa) | S (m²) | B (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 01 | 6.461033 | 28.8 | 0.18 | 35.89463 | 1.246341 |
| 02 | 13.021613 | 28.8 | 0.18 | 72.34229 | 2.511885 |
| 03 | 7.506288 | 28.8 | 0.18 | 41.7016 | 1.447972 |
| 04 | 4.338178 | 14.4 | 0.18 | 24.10099 | 1.67368 |
| 05 | 2.480775 | 9.6 | 0.18 | 13.78208 | 1.435634 |
| 06 | 4.551057 | 21.5 | 0.18 | 25.28365 | 1.175984 |
| 07 | 7.614959 | 21.5 | 0.18 | 42.30533 | 1.96769 |
| 08 | 7.158251 | 21.5 | 0.18 | 39.76806 | 1.849677 |
| 09 | 3.52296 | 16.4 | 0.18 | 19.572 | 1.193415 |
| 10 | 3.573337 | 11.4 | 0.18 | 19.85187 | 1.741392 |
| 11 | 4.596521 | 11.4 | 0.18 | 25.53623 | 2.24002 |
| 12 | 2.790803 | 11.4 | 0.18 | 15.50446 | 1.036004 |
| | | | $\sum S$ | **375.6432** | |

### VI-5-3-2 Vérification de chevauchement entre semelle filantes

Nous allons procéder à une petite vérification tell que :
La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S\ semelles}{S\ total}=\frac{375.6432}{465.7575}=0.81\% \leq 50\%$$

La condition n'est pas vérifiée, car la surface des semelles filantes est déjà plus grande que la surface de bâtiment. Donc, on va aller à une conception en radier.

## VI-6- Etudes d'un radier

### VI-6-1- Définition de radier

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui aura pour rôle de soutenir la construction. Ce système permet une bonne répartition des charges sur une surface plus grande du bâtiment et permet aussi une réduction des tassements différentiels.

Le radier général est en ce moment très courant, surtout pour la construction des grands édifices comme les bâtiments et les habitations résidentielles. Le radier est facile à utiliser, il donne de bons résultats en termes de stabilité de l'assise de la construction.

Le radier par simplification est toujours considéré comme infiniment rigide par rapport à sa superstructure .En d'autre terme, intersection des poteaux et les voiles avec le radier sont considérés comme des appuis à leur base.

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

### VI-6-2- Modélisation du radier

- Notre fondation de type radier a été modélisée avec le logiciel de calcul

(SAFE12), Ce logiciel permet l'analyse du radier par simple introduction de certaines données liées à la superstructure, (La charge appliquée) et liée aussi à la nature de sol et à la capacité portante de sole.

- Le radier a été modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- Les nervures ont été modélisé par des éléments type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant le radier est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{(béton)}$ = 25 KN/m³).
- La taille moyenne des mailles est de (0.5*0.5) , et le coefficient de raideur du sol K=3,6bar.

### VI-6-3- Pré dimensionnement du radier dalle

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

D'après (**DTR BC 2.33.1**) : Le pré dimensionnement du radier dalle se fait par satisfaction des conditions suivantes :

- **La dalle du radier**

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{6.2}{20} = 31cm$$

(L (max)) : Distance maximale entre deux files successives

- **Les nervures**
  - **La condition de coffrage**

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6.2}{10} = 62\ cm$$

  - **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$l_e$ : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1$ml$.

$K$ : coefficient de raideur du sol ➔ K=2* $\bar{\sigma}$admissible=3.6kg/cm$^3$=3.6×10$^4$ KN/m$^3$

$E = 3.2 \times 10^7 KN/m^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par $ml$.

$$I = \frac{b \times {h_N}^3}{12} \quad et \quad h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_N \geq 0.94\ m.$ on prend $h_N$=95cm

➔I=0.071m$^4$ ➔ $l_e$=3.97m et $L_{max} \leq 6.24$ ➔ 6.2< 6.24 ➔ condition vérifier

Donc on a un radier rigide

A partir de ces conditions précédentes on prend :

- La dalle : $h_d = 65\ cm$
- La nervure : $(bxh) = (95X100)\ cm^2$

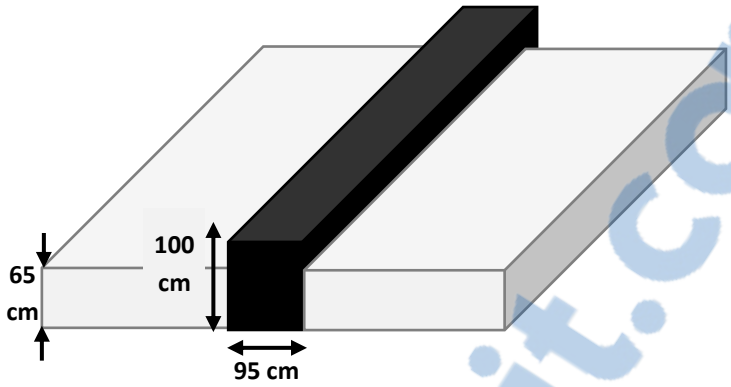



**Figure VI-3:** Dimensions du radier.

### VI-6-4- La modélisation

Après le pré dimensionnement de radier on doit le modéliser en utilisant le logiciel 'SAFE', cette étape est schématisée dans la figure ci-dessous :

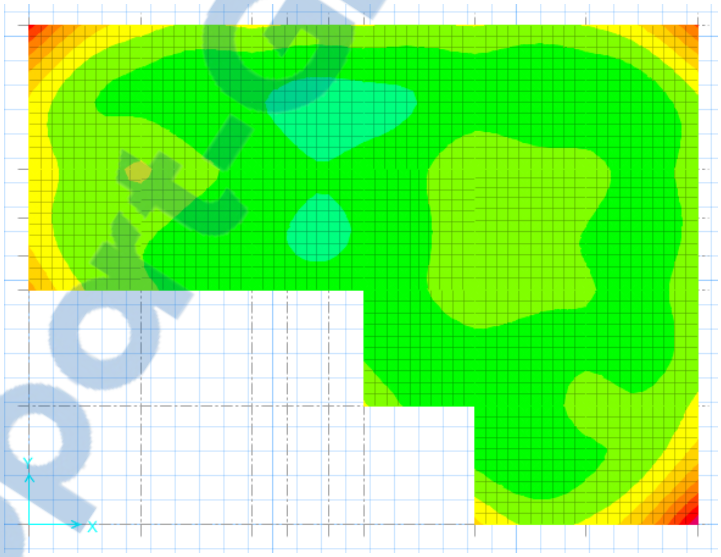


**Figure VI-4:** Modélisation et Déformations de radier.

### VI-6-5- Les vérifications nécessaires du radier

#### a) Vérification de la contrainte du sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 180\ KN/m^2$

- **1ère vérification**

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$ : Réaction totale de la structure à l'ELS.

L'utilisation du logiciel « SAFE » nous a donné la valeur de la réaction :

$\bar{\sigma}_{sol} = 179.49\ KN/m^2$

Donc :

$\bar{\sigma}_{sol} = 179.49 KN/m^2 < \sigma_{sol} = 180\ KN/m^2$

➔ Condition vérifiée

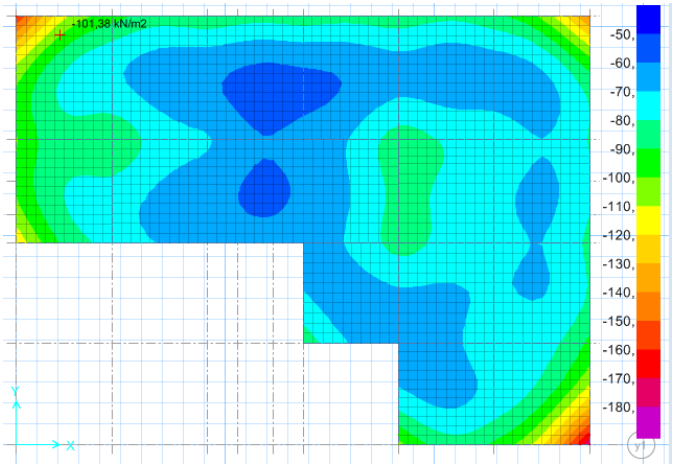



**Figure VI-5:** réaction de la structure à l'ELS.

- **2éme vérification**

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{Pz}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : Pz : réaction totale de la structure à l'ELS.

$S_r$ : surface totale du radier.

En utilisant le programme « Safe », on obtient : Pz=82833,062KN

Donc : $\frac{82833,062}{465.7575} = 177.85\ KN/m^2 \leq \sigma_{sol} = 180\ KN/m^2$ ➔ condition vérifée.

- **3éme vérification**

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis au déplacement maximal suivant l'axe « Z ».

La condition exige que **:** $\boldsymbol{Z_{max} \times K \leq \sigma_{sol}}$

Avec :

- $Z_{max}$ : déplacement maximale « Uz » à L'ELS obtenu par SAFE

➔ « $Z_{max} = 0.4985$ cm »

- K : coefficient de raideur du sol (le coefficient de ballast) ;

➔ K=3,6 Kg/cm$^3$

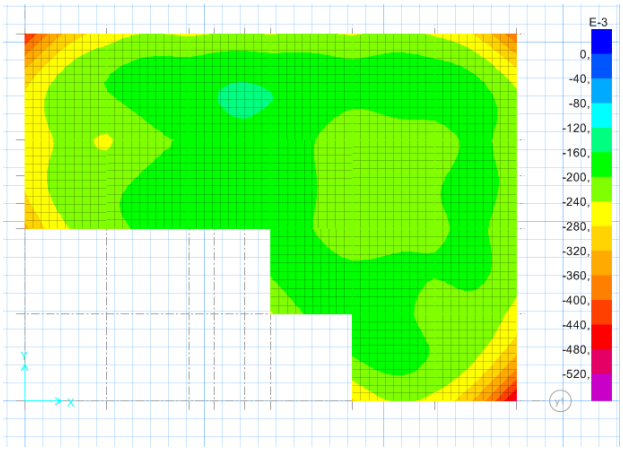



**Figure VI-6:** déplacement maximale $Z_{max}$ de la structure à l'ELS

➔$0.004985 \times 3.6 * 10^4 = 179{,}28$ KN/m$^2 \leq 180$ KN/m$^2$ ➔ condition vérefiée.

### b) Vérification au poinçonnement

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu \leq Qu = 0{,}045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}$$

Avec :

$N_u$ : Effort normal du poteau le plus sollicité (KN).

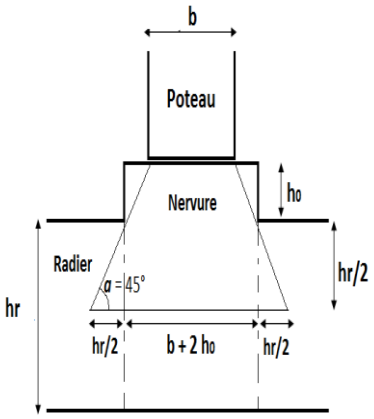
On a : $Nu = 2990.053\ KN$.

$Qu$ : Charge de calcul du poteau (KN)

$\mu x$ : Périmètre d'impact de la charge (m) : $\mu x = 2\,[(a+b) + 2\,h]$

$a, b$ : Dimension du poteau (m).

$h$ : Hauteur de la nervure.




$\mu x = 2\,[(0.70 + 0.70) + 2 \times 0.95] = 6.6\ m$

$Qu = 0{,}045 \times 6.6 \times 0.95 \times \frac{25}{1.5} = 4.70\ MN$

$Nu = 2.99053\ MN \leq Qu = 4.70\ MN$ ➔ Condition vérifiée.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

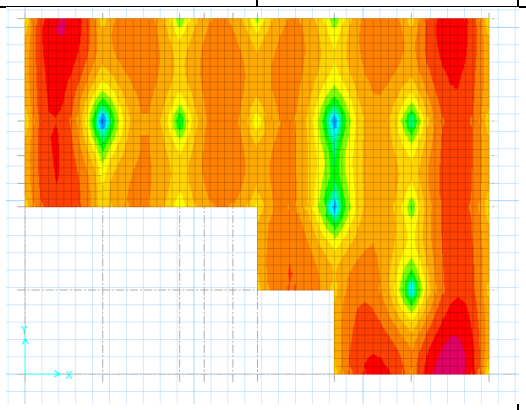
## VI-6-6- Calcul le Ferraillage

### VI-6-6-1- Ferraillage de la dalle de radier

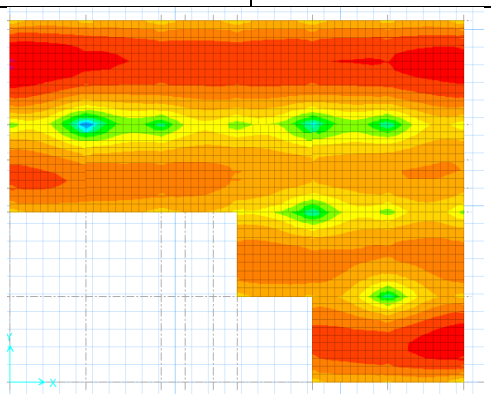
Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

**Tableau VI-2 :** récapitulatif des moments exercés sur le radier.

| | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| | $\mathbf{M_{appuis}}$ **(kn. m)** | $\mathbf{M_{travées}}$ **(kn. m)** | $\mathbf{M_{appuis}}$ **(kn. m)** | $\mathbf{M_{travées}}$ **(kn. m)** |
| **Sens (x-x)** | 630.18 | 436.36 | 456.93 | 319.39 |
| **Sens (y-y)** | 546.46 | 470.60 | 397.20 | 343.16 |



M11



M22

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant (y-y)

On a: $b = 1m$ ; $h = 0.65$ m ; $d = 0,9\ (h) = 0.585$ m.

### Sens x-x

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{436.36 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,585)^2 \times 1} = 0,0899 < \mu R = 0,392$$

⇨ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,12$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,56$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{436.36 \times 10^{-3}}{0{,}56 \times 348} = 22.39\ cm^2$$

On adopte **Ast : $\mathbf{10T20 = 31.40\ cm^2}$**

- **En appuis**

$$\mu = \frac{630.18 \times 10^{-3}}{14{,}17 \times (0{,}585)^2 \times 1} = 0{,}13 < 0{,}392$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}175$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}55$$

$$A_{st} = \frac{630.18 \times 10^{-3}}{0.55 \times 348} = 32.92\ cm^2$$

On adopte **Ast : $\mathbf{14T16 + 2T20 = 34{,}43}\ cm^2$**

- **Condition de non fragilité**

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

$$Avec : \ f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = 2{,}1\ Mpa$$

$$A_{st} = 0{,}23 \times \frac{2.1}{400} 1 \times 0.585 = 7.06 cm^2$$

**En travées** : $31.40\ cm^2 > 7.06 cm^2$ ➔ Condition vérifiée

**En appuis** : $34{,}43\ cm^2 > 7.06 cm^2$ ➔ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad Avec : \ \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➢ **En travée**

$M_u = 436.36 KN.m$ ; $M_s = 319.39 KN.m$ ; $\alpha = 0{,}12$

$$\gamma = \frac{436.36}{319.39} = 1.37$$

➔ $\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$

$\alpha = 0{,}12 < 0.44$ ➔ Condition vérifiée

➢ **En appuis**

$M_u = 630.18 KN.m$ ; $M_s = 456.93 KN.m$ ; $\alpha = 0.175$

$$\gamma = \frac{630.18}{456.93} = 1.38$$

➔ $\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$

$\alpha = 0{,}175 < 0.44$ ➔ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

**Sens y-y**

- **En travées**

$$\mu = \frac{470.60 \times 10^{-3}}{14{,}17 \times (0{,}585)^2 \times 1} = 0{,}097 < \mu R = 0{,}392$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}130$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}55$$

$$A_{st} = \frac{470.60 \times 10^{-3}}{0{,}55 \times 348} = 24.59\ cm^2$$

On adopte **Ast** : $\mathbf{14T16 = 28{,}13\ cm^2}$

- **En appuis**

$$\mu = \frac{546.46 \times 10^{-3}}{14{,}17 \times (0{,}585)^2 \times 1} = 0{,}11 < \mu R = 0{,}392$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}15$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}55$$

$$A_{st} = \frac{546.46 \times 10^{-3}}{0.55 \times 348} = 28.55\ cm^2$$

On adopte **Ast** : $\mathbf{16T16 = 32{,}17 cm^2}$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} = 0{,}23 \times \frac{2.1}{400} 1 \times 0.585 = 7.06\ cm^2$$

**En travées** : $28{,}13 cm^2 > 7.06\ cm^2$ ➔ Condition vérifiée

**En appuis** : $32{,}17\ cm^2 > 7.06 cm^2$ ➔ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad Avec : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée**

$\gamma = \frac{470.60}{343.16}$=1.37

➔ $\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$

$\alpha = 0{,}130 < 0.44$ ➔ Condition vérifiée

- **En appuis**

$\alpha = 0{,}15 < 0.44$ ➔ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Calcul de l'espacement**

On prend de façon arbitraire un espacement idéale égale à :

St = 15 cm en zone courante

St = 10 cm en zone nodale

- **Vérification au cisaillement**

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u$ : La contrainte de cisaillement.

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b \ ; \ 5\text{MPa})$ ➔ fissuration peu préjudiciable .

- **Sens -x**

$V_{u\,max} = 686.56\ KN$

$\tau_u = \frac{686.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.585} = 1.17 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ Mpa$ ➔ Condition vérifiée.

- **Sens –y**

$V_{u\,max} = 646.52\ KN$

$\tau_u = \frac{646.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.585} = 1.11 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ Mpa$ ➔ Condition vérifiée.

Donc on a :

**Tableau VI-3:** Tableau récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

| | **Travée** | | | **Appui** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **A calculer** $(cm^2)$ | **A choisie** | **A adopter** $(cm^2)$ | **A calculer** $(cm^2)$ | **A choisie** | **A adopter** $(cm^2)$ |
| **Sens (x-x)** | 22.39 | 10T20 | 31.40 | 32.92 | 14T16 + 2T20 | 34,43 |
| **Sens (y-y)** | 24.59 | 14T16 | 28,13 | 28.55 | 16T16 | 32,17 |

### VI-6-6-1-1- Schéma de ferraillage

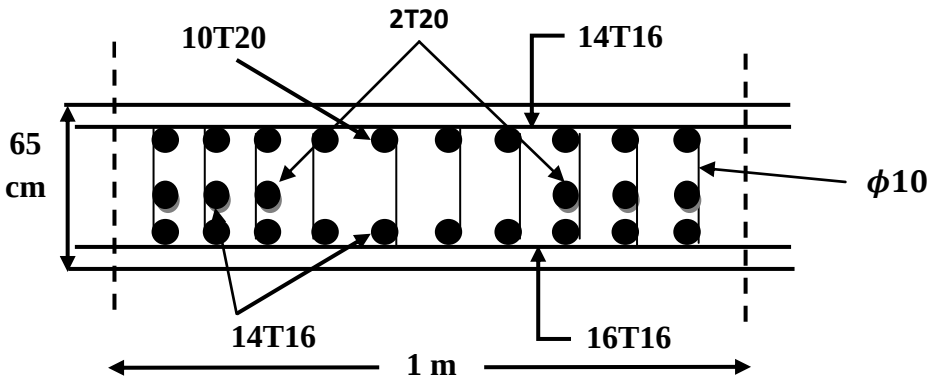



**Figure VI-7:** Ferraillage de la dalle du radier.

### VI-6-6-2- Ferraillage des nervures

A partir du logiciel SAFE, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI-4 :** Récapitulatif des moments pour les nervures.

| | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| | $\mathbf{M_{appuis}}$ **(kn. m)** | $\mathbf{M_{travées}}$ **(kn. m)** | $\mathbf{M_{appuis}}$ **(kn. m)** | $\mathbf{M_{travées}}$ **(kn. m)** |
| **Sens (x-x)** | 702.91 | 647.24 | 509 | 473.33 |
| **Sens (y-y)** | 932.49 | 684.19 | 675.40 | 500.17 |

### VI-6-6-2-1-Ferraillage longitudinal

Le calcul de ferraillage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (0,95 x 1) $m^2$/ml à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

**Tableau VI-5:** Tableau récapitulatif du ferraillage des nervures

| | Appui | | | Travée | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **A socotec** $(cm^2)$ | **A choisie** | **A adopter** $(cm^2)$ | **A socotec** $(cm^2)$ | **A choisie** | **A adopter** $(cm^2)$ |
| **Sens (x-x)** | 23.25 | 8T20 | 25.12 | 21.35 | 8T20 | 25.12 |
| **Sens (y-y)** | 31.23 | 16T16 | 32.17 | 22.61 | 8T20 | . 25.12 |

- **Condition de non fragilité**

$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{fe} b.d$

$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.855 = 10.32\ cm^2$

- **Sens- x**

**En travées** : 25.12 $cm^2$ >10.32 $cm^2$ ➔ Condition vérifiée

**En appuis** : 25.12$cm^2$ >10.32 $cm^2$ ➔ Condition vérifiée

- **Sens-y**

**En travées** : 25.12$cm^2$ >10.32 $cm^2$ ➔ Condition vérifiée

**En appuis** : 32.17$cm^2$ >10.32 $cm^2$ ➔ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad Avec : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens -x**

- **En travée**

$M_u = 647.24 \text{KN.m}$ ; $M_s = 473.33 \text{KN.m}$ ; $\alpha = 0.081$

$$\gamma = \frac{647.24}{473.33} = 1.37$$

➔ $\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$

$\alpha = 0{,}081 < 0.435$ ➔ Condition vérifiée

- **En appuis**

$M_u = 456.36 \text{ KN.m}$ ; $M_s = 509 \text{KN.m}$ ; $\alpha = 0.056$

$$\gamma = \frac{456.36}{263.02} = 1.73$$

➔ $\frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61$

$\alpha = 0{,}056 < 0.61$ ➔ Condition vérifiée

- **Sens -y**

- **En travée**

➔ $Condition\ vérifiée$

- **En appuis**

➔ Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement**

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b \ ; \ 5\text{MPa})$ ➔ fissuration peu préjudiciable .

- **Sens -x**

$V_{u\,max} = 667.59\ KN$

$\tau_u = \frac{667.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.855} = 0.78 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ Mpa$ ➔ Condition vérifiée.

➢ **Sens –y**

$V_{u\,max} = 734.98\ KN$

$\tau_u = \dfrac{734.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.855} = 0.86 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ Mpa$ ➔ Condition vérifiée.

### VI-6-6-2-2-Calcul des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$\phi_t \leq min\left(\dfrac{h}{35}\ ;\ Q_{Lmin}\ ;\ \dfrac{b}{10}\right)$ Selon le CBA93

$Q_{Lmin} = 1{,}4$ cm (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$\phi_t \leq min\left(\dfrac{90}{35}\ ;\ 1.4\ ;\ \dfrac{50}{10}\right) = 1.4$ cm

On prend : $\phi_t = 10$ mm

- **Espacement des armatures transversales**

D'après le RPA 99 :

St < min (h /4 ,12Φlmin, 30 cm) =10 cm (pour la zone nodale).

St < h /2 = 47.5 cm (pour la zone courante).

Donc on prend :

St =10 cm (pour la zone nodale)

St = 15 cm (pour la zone courantes)

Rapport-Gratuit.com

### VI-6-6-2-3-Schéma de ferraillage

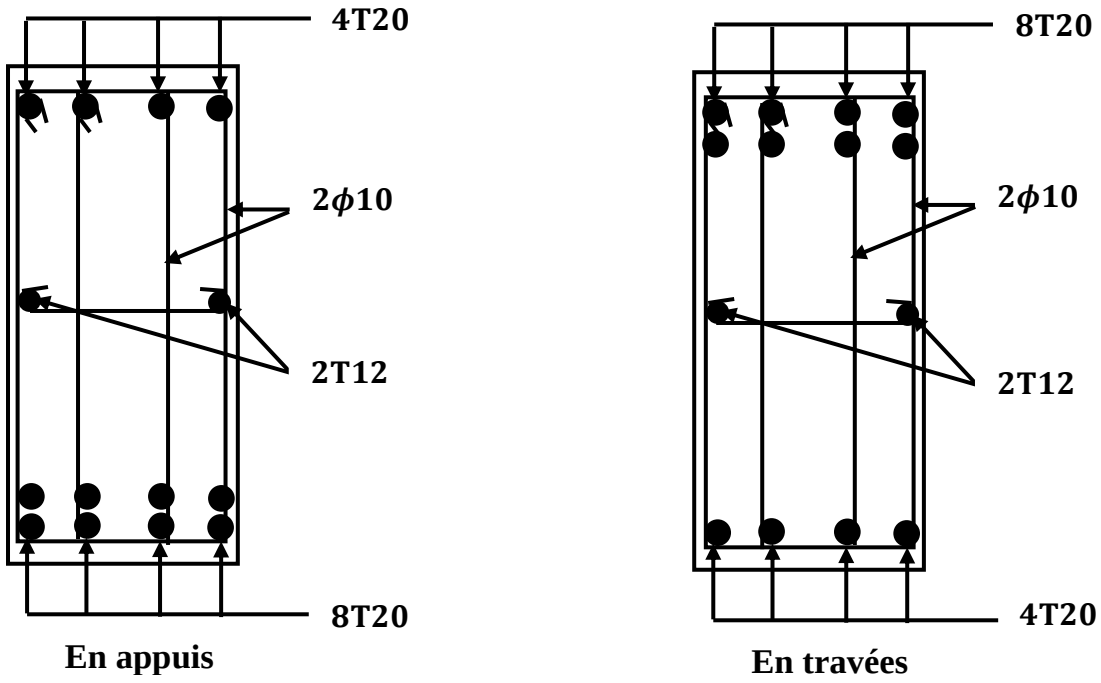



**Figure VI-8**: Schéma de ferraillage des nervures « sens x »

**Remarque** : Vu l'importance de la hauteur des nervures (h > 50cm), il est nécessaire de mettre des armatures de peau.

### VI-7- Conclusion

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes et ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur nervuré, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée. Le ferraillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

# Chapitre 7

## Etude Managériale

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## VII-1 Introduction

Les projets des constructions en Algérie connaissent un décalage considérable entre le plan et la réalité, en termes de coût, délais et parfois même de qualité. Les délais sont très souvent prolongés, les coûts sont toujours en augmentation et la qualité n'est pas souvent à la hauteur des attentes des usagers.

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfini dans les délais et avec le budget convenu. Et pour cela on utilise le management de projet dans le but d'avoir une plus grande probabilité d'obtenir un résultat souhaité. Dans sa forme moderne, le management de projet est né au début des années 1950, bien que ses racines remontent beaucoup plus loin dans le temps, à la fin du 19ème siècle. Dès lors que les entreprises ont découvert les avantages de l'organisation du travail autour de projets, en reconnaissant l'importance fondamentale de communiquer et de coordonner efficacement le travail entre les individus, une méthode précise de gestion de projet a en effet émergé.

Le but principal de tout ça est de réaliser le logement, qui est un lieu d'habitation, un local, un appartement ou une maison, et plus généralement tout endroit où une ou plusieurs personnes peuvent s'abriter, en particulier pour se détendre, dormir et manger en privé.

La crise du logement en Algérie a suscité l'attention d'universitaires et de divers intervenants appartenant à divers secteurs. De par son rôle socio-économique et de son caractère stratégique, le logement, a fait l'objet d'une multitude d'interventions, s'est étalé sur plusieurs secteurs et a été appréhendé par plusieurs disciplines.

−Il existe plusieurs types de logements en Algérie :

- AADL (logement location-vente) Algérie
- Cession des biens de l'état et des OPGI en Algérie
- LLP (logement locatif promotionnel)
- Logement rural en Algérie
- Logement social LPL (logement public locatif)
- LPA (logement promotionnel Aidé) Algérie
- LPP (logement promotionnel public) Algérie
- LPP (logement promotionnel public) pour les étrangers

−On distingue plusieurs entreprises de construction des bâtiments en Algérie :

**Publiques**

- ENPI (Entreprise Nationale de la Promotion Immobilière).
- OPGI (Offices de Promotion et de Gestion Immobilières).
- GCB (la société Nationale de Génie Civil et Bâtiment).
- HR (Habitat Rural).

**Privées**

- GAMA PRO
- SARI AZIZ
- HAMDOUN
- ETB LALAOUI MAHMOUD

## VII-2 Présentation de projet

Un projet est un « processus unique 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 telles que les contraintes de délais, de coûts et de ressources. ». Dans le secteur du bâtiment, définir un projet de construction est essentiel afin d'éviter des erreurs lors de la réalisation.

Nous avons étudié un bâtiment (R+9), à usage multiple situé à la wilaya de Sidi-Bel-Abbès, commune Sidi-Bel- Abbes, Rue MOUALID TAHAR, partie 174. Il occupe une surface de (465.677 m²) sur terrain, il est composé de 02 parkings sous terrain, 05 locaux commerciaux au niveau du RDC et deux catégories de logements (F3 et F4) répartie sur 09 étages.

### VII-2-1 Cycle de vie d'un projet de construction

Chaque projet pris en charge par votre équipe semble radicalement différent, que ce soit au niveau des membres d'équipe, des échéances, des besoins ou des objectifs.

Cependant, ces divers projets ont plus en commun que ce que vous pensez. Ils ont tous un début, un milieu et une fin qui suivent un processus reproductible.

(PMBOK) définit le cycle de vie d'un projet comme suit : « série de phases par lesquelles passe un projet de son lancement à sa clôture. » **[1]**

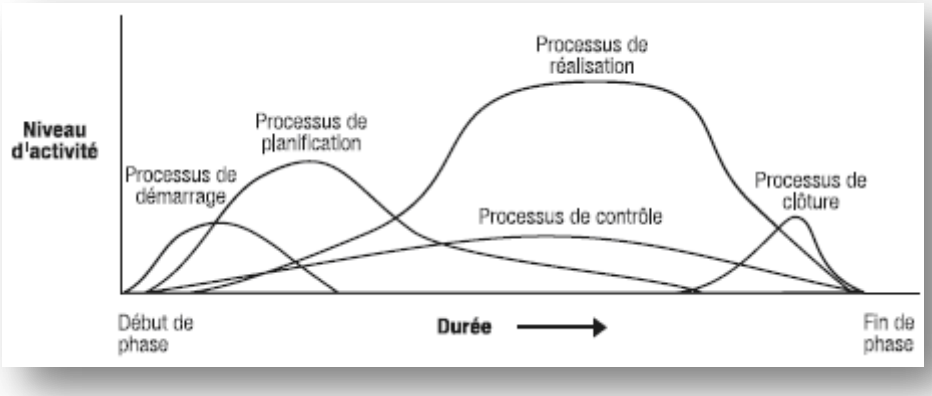



**Figure VII-1** : cycle de vie du projet de construction.

Le diagramme standard du cycle de vie d'un projet comprend 5 phases, qui sont généralement réalisées dans cet ordre lorsqu'un nouveau projet démarre, mais ce n'est pas obligatoire. Par exemple, si un changement vient légèrement modifier le cours de votre projet, vous retournerez probablement à la phase de planification pour prendre en compte ce changement, mais sans revenir à la phase de lancement.

Cet ensemble de phases peut sembler être une formalité, mais celles-ci peuvent être très utiles. Elles offrent une approche structurée de gestion d'un projet de A à Z. Vous bénéficiez ainsi de rôles et de responsabilités plus clairs, d'une communication rationalisée et, au final, d'une formule reproductible qui mène à la réussite des projets (avec moins d'oublis et de passes manquées).

### VII-2-2 Partie prenante du projet

**−Le maitre de l'ouvrage**

Le commanditaire du projet c'est l'entreprise **EURL BB promotion**, qui définit le cahier des charges et par conséquent les besoins, le budget, le calendrier prévisionnel ainsi que les objectifs à atteindre.

**−Le maitre d'œuvre**

La mission de la maîtrise d'œuvre est faite par **Mr. Bounoua Ahmed** et **BET GC− Sidhoum Kadda**. Ils ont élaboré le cahier des clauses techniques particulières (CCTP), contrôler la bonne exécution des travaux et jouer un role d'interface entre le client et les entreprises chargées d'exécuter les travaux.

**−Architectes**

les trois architectes concepteurs de ce bâtiment sont : **Sabri Kada**, **Merabet Karim** et **Sbai Farouk**

**−Organisme de contrôle (CTC − Sidi-Bel-Abbès)**

L'organisme est chargé du contrôle technique de la construction de bâtiment pour s'assurer de la stabilité et de la durabilité des ouvrages, fondation viabilité ayant un impact sur la stabilité de l'ouvrage, d'ossature de clos et couvert en vue de réduire les risques à la prévention des différents aléas techniques susceptible d'être rencontrés dans la réalisation.

**−Laboratoire LNHC (Sidi-Bel-Abbès)**

Le Laboratoire doit offrir un service public aux particuliers consistant en des essais de sols et des matériaux et en des conseils techniques. Ce service doit s'étendre à tous les acteurs, de la société civile et de l'Etat exprimant des demandes d'informations techniques et scientifiques

pour les besoins de leur propre programme dans le domaine de la géotechnique ou des matériaux de construction.

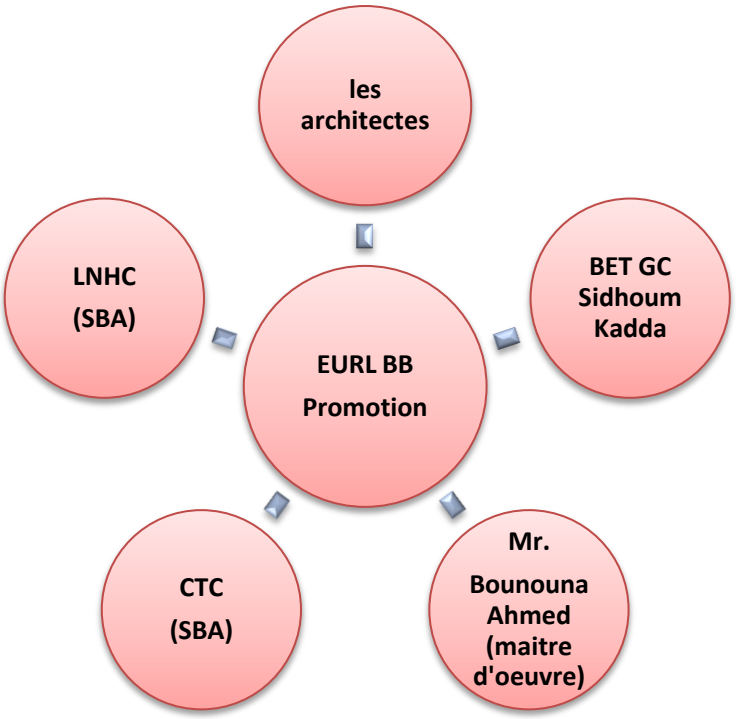



**Figure VII-2 :** les intervenants de notre projet.

### VII-3 Planification de notre projet

La gestion de projet couvre l'ensemble des **outils**, **techniques** et **méthodes** qui permettent au chef de projet et à l'équipe plus ou moins nombreuse, qui lui est directement associée, de **conduire**, **coordonner** et **harmoniser** les diverses tâches exécutées dans le cadre du projet, afin qu'il satisfasse aux besoins explicites et implicites pour les quels il a été entrepris.**[2]**

Pour cela, il faut savoir mettre en œuvre les outils de l'analyse fonctionnelle, de planification (WBS, Gantt), gérer un budget, motiver et animer l'équipe du projet, maitriser les risques. Tout cela en conciliant les intérêts du propriétaire et des parties prenantes.

Pour notre Projet de Fin d'étude, nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai, le coût et les risques.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

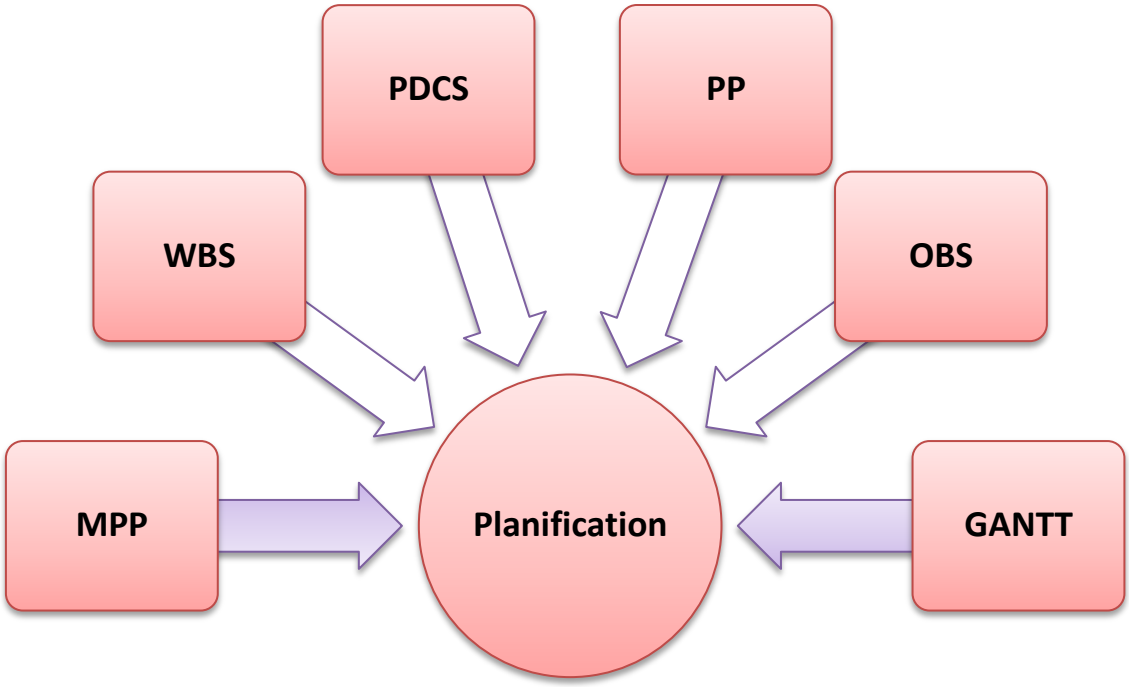



**Figure VII-3 :** Outilles utilisés planifier.

### VII-3-1)- La matrice des priorités (MPP)

Quand on doit choisir la manière d'aborder un projet, il existe 3 notions fondamentales qu'il faut connaître et évaluer : la qualité, le coût et le délai.

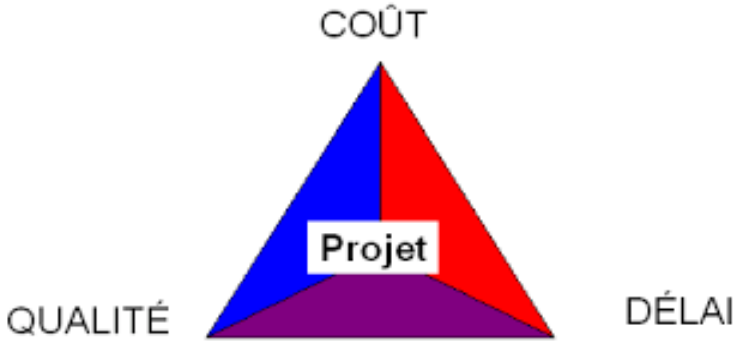



**Figure VII-4:** Les priorités du projet (PP).

Les chefs de projet sont confrontés en permanence à des choix dans leurs actions ou leurs décisions :

- ❖ Réaliser le projet dans les délais, mais avec un coût supplémentaire.
- ❖ Faire moins cher mais peut être au détriment de la qualité.
- ❖ Gagner sur les coûts ou les délais mais en dégradant les conditions de travail.

Pour notre étude, nous avons fixé la performance du projet comme contrainte, et nous avons optimisé le coût et le délai.

**Tableau VII-1 :** Matrice de priorité de notre cas.

| | **Performance** | **Délai** | **Coût** |
|---|---|---|---|
| **contraindre** | | | |
| **améliorer** | | | |
| **accepter** | | | |

### VII-3-2 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS)

PDCS outil informatique (Excel), très utilisé dans le domaine de management. Il est développé par « Construction Industry Institute ». (Organisation des propriétaires) (CII) (Environ 100 membres du CII versent $40000 par an pour les recherches en construction)

Le but est de satisfaire au maximum les objectifs des propriétaires. (Généralement d'importance différente, coût, durée, confidentialité etc.…) et de résoudre les problèmes en suivant 04 phases (planifier, réaliser, vérifier et agir).

Les critères de sélection sont basés sur les objectifs du propriétaire. (Facteurs tirés de l'industrie).

Dans le PDCS, il existe 12 types d'élaboration de projet et de stratégie de contrat.

La procédure de ce système regroupe dans trois(03) grandes parties :
- Choix des 03 alternatives avec le total de points les plus élevés (points définis suivant les objectifs et les conditions du projet 20).
- Utilisation de l'approche de compensation par défaut associé à chacune des 03 alternatives.
- Utilisation du système de compensation plus efficace pour la décision finale.

D'après les besoins du propriétaire, on va définir les facteurs importants dans ce projet et leurs scores.

**2.** Le coût minimum est critique pour le succès du projet ➔ On a choisi un score de 60%.
**5.** Le propriétaire assume un risque financier minimal dans le projet. ➔ On a choisi un score de 70%.
**7.** Achèvement avant les délais est critique pour le succès du projet.➔ On a choisi un score de 70%.
**14.** Le propriétaire veut un degré moins élevé de control et d'influence sur l'exécution du projet. ➔ On a choisi un score de 60%.
**16.** Propriétaire veut une utilisation minimale de ses ressources pour l'exécution du projet.
➔ On a choisi un score de 80%.
**20.** Conception/engineering du projet ou bien construction très complexe, non standards ou innovées..
➔ On a choisi un score de 60%.

**Tableau VII-2 :** Facteurs et leurs scores.

**Table A-1: Compute Preference Weights**

| Factor Action Statement | Preference Rank | Preference Scores | Normalized Preference Weight |
|---|---|---|---|
| 2. Ensure lowest cost | 3 | 60 | 0,15 |
| 5. Reduce risks or transfer risks to contractor | 4 | 70 | 0,18 |
| 7. Ensure shortest schedule | 2 | 70 | 0,18 |
| 14. Minimize Owner's controlling role | 6 | 60 | 0,15 |
| 16. Minimize Owner's involvement | 1 | 80 | 0,20 |
| 20. Efficiently coordinate project complexity | 5 | 60 | 0,15 |
| | | 400 | |

**Tableau VII-3 :** Score de chaque système.

**Table A-2: Compute Aggregate Scores**

| PDCS Relative Rank | PDCS Alternatives | Factor → | 2 | 5 | 7 | 14 | 16 | 20 | Aggregate Score |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Preference Weight → | 0,15 | 0,18 | 0,18 | 0,15 | 0,20 | 0,15 | |
| 6 | PDCS 01 | Predetermined Effectiveness Values (Table EV-1) | 90 | 80 | 0 | 10 | 20 | 70 | 43,50 |
| 6 | PDCS 02 | | 100 | 50 | 50 | 0 | 10 | 60 | 43,50 |
| 7 | PDCS 03 | | 70 | 60 | 10 | 30 | 20 | 50 | 38,75 |
| 9 | PDCS 04 | | 70 | 60 | 0 | 20 | 20 | 40 | 34,00 |
| 10 | PDCS 05 | | 60 | 20 | 40 | 20 | 20 | 40 | 32,50 |
| 4 | PDCS 06 | | 40 | 70 | 80 | 40 | 60 | 70 | 60,75 |
| 2 | PDCS 07 | | 80 | 90 | 100 | 90 | 90 | 100 | 91,75 |
| 3 | PDCS 08 | | 80 | 80 | 90 | 80 | 70 | 80 | 79,75 |
| 12 | PDCS 09 | | 0 | 10 | 90 | 10 | 0 | 0 | 19,00 |
| 11 | PDCS 10 | | 0 | 0 | 60 | 50 | 70 | 0 | 32,00 |
| 1 | PDCS 11 | | 80 | 100 | 100 | 100 | 100 | 90 | 95,50 |
| 8 | PDCS 12 | | 40 | 0 | 100 | 0 | 0 | 80 | 35,50 |

Le résultat de travail élaboré est représenté comme suit :

| PDCS Relative | PDCS Alternatives | Types de contrat |
|---|---|---|
| **01** | **11** | Clé en main (TurnKey) |
| **02** | **07** | Conception/construction (DB) |
| **03** | **08** | Multiple Conception/construction |

D'après les résultats obtenus, on va choisir :

| | | |
|---|---|---|
| **PDCS 11** | **Clé en main** | *** Chevauchement entre les phases de conception et de construction.**<br>***Acquisition commence pendant la conception.**<br>***Propriétaire signe un contrat avec l'entrepreneur pour la livraison clé en main.** |

- **Interprétation :** Un projet **clé en main** est un projet qui, une fois réalisé, est immédiatement prêt à être utilisé.

### VII-3-2-1 Les avantages d'un projet clé en main

- **Le confort** : le propriétaire n'a effectivement pas à se préoccuper des contacts avec les artisans, des relances, de l'organisation du chantier ni de son suivi, ainsi que des aléas inévitables lors de la mise en œuvre d'un tel projet.
- **Le prix est définitif :** avec un bâtiment clé en main, le prix est convenu à l'avance. Ce qui signifie que si le coût d'un matériau augmente, cela n'aura pas de répercussion sur le prix.
- **La garantie :** Le constructeur est par ailleurs tenu de respecter les termes du contrat, ce qui suppose qu'aucune (mauvaise) surprise n'est possible et que les nouveaux propriétaires mettront les pieds dans le logement dont ils ont rêvé aux prémices du projet.

### VII-3-2-2 Les limites d'un projet clé en main

- **Le manque de souplesse :** avec des délais et un budget à tenir, un contrat de maison clé en main présente forcément moins de flexibilité que celui d'une maison traditionnelle. Le propriétaire, qui n'est pas maître d'œuvre, dispose de moins de marge de manœuvre pendant la construction et peut difficilement faire changer des plans ou modifier des solutions d'aménagement en cours de travaux.
- **Une maison standard :** bien que l'on puisse adapter un petit peu les plans à ses souhaits et ses goûts personnels, les maisons clé en main laissent très peu de liberté quant à la personnalisation de la maison. Les plans sont en effet moins flexibles et le sur mesure reste très limité.

Rapport-Gratuit.com

- **Le prix :** Comme le propriétaire n'intervient absolument pas dans les travaux de construction d'une maison clé en main, il n'est pas possible de faire des économies sur les finitions. Le prix de ce type de maison est donc beaucoup plus cher.

### VII-3-3 Works Breakdown Structure (WBS)

**WBS** Est une décomposition hiérarchique des travaux nécessaires pour réaliser les objectifs d'un projet.

Elle a pour but d'aider à organiser le projet, en définissant la totalité de son contenu et en servant de référence pour planifier les activités et établir le budget prévisionnel. Elle est également utilisée pour guider la gestion des risques, ou identifier les acquisitions nécessaires. Elle permet également de déléguer et de contractualiser la mission confiée à chaque acteur. **[3]**

Le WBS de notre bâtiment est dans **[Annexe B]** .

### VII-3-4 Organisationnel breakdown structure (OBS)

Est un schéma qui représente les responsabilités de chaque membre pour chaque tâche d'un projet. **[3]**

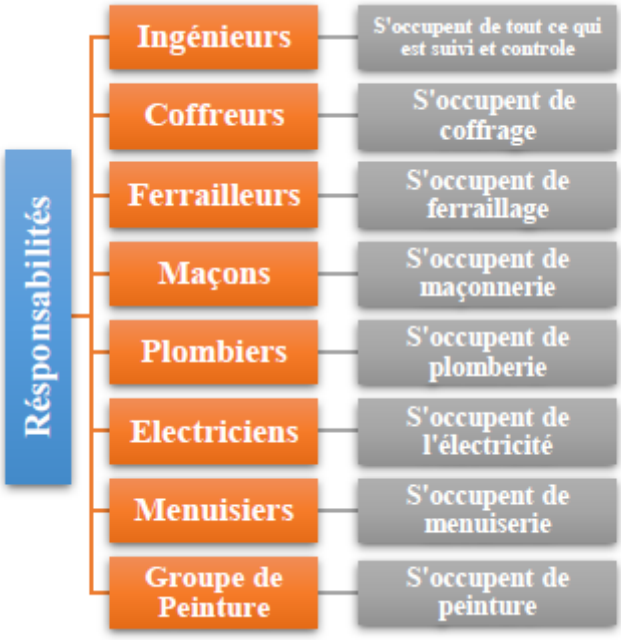



**Figure VII-5:** Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS). **[10]**

### VII-3-5 Diagramme de Gantt (délai)

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc 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. **[4]**

Diagramme de Gantt est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est **Microsoft Project. [Annexe A]**

#### VII-3-5-1 MS Project

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 des projets. **[3]**

#### VII-3-5-2 La notion tâche

Dans un projet, les tâches sont effectuées dans un ordre déterminé. Très souvent, on notera qu'une tâche doit être achevée avant que la tâche suivante ne puisse débuter. Ces deux tâches ont une **liaison** de fin à début. Cela signifie que :

-la seconde tâche doit être effectuée après la première ; c'est ce que l'on appelle une **séquence**.

-la seconde tâche ne peut être accomplie qu'une fois que la première est achevée ; c'est ce que l'on appelle une **interdépendance**.

Dans Microsoft Project, la première tâche est appelée le **prédécesseur** car elle précède les tâches qui en dépendent. La seconde tâche est appelée **successeur**, car elle succède à des tâches dont elle dépend.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Microsoft Project offre quatre types de relations entre les tâches :

**Fin-début (FD) :** La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.

**Début-début (DD) :** La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.

**Fin-fin (FF) :** La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.

**Début-fin (DF) :** La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé. **[5]**

### VII-3-5-3 Nombre des effectifs

Le gestionnaire de projet ou le chef d'équipe examine les compétences du personnel et les compare avec les rôles et les responsabilités nécessaires à chaque phase; il tient compte à la fois des tâches nouvelles et existantes. Le centre d'expertise doit entretenir les compétences de base, tandis que les responsables de projet doivent donner une formation ou fournir une possibilité de perfectionnement adaptée au projet, en fonction des besoins opérationnels.
Le nombre des effectifs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-4** nombre des effectifs.

| Les effectifs | Nombre des personnes |
|---|---|
| Chef de chantier | 01 |
| Coffreurs | 08 |
| Ferrailleurs | 08 |
| Maçons | 10 |
| Manœuvres | 08 |
| Electriciens | 03 |
| Plombiers | 03 |
| peintres | 06 |
| menuisiers | 02 |

### VII-3-5-4 Estimation de nombre des éléments structuraux et ses quantités

**Tableau VII-5** : nombre des éléments structuraux et ses quantités

| Les niveaux | Nombre de poteau | Nombre de voile | Nombre de poutre principale | Nombre de poutre secondaire |
|---|---|---|---|---|
| Sous sol 02 | 28 | 22 | | |
| Sous sol 01 | 28 | 22 | 21 | 23 |
| RDC jusqu'a étage 08 | 28 | 13 | 21 | 23 |
| Etage 09 | 21 | 11 | 14 | 18 |
| Buanderie | 6 | 04 | 3 | 4 |

**Tableau VII-6-1 :** Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.

| Les niveaux | volume des poteaux ($m^3$) | Volume des voiles ($m^3$) | surface des murs intérieurs ($m^2$) | surface des murs extérieurs ($m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| SS02 | 41.98 | 77.571 | 296.73 | |
| SS01 | 53.65 | 99.13 | 368.74 | |
| RDC | 54.30 | 44.867 | 441.086 | 277.13 |
| 01 | 38.21 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 02 | 32.56 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 03 | 32.56 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 04 | 27.36 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 05 | 27.36 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 06 | 22.61 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 07 | 22.61 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 08 | 18.31 | 31.573 | 296.382 | 186.96 |
| 09 | 13.74 | 27.294 | 211.114 | 162.183 |
| Buanderie | 3.10 | 10.74 | 7.371 | 57.86 |

**Tableau VII-6-2 :** Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.

| Les niveaux | Volume des poutres.P ($m^3$) | Volume des poutres.S ($m^3$) | Surface des planchers ($m^2$) |
|---|---|---|---|
| SS01 | 12.14 | 11.592 | 440.717 |
| RDC | 12.14 | 11.592 | 416.717 |
| 01 | 12.14 | 11.592 | 490.63 |
| 02 | 12.14 | 11.592 | 518.38 |
| 03 | 12.14 | 11.592 | 529.73 |
| 04 | 12.14 | 11.592 | 529.73 |
| 05 | 12.14 | 11.592 | 519.37 |
| 06 | 12.14 | 11.592 | 519.37 |
| 07 | 12.14 | 11.592 | 519.37 |
| 08 | 12.14 | 11.592 | 529.73 |
| 09 | 12.14 | 11.592 | 499.076 |
| T.A | 8.38 | 9.072 | 328.32 |
| T.Inacc | 1.64 | 2.016 | 49.92 |

Sur la base de ces informations, on a effectué un calcul automatique grâce au logiciel **MS Project** qui nous a permis d'obtenir les résultats ci-après :

- La durée du projet est de **611 jours** de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ **20 mois.**
- Le début du projet est prévu le **: 23/02/2020.**
- La fin du projet est prévu le : **26/06/2022.**

## VII-4 L'estimation du coût de projet

Parmi les différentes étapes de gestion d'un projet, l'évaluation du coût du projet est la plus importante et la plus délicate**.** En effet, cette phase nécessite beaucoup de rigueur et doit être la plus exhaustive possible afin de fournir un chiffrage précis, fiable et pertinent. Le but est d'établir le coût potentiel du projet, de son lancement jusqu'à sa clôture. Cette phase n'est pas simple et il est essentiel d'impliquer l'ensemble des parties prenantes pour nous aider. **[5]**

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de coûts :

### VII-4-1 Estimation par analogie (Descendante)

Le principe de la méthode analogique consiste à effectuer une extrapolation à partir des cas similaires (cas source) au cas présent (cas cible). Les cas source sont extraits de la base de données historique des projets. La structure du cas-cible peut être sensiblement différente des cas sources. le résultat obtenu demande à être interprété par un deviseur expérimenté.

### VII-4-2 Estimation analytique (Ascendante; bottum-up)

Elle permet d'évaluer le coût d'un projet à partir de la décomposition du travail à réaliser en tâches élémentaires. C'est à la fois la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue de toutes les méthodes rationnelles d'estimation de coût.

Elle nécessite la connaissance de la structure exacte du produit et du descriptif détaillé des travaux (WBS). La mise en œuvre de la méthode analytique est longue et donc coûteuse, cependant, elle est la plus fiable.

### VII-4-3 Estimation paramétrique

Elle est fondée sur le retour d'expérience, elle fait appel à des calculs plus complexes que dans la méthode analogique. Elle ne fonctionne que sur une famille de projets de structure identique ne différant que par la taille. Les calculs sont automatisables sur un simple tableau comme par exemple Excel.

L'utilisation des applications de chiffrage paramétrique est à la portée d'un opérateur inexpérimenté. Par contre l'élaboration de la formule d'estimation des coûts est complexe et nécessite un expert rompu au calcul statistique. **[7]**

### VII-4-4 Estimation par logiciels de gestion de projet

Cette (Figure VII-6) nous explique la pertinence des différentes méthodes par rapport au cycle de vie de notre projet **:**

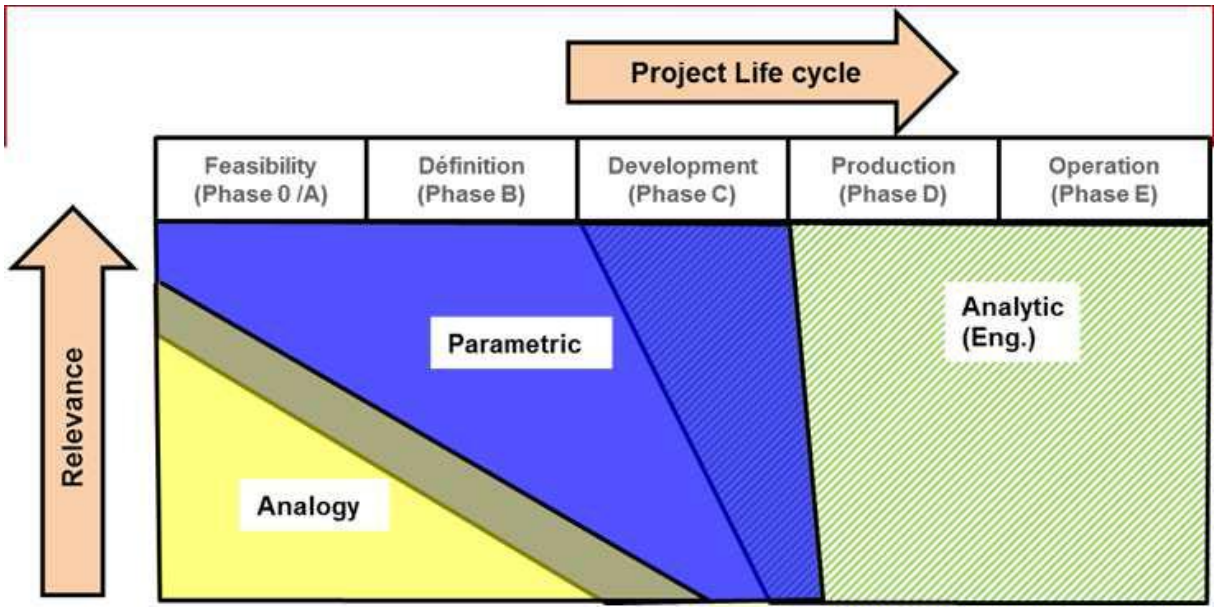



**Figure VII-6** : Les modèles d'estimation des coûts. **[8]**

- **Détermination de coût par estimation paramétrique**

Notre projet est classé comme logement Promotionnel aidé (LPA) :
D'après le Site du ministère du logement (mhuv.gov.dz), le Ministre a donné en détails les prix d'un nouveau programme des logements LPA. Ainsi le prix de F3 Avec Taxe coûtera environ de 3.100.000DA, et F4 coûtera environ 3.900.000DA.
Et d'après un promoteur qui est entrain de réalisé un programme de logements promotionnels aidés pareil à SBA :

- Notre bâtiment est de logement de type (F3 et F4), le prix de mètre carré d'habitation est varié entre 35000.00 DA et 55000.00 DA.
- le RDC contient 05 locaux commerciaux le prix du mètre carré est égale à 35000.00 DA.
- Le parking est destiné comme sous-sol le prix du mètre carré est égale à 20000.00 DA.

Une fois que nous nous sommes fixés les paramètres nous pouvons donc estimer le coût de revient de notre projet suivant les tableaux ci-dessous :

- **Logements**

On spécifie 5 types de logements selon la superficie :

**Tableau VII-7:** Le prix de chaque catégorie des logements.

| **Types** | **Surfaces (m2)** | **Prix unitaire (DA)** | **Prix de logement (DA)** |
|---|---|---|---|
| F3a | 134.6224 | 55000 | 7404232 |
| F3b | 142.5459 | 55000 | 7840024.5 |
| F4a | 152.5638 | 55000 | 8931009 |
| F4b | 163.1095 | 55000 | 8971022.5 |
| F4c | 179.7561 | 55000 | 9886585.5 |

- **Locaux**

Dans notre bâtiment, il y a 05 locaux au niveau du RDC, qu'ils ont la même surface:

**Tableau VII-8:** Le prix de chaque catégorie des locaux

| **Surfaces ($m^2$)** | **Prix unitaire (DA)** | **Prix de local (DA)** | **Prix des locaux (DA)** |
|---|---|---|---|
| 14.96 | 35000 | 523600.00 | 2618000.00 |

Alors, le coût global de la réalisation de notre projet avec Taxe sera représenté comme suit :

**Tableau VII-9:** Le prix estimatif global avec taxe de notre structure.

| **Usage** | **Prix de 1 $m^2$** | **Prix de logement A.T (DA)** |
|---|---|---|
| **Parking** | 20000 | 18627080 |
| **Commerce** | 35000 | 2618000 |
| **Habitation** | 55000 | 218038727 |
| | | $\sum$ **239283807** |

D'après plusieurs études managériales similaires, notre coût est dans les normes standards.

### VII-5 Le management des risques

La management des risques de projet, est la discipline qui s'attache à identifier, évaluer et prioriser les risques relatifs aux activités d'une organisation, quelles que soient la nature ou l'origine de ces risques, pour les traiter méthodiquement de manière coordonnée et économique, de manière à réduire et contrôler la probabilité des événements redoutés, et réduire l'impact éventuel de ces événements dans le cadre de projet. **[3]**

### VII-5-1 Caractéristiques du risque

**La probabilité d'apparition :** Cette probabilité peut être évaluée de manière qualitative ou quantitative. L'évaluation qualitative consiste à affecter une valeur sur une échelle ordinale (par exemple : très faible, faible, forte et très forte). L'évaluation quantitative quant à elle, affecte une valeur numérique à cette probabilité.

**L'impact ou gravité :** Cette caractéristique donne une estimation des conséquences du risque. On peut considérer un impact sur les coûts, sur les délais et la qualité. On peut aussi, si l'on travaille en évaluation qualitative, considérer un impact global en lui attribuant une valeur sur une échelle ordinale (par exemple : très faible, faible, fort et très fort). Si l'on considère un impact quantitatif sur les coûts ou les délais, on peut donner une fonction de répartition statistique de l'impact (loi constante, normale, β, …).

**Détectabilité ou probabilité de détection :** On peut considérer cette caractéristique soit comme binaire (facilement détectable, difficilement détectable) soit comme une probabilité que l'on peut évaluer qualitativement ou quantitativement.

**L'exposition ou criticité :** Cette caractéristique est déterminée en fonction de la probabilité, de l'impact et/ou de la détectabilité du risque.

Elle permet de hiérarchiser les risques, en distinguant les risques acceptables de ceux qui sont inacceptables pour le projet et devront donc être traités en priorité. **[9]**

$$\textbf{Criticité} = \textbf{gravité} \times \textbf{fréquence}$$

### VII-5-2 La procédure de mise en place du management des risques de projet

Les processus de gestion des risque se fait en quatre étape :

1- **Identification des risques :** Identifier les risques, c'est attribuer à un risque un libellé, mais aussi mettre en exergue ses causes et ses conséquences. On lui attribue alors une classe, un propriétaire et éventuellement un processus lié et d'autres caractéristiques comme sa période active.

2- **Évaluation des risques :** Le but de cette activité est de donner une évaluation ou estimation de certaines caractéristiques du risque telles que la probabilité d'apparition, l'impact ou la détectabilité.
3- **Hiérarchisation des risques :** L'objectif de cette activité est de classer les risques en fonction de leur dangerosité. Pour ce faire, on utilise la caractéristique d'exposition. L'exposition est une caractéristique calculée à partir de la probabilité d'apparition, de l'impact et parfois de la détectabilité.
4- **Traitement des Risques :** L'objectif de cette phase est de déterminer, pour chaque risque jugé inacceptable, le type de réponse ou stratégie permettant de le maîtriser et de définir les actions à mettre en œuvre. Différentes stratégies peuvent être choisies :
• Transfert ou partage du risque .
• Élimination du risque (en supprimant ses causes) .
• Réduction du risque par des actions visant soit à diminuer sa probabilité (actions préventives), soit à diminuer son impact s'il se réalise, soit à combiner les deux approches.

### VII-5-3 Classification des risques présentant dans notre projet

Notre projet est soumis aux risques, on a estimé et identifié les principaux risques, ensuite on a évalué la criticité dans le but de les gérer manager et les maitriser.

**Tableau VII-10 :** Classification des risques.

| | Evénement à risque | Probabilité | Gravité | Criticité | Action à entreprendre |
|---|---|---|---|---|---|
| **R1** | Manque de matériaux | **03** | **02** | **06** | -Utiliser les stocks. |
| **R2** | chutes, glissades et trébuchements attribuables à des débris ou à des surfaces de plancher inégales | **03** | **04** | **12** | - Installation des filets de sécurité, des gardes corps, des plateformes élévatrices. -L'obligation de porter un casque de sécurité. |
| **R3** | incidents mettant en cause des véhicules ou d'autre équipement mobile | **03** | **04** | **12** | Un chauffeur professionnel et prudent, en particulier lors du transport des matériaux de construction. |
| **R4** | séisme | **01** | **03** | **03** | -suivre les exigences du RPA. -partagé le risque avec une assurance (SAA). |

### VII-5-4 Matrice de criticité

La matrice de criticité est évaluée souvent sur une échelle de 1 à 5. Elle est liée à l'intensité de l'accident lorsqu'il se produit, et elle est conçue pour aider les entreprises à déterminer le niveau de risque. **[1]**

On a élaboré une matrice de criticité représenté comme suit :

| Probabilité d'occurrence | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Quasiment certain 5** | | | | | |
| | **Probable 4** | | | | | |
| | **Possible 3** | | **R1** | | **R2; R3** | |
| | **Peu-probable 2** | | | | | |
| | **Rare 1** | | | **R4** | | |
| | | **Limité 1** | **Mineur 2** | **Modéré 3** | **Majeur 4** | **Très significatif 5** |
| | | **Gravité** | | | | |

Risque acceptable
Risque modéré
Risque majeur
Risque inacceptable

**Figure VII-7 :** La matrice de criticité.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## VII-6 Conclusion

Une bonne gestion de projets représente beaucoup plus qu'une livraison de projet respectant les délais, la portée et le budget. Elle rapproche les clients et les équipes, crée une vision de réussite et permet à tous de rester concentrés sur ce qui est requis afin de demeurer sur la voie de la réussite. Un projet bien géré aura une incidence positive qui s'étend bien au-delà de la livraison.

Et dans ce chapitre, nous avons essayé de montrer l'importance de Management de projet et comment il facilite le travail et le rendre plus organisé.

Nous avons constaté aussi 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 a été faite par la méthode paramétrique.

Enfin, la bonne gestion permettra le bon déroulement de projet et assurera le bon pilotage.

# Conclusion générale

C'est grâce à ce projet de fin d'étude, que nous avons eu l'opportunité de cumuler les connaissances théorique avec celle de la pratique. Ceci permet également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnelle et d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels SAP 2000V14 ; Safe ; Auto CAD ; MS Project ; MindView permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour nous. Il nous a fourni les moyens nécessaires qui nous aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.

## Références bibliographiques

**[BAEL, 91]** Jean-Pierre Mougin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

**[RPA, 99/V2003]** Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique réglementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

**[DTR B.C. 2.2]** MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

**[CBA 93]** Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.

**[1]** PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

**[2]** AFNOR , L'Association française de normalisation a été créée en 1926 .

**[3]** **https://www.wikipedia.org**

**[4]** **https://www.gantt.com**

**[5]** https://stratex-afrique.com

**[6]** https://www.planzone.fr

**[7]** https://fr.linkedin.com

**[8]** PH. GASTINEL/ J FRANCK. Approche paramétrique d'estimation des couts appliquée au projet IFMIF

**[9]** ICSSEA 2002 Assises n°10 Chauveau. Bien caractériser les risques

**[10]** HAROUAT, A et RAMDANI, M. Etude technico-managériale d'un bâtiment à usage multiple «2 sous sol+RDC+12 étages » en béton armé implanté à Tlemcen. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en juin 2019, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 210 p

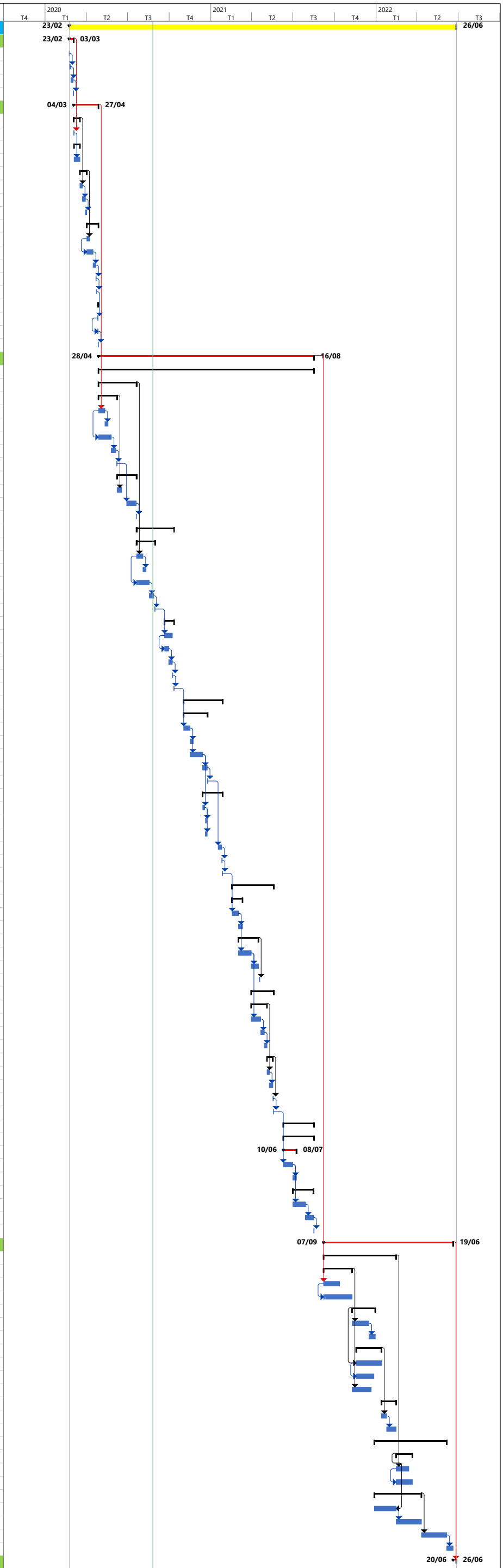
**[11]** Rafik Taleb, Règles Parasismiques Algérienne RPA99/Version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé, interprétation et proposition, 24/09/2017

**[12]** MESSAOUDEN, S et HALHALI, A. Étude technique et managériale d'un bâtiment « sous sol + RDC +10 étages » à Oran. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en juin 2018, Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 233 p.

# ANNEXE A

# Diagramme de GANTT

| N° | Mode Tâche | Nom de la tâche | Durée | Début | Fin | Prédécesseurs |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | **1 Bâtiment 2 SS Plus R+09** | **611 jours** | **23/02/20 08:00** | **26/06/22 16:00** | |
| 2 | | **1.1 Installation de chantier** | **8 jours** | **23/02/20 08:00** | **03/03/20 16:00** | |
| 3 | | 1.1.1 Création de l'accès. | 1 jour | 23/02/20 08:00 | 23/02/20 16:00 | |
| 4 | | 1.1.2 Mur de clôture. | 3 jours | 24/02/20 08:00 | 26/02/20 16:00 | 3 |
| 5 | | 1.1.3 Baraque de chantier. | 3 jours | 27/02/20 08:00 | 02/03/20 16:00 | 4 |
| 6 | | 1.1.4 approvisionnement | 1 jour | 03/03/20 08:00 | 03/03/20 16:00 | 5 |
| 7 | | **1.2 Infrastructure.** | **39 jours** | **04/03/20 08:00** | **27/04/20 16:00** | |
| 8 | | **1.2.1 Terrassement** | **10 jours** | **04/03/20 08:00** | **17/03/20 16:00** | |
| 9 | | 1.2.1.1 Décapage de la terre végétale | 1 jour | 04/03/20 08:00 | 04/03/20 16:00 | 2 |
| 10 | | **1.2.1.2 Evacuation** | **9 jours** | **05/03/20 08:00** | **17/03/20 16:00** | |
| 11 | | 1.2.1.2.1 Fouille de radier | 9 jours | 05/03/20 08:00 | 17/03/20 16:00 | 9 |
| 12 | | **1.2.2 Assainissement** | **11 jours** | **18/03/20 08:00** | **01/04/20 16:00** | |
| 13 | | 1.2.2.1 Creusement des regards | 3 jours | 18/03/20 08:00 | 22/03/20 16:00 | 8 |
| 14 | | 1.2.2.2 Pose des canalisations | 5 jours | 23/03/20 08:00 | 29/03/20 16:00 | 13 |
| 15 | | 1.2.2.3 Remblais | 3 jours | 30/03/20 08:00 | 01/04/20 16:00 | 14 |
| 16 | | **1.2.3 Radier général.** | **18 jours** | **02/04/20 08:00** | **27/04/20 16:00** | |
| 17 | | 1.2.3.1 Réglage de fouille | 4 jours | 02/04/20 08:00 | 07/04/20 16:00 | 12 |
| 18 | | 1.2.3.2 Ferraillage | 10 jours | 02/04/20 08:00 | 15/04/20 16:00 | 17DD |
| 19 | | 1.2.3.3 Coffrage | 4 jours | 16/04/20 08:00 | 21/04/20 16:00 | 18 |
| 20 | | 1.2.3.4 Bétonnage | 1 jour | 22/04/20 08:00 | 22/04/20 16:00 | 19 |
| 21 | | 1.2.3.5 Décoffrage | 1 jour | 23/04/20 08:00 | 23/04/20 16:00 | 20 |
| 22 | | **1.2.3.6 Plate forme.** | **2 jours** | **26/04/20 08:00** | **27/04/20 16:00** | |
| 23 | | 1.2.3.6.1 Pose gravier | 1 jour | 26/04/20 08:00 | 26/04/20 16:00 | 21 |
| 24 | | 1.2.3.6.2 Pose treillis soudés | 1 jour | 26/04/20 08:00 | 26/04/20 16:00 | 23DD |
| 25 | | 1.2.3.6.3 Coulage plate forme | 1 jour | 27/04/20 08:00 | 27/04/20 16:00 | 24 |
| 26 | | **1.3 Superstructure.** | **340 jours** | **28/04/20 08:00** | **16/08/21 16:00** | |
| 27 | | **1.3.1 Sous Sol** | **340 jours** | **28/04/20 08:00** | **16/08/21 16:00** | |
| 28 | | **1.3.1.1 Sous sol2** | **60 jours** | **28/04/20 08:00** | **20/07/20 16:00** | |
| 29 | | **1.3.1.1.1 Poteaux et voiles de soutènement et contrevetement** | **29 jours** | **28/04/20 08:00** | **07/06/20 16:00** | |
| 30 | | 1.3.1.1.1.1 Ferraillage des poteaux de sous sol2 | 10 jours | 28/04/20 08:00 | 11/05/20 16:00 | 7 |
| 31 | | 1.3.1.1.1.2 Coffrage des poteaux sous sol2 | 5 jours | 12/05/20 08:00 | 18/05/20 16:00 | 30 |
| 32 | | 1.3.1.1.1.3 Ferraillage des voiles | 20 jours | 28/04/20 08:00 | 25/05/20 16:00 | 30DD |
| 33 | | 1.3.1.1.1.4 Coffrage des voiles | 8 jours | 26/05/20 08:00 | 04/06/20 16:00 | 32 |
| 34 | | 1.3.1.1.1.5 Bétonnage des poteaux sous sol2+ voiles | 1 jour | 07/06/20 08:00 | 07/06/20 16:00 | 33 |
| 35 | | **1.3.1.1.2 Planchers dalles pleins et escallier** | **31 jours** | **08/06/20 08:00** | **20/07/20 16:00** | |
| 36 | | 1.3.1.1.2.1 Ferraillage des poutres et chainages sous sol1 | 8 jours | 08/06/20 08:00 | 17/06/20 16:00 | 29 |
| 37 | | 1.3.1.1.2.2 Ferraillage et coffrage de la dalle pleine de sous sol1 + escallier | 15 jours | 29/06/20 08:00 | 19/07/20 16:00 | 34FD+15 jours |
| 38 | | 1.3.1.1.2.3 Coulage de la dalle de sous sol1 + poutres et escallier | 1 jour | 20/07/20 08:00 | 20/07/20 16:00 | 37 |
| 39 | | **1.3.1.2 Sous sol 1** | **59 jours** | **21/07/20 08:00** | **11/10/20 16:00** | |
| 40 | | **1.3.1.2.1 Poteaux et voiles de soutènement et contrevetement** | **29 jours** | **21/07/20 08:00** | **30/08/20 16:00** | |
| 41 | | 1.3.1.2.1.1 Ferraillage des poteaux de sous sol 1 | 10 jours | 21/07/20 08:00 | 03/08/20 16:00 | 28 |
| 42 | | 1.3.1.2.1.2 Coffrage des poteaux sous sol 1 | 5 jours | 04/08/20 08:00 | 10/08/20 16:00 | 41 |
| 43 | | 1.3.1.2.1.3 Ferraillage des voiles | 20 jours | 21/07/20 08:00 | 17/08/20 16:00 | 41DD |
| 44 | | 1.3.1.2.1.4 Coffrage des voiles | 8 jours | 18/08/20 08:00 | 27/08/20 16:00 | 43 |
| 45 | | 1.3.1.2.1.5 Bétonnage des poteaux sous sol 1 + voiles | 1 jour | 30/08/20 08:00 | 30/08/20 16:00 | 44 |
| 46 | | **1.3.1.2.2 Planchers dalles pleins et escallier** | **15 jours** | **21/09/20 08:00** | **11/10/20 16:00** | |
| 47 | | 1.3.1.2.2.1 Ferraillage des poutres et chainages RDC | 13 jours | 21/09/20 08:00 | 07/10/20 16:00 | 45FD+15 jours |
| 48 | | 1.3.1.2.2.2 Ferraillage des poutrelles | 7 jours | 21/09/20 08:00 | 29/09/20 16:00 | 47DD |
| 49 | | 1.3.1.2.2.3 Coffrage de la dalle de RDC | 6 jours | 30/09/20 08:00 | 07/10/20 16:00 | 48 |
| 50 | | 1.3.1.2.2.4 La pose d'hourdis | 1 jour | 08/10/20 08:00 | 08/10/20 16:00 | 49 |
| 51 | | 1.3.1.2.2.5 Coulage de la dalle RDC+poutres+chainages. | 1 jour | 11/10/20 08:00 | 11/10/20 16:00 | 50 |
| 52 | | **1.3.1.3 RDC** | **62 jours** | **02/11/20 08:00** | **26/01/21 16:00** | |
| 53 | | **1.3.1.3.1 Poteaux et voiles de contrevetement** | **39 jours** | **02/11/20 08:00** | **24/12/20 16:00** | |
| 54 | | 1.3.1.3.1.1 Ferraillage des poteaux de RDC | 10 jours | 02/11/20 08:00 | 15/11/20 16:00 | 51FD+15 jours |
| 55 | | 1.3.1.3.1.2 Coffrage des poteaux RDC | 5 jours | 16/11/20 08:00 | 22/11/20 16:00 | 54 |
| 56 | | 1.3.1.3.1.3 Ferraillage des voiles | 20 jours | 16/11/20 08:00 | 13/12/20 16:00 | 54 |
| 57 | | 1.3.1.3.1.4 Coffrage des voiles | 8 jours | 14/12/20 08:00 | 23/12/20 16:00 | 56 |
| 58 | | 1.3.1.3.1.5 Bétonnage des poteaux RDC + voiles | 1 jour | 24/12/20 08:00 | 24/12/20 16:00 | 57 |
| 59 | | **1.3.1.3.2 Plancher corps creux et escallier** | **32 jours** | **14/12/20 08:00** | **26/01/21 16:00** | |
| 60 | | 1.3.1.3.2.1 Ferraillage d'escalier RDC | 4 jours | 14/12/20 08:00 | 17/12/20 16:00 | 56 |
| 61 | | 1.3.1.3.2.2 Coffrage d'escalier RDC | 2 jours | 20/12/20 08:00 | 21/12/20 16:00 | 60 |
| 62 | | 1.3.1.3.2.3 Ferraillage des poutrelles | 4 jours | 20/12/20 08:00 | 23/12/20 16:00 | 60 |
| 63 | | 1.3.1.3.2.4 Coffrage de la dalle | 6 jours | 17/01/21 08:00 | 24/01/21 16:00 | 58FD+15 jours |
| 64 | | 1.3.1.3.2.5 La pose d'hourdis | 1 jour | 25/01/21 08:00 | 25/01/21 16:00 | 63 |
| 65 | | 1.3.1.3.2.6 Bétonage de l'ensemble escalliers / dalle | 1 jour | 26/01/21 08:00 | 26/01/21 16:00 | 64 |
| 66 | | **1.3.1.4 Etage 01 jusqu'a étage 09** | **66 jours** | **17/02/21 08:00** | **19/05/21 16:00** | |
| 67 | | **1.3.1.4.1 Les poteaux** | **17 jours** | **17/02/21 08:00** | **11/03/21 16:00** | |
| 68 | | 1.3.1.4.1.1 Ferraillage des poteaux de 1 étage | 10 jours | 17/02/21 08:00 | 02/03/21 16:00 | 65FD+15 jours |
| 69 | | 1.3.1.4.1.2 Coffrage des poteaux | 7 jours | 03/03/21 08:00 | 11/03/21 16:00 | 68 |
| 70 | | **1.3.1.4.2 Les voiles** | **32 jours** | **03/03/21 08:00** | **15/04/21 16:00** | |
| 71 | | 1.3.1.4.2.1 Ferraillage des voiles | 20 jours | 03/03/21 08:00 | 30/03/21 16:00 | 68 |
| 72 | | 1.3.1.4.2.2 Coffrage des voiles | 12 jours | 31/03/21 08:00 | 15/04/21 16:00 | 71 |
| 73 | | 1.3.1.4.3 Bétonnage des poteaux et voiles | 1 jour | 18/04/21 08:00 | 18/04/21 16:00 | 70 |
| 74 | | **1.3.1.4.4 Plancher corps creux et escallier** | **36 jours** | **31/03/21 08:00** | **19/05/21 16:00** | |
| 75 | | **1.3.1.4.4.1 Ferraillage** | **25 jours** | **31/03/21 08:00** | **04/05/21 16:00** | |
| 76 | | 1.3.1.4.4.1.1 Ferraillage des poutres et chainages de l'étage suivant | 15 jours | 31/03/21 08:00 | 20/04/21 16:00 | 71 |
| 77 | | 1.3.1.4.4.1.2 Ferraillage des poutrelles | 6 jours | 21/04/21 08:00 | 28/04/21 16:00 | 76 |
| 78 | | 1.3.1.4.4.1.3 Ferraillage d'escalier | 4 jours | 29/04/21 08:00 | 04/05/21 16:00 | 77 |
| 79 | | **1.3.1.4.4.2 Coffrage** | **9 jours** | **05/05/21 08:00** | **17/05/21 16:00** | |
| 80 | | 1.3.1.4.4.2.1 Coffrage d'escalier | 3 jours | 05/05/21 08:00 | 09/05/21 16:00 | 75 |
| 81 | | 1.3.1.4.4.2.2 Coffrage de la dalle d'étage | 6 jours | 10/05/21 08:00 | 17/05/21 16:00 | 80 |
| 82 | | 1.3.1.4.4.3 La pose d'hourdis | 1 jour | 18/05/21 08:00 | 18/05/21 16:00 | 79 |
| 83 | | 1.3.1.4.4.4 Coulage de l'ensemble dalle / escalier | 1 jour | 19/05/21 08:00 | 19/05/21 16:00 | 82 |
| 84 | | **1.3.1.5 Terrasse accessible** | **48 jours** | **10/06/21 08:00** | **16/08/21 16:00** | |
| 85 | | **1.3.1.5.1 Poteaux et voiles de contrevetement** | **48 jours** | **10/06/21 08:00** | **16/08/21 16:00** | |
| 86 | | **1.3.1.5.1.1 Les poteaux** | **21 jours** | **10/06/21 08:00** | **08/07/21 16:00** | |
| 87 | | 1.3.1.5.1.1.1 Ferraillage des poteaux | 15 jours | 10/06/21 08:00 | 30/06/21 16:00 | 83FD+15 jours |
| 88 | | 1.3.1.5.1.1.2 Coffrage des poteaux | 6 jours | 01/07/21 08:00 | 08/07/21 16:00 | 87 |
| 89 | | **1.3.1.5.1.2 Les voiles** | **32 jours** | **01/07/21 08:00** | **15/08/21 16:00** | |
| 90 | | 1.3.1.5.1.2.1 Ferraillage des voiles | 20 jours | 01/07/21 08:00 | 28/07/21 16:00 | 87 |
| 91 | | 1.3.1.5.1.2.2 Coffrage des voiles | 12 jours | 29/07/21 08:00 | 15/08/21 16:00 | 90 |
| 92 | | 1.3.1.5.1.3 Bétonnage | 1 jour | 16/08/21 08:00 | 16/08/21 16:00 | 91 |
| 93 | | **1.4 Corps d'etats techniques et secondaires** | **204 jours** | **07/09/21 08:00** | **19/06/22 16:00** | |
| 94 | | **1.4.1 Partie technique** | **114 jours** | **07/09/21 08:00** | **13/02/22 16:00** | |
| 95 | | **1.4.1.1 Maçonnerie** | **45 jours** | **07/09/21 08:00** | **08/11/21 16:00** | |
| 96 | | 1.4.1.1.1 Murs exterieur | 25 jours | 07/09/21 08:00 | 11/10/21 16:00 | 26FD+15 jours |
| 97 | | 1.4.1.1.2 Murs interieur | 45 jours | 07/09/21 08:00 | 08/11/21 16:00 | 96DD |
| 98 | | **1.4.1.2 Electricité** | **37 jours** | **09/11/21 08:00** | **29/12/21 16:00** | |
| 99 | | 1.4.1.2.1 Filerie | 27 jours | 09/11/21 08:00 | 15/12/21 16:00 | 95 |
| 100 | | 1.4.1.2.2 Equipement | 10 jours | 16/12/21 08:00 | 29/12/21 16:00 | 99 |
| 101 | | **1.4.1.3 Reseaux humides** | **40 jours** | **18/11/21 08:00** | **12/01/22 16:00** | |
| 102 | | 1.4.1.3.1 Plomberie | 40 jours | 18/11/21 08:00 | 12/01/22 16:00 | 98DD+7 jours |
| 103 | | 1.4.1.3.2 Chauffage | 27 jours | 18/11/21 08:00 | 26/12/21 16:00 | 102DD |
| 104 | | 1.4.1.4 Finition des murs | 30 jours | 09/11/21 08:00 | 20/12/21 16:00 | 95 |
| 105 | | **1.4.1.5 Ascensseur** | **22 jours** | **13/01/22 08:00** | **13/02/22 16:00** | |
| 106 | | 1.4.1.5.1 Fourniture | 7 jours | 13/01/22 08:00 | 23/01/22 16:00 | 101 |
| 107 | | 1.4.1.5.2 Pose | 15 jours | 24/01/22 08:00 | 13/02/22 16:00 | 106 |
| 108 | | **1.4.2 Partie secondaire** | **114 jours** | **28/12/21 08:00** | **05/06/22 16:00** | |
| 109 | | **1.4.2.1 Menuiserie** | **26 jours** | **14/02/22 08:00** | **21/03/22 16:00** | |
| 110 | | 1.4.2.1.1 Menuiserie métallique | 20 jours | 14/02/22 08:00 | 13/03/22 16:00 | 94 |
| 111 | | 1.4.2.1.2 Menuiserie en bois | 26 jours | 14/02/22 08:00 | 21/03/22 16:00 | 110DD |
| 112 | | **1.4.2.2 Revetement** | **74 jours** | **28/12/21 08:00** | **10/04/22 16:00** | |
| 113 | | 1.4.2.2.1 Revetement de sol | 34 jours | 28/12/21 08:00 | 14/02/22 08:00 | 109DF |
| 114 | | 1.4.2.2.2 Revetement Mureaux | 40 jours | 14/02/22 08:00 | 10/04/22 16:00 | 113 |
| 115 | | 1.4.2.3 Peinture et platerie | 2 mois | 11/04/22 08:00 | 05/06/22 16:00 | 112 |
| 116 | | 1.4.3 Nettoyage | 10 jours | 06/06/22 08:00 | 19/06/22 16:00 | 115 |
| 117 | | **1.5 Repliment du chantier** | **5 jours** | **20/06/22 08:00** | **26/06/22 16:00** | **93** |




Projet : Projet1
Date : 26/08/20 15:53

Tâche — Récapitulative — Jalon inactif — Durée uniquement — Début uniquement — Jalons externes — Progression manuelle
Fractionnement — Récapitulatif du projet — Récapitulatif inactif — Report récapitulatif manuel — Fin uniquement — Échéance
Jalon — Tâche inactive — Tâche manuelle — Récapitulatif manuel — Tâches externes — Avancement

# ANNEXE B

# WBS

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

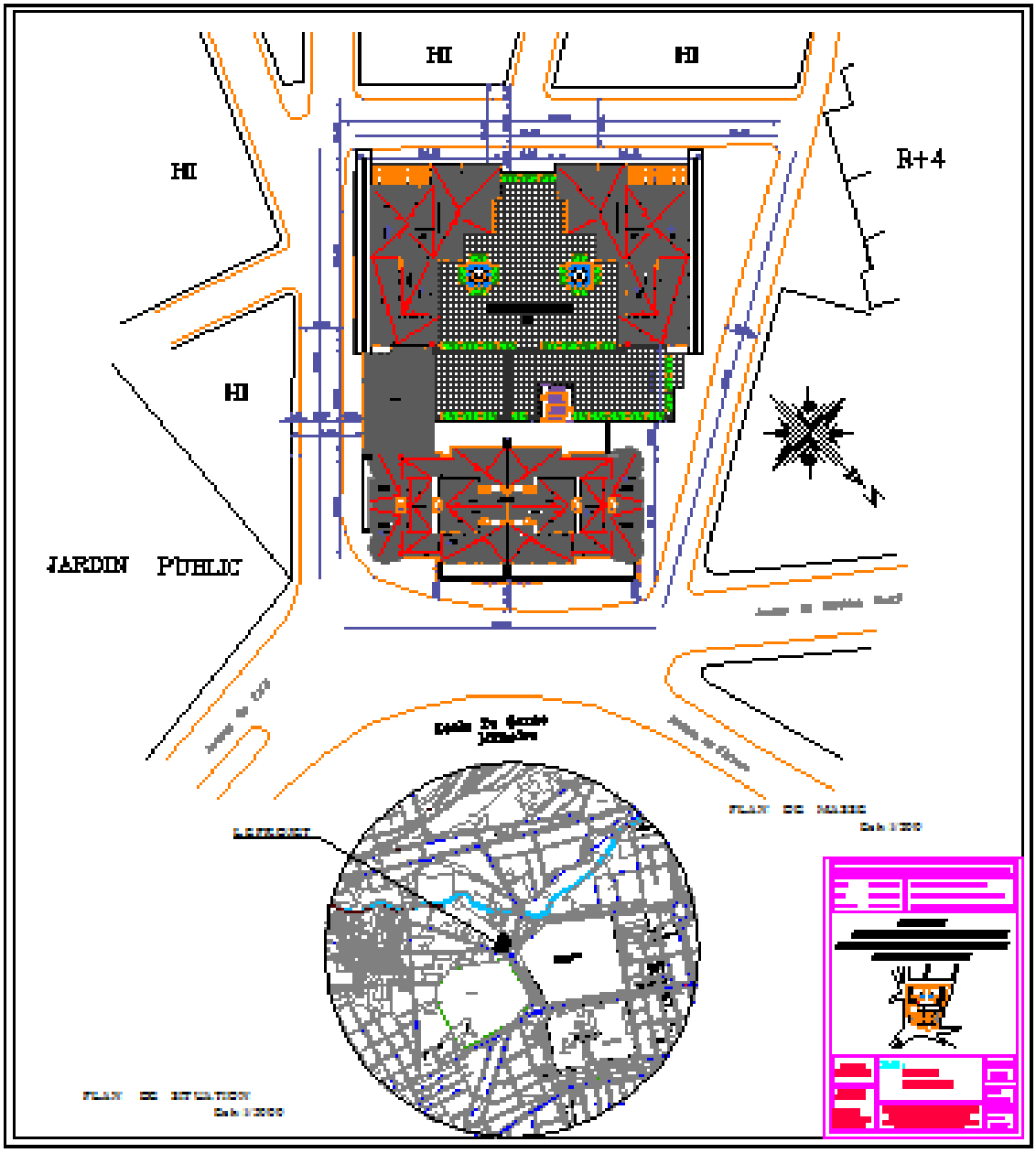
# WBS : BATIMENT 2 SS PLUS R+09

- **Bâtiment 2 SS Plus R+09**
  - **1. Installation de chantier**
    - 1.1 Création de l'accès.
    - 1.2 Mur de clôture.
    - 1.3 Baraque de chantier.
    - 1.4 approvisionnement
  - **2. Infrastructure.**
    - 2.1 Terrassement
      - 2.1.1 Décapage de la terre végétale
      - 2.1.2 Evacuation
        - 2.1.2.1 Fouille de radier
    - 2.2 Assainissement
      - 2.2.1 Creusement des regards
        - 2.2.1.1 Pose des canalisations
        - 2.2.1.2 Remblais
    - 2.3 Radier général.
      - 2.3.1 Réglage de fouille
      - 2.3.2 Ferraillage
      - 2.3.3 Coffrage
      - 2.3.4 Bétonnage
      - 2.3.5 Décoffrage
      - 2.3.6 Plate forme.
        - 2.3.6.1 Pose gravier
          - 2.3.6.1.1 Pose treillis soudés
          - 2.3.6.1.2 Coulage plate forme
  - **3. Superstructure.**
    - 3.1 Sous Sol
      - 3.1.1 Sous sol2
        - 3.1.1.1 Poteaux et voiles de soutènement et contrevetement
          - 3.1.1.1.1 Ferraillage des poteaux de sous sol2
          - 3.1.1.1.2 Coffrage des poteaux sous sol2
          - 3.1.1.1.3 Ferraillage des voiles
          - 3.1.1.1.4 Coffrage des voiles
          - 3.1.1.1.5 Bétonnage des poteaux sous sol2+ voiles
        - 3.1.1.2 Planchers dalles pleins et escallier
          - 3.1.1.2.1 Ferraillage des poutres et chainages sous sol1
          - 3.1.1.2.2 Ferraillage et coffrage de la dalle pleine de sous sol1 + escallier
          - 3.1.1.2.3 Coulage de la dalle de sous sol1 + poutres et escallier
      - 3.1.2 Sous sol 1
        - 3.1.2.1 Poteaux et voiles de soutènement et contrevetement
          - 3.1.2.1.1 Ferraillage des poteaux de sous sol 1
          - 3.1.2.1.2 Coffrage des poteaux sous sol 1
          - 3.1.2.1.3 Ferraillage des voiles
          - 3.1.2.1.4 Coffrage des voiles
          - 3.1.2.1.5 Bétonnage des poteaux sous sol 1 + voiles
        - 3.1.2.2 Planchers dalles pleins et escallier
          - 3.1.2.2.1 Ferraillage des poutres et chainages RDC
          - 3.1.2.2.2 Ferraillage des poutrelles
          - 3.1.2.2.3 Coffrage de la dalle de RDC
          - 3.1.2.2.4 La pose d'hourdis
          - 3.1.2.2.5 Coulage de la dalle RDC+poutres+chainages.
      - 3.1.3 RDC
        - 3.1.3.1 Poteaux et voiles de contrevetement
          - 3.1.3.1.1 Ferraillage des poteaux de RDC
          - 3.1.3.1.2 Coffrage des poteaux RDC
          - 3.1.3.1.3 Ferraillage des voiles
          - 3.1.3.1.4 Coffrage des voiles
          - 3.1.3.1.5 Bétonnage des poteaux RDC + voiles
        - 3.1.3.2 Plancher corps creux et escallier
          - 3.1.3.2.1 Ferraillage d'escalier RDC
          - 3.1.3.2.2 Coffrage d'escalier RDC
          - 3.1.3.2.3 Ferraillage des poutrelles
          - 3.1.3.2.4 Coffrage de la dalle
          - 3.1.3.2.5 La pose d'hourdis
          - 3.1.3.2.6 Bétonage de l'ensemble escalliers / dalle
      - 3.1.4 Etage 01 jusqu'a étage 09
        - 3.1.4.1 Les poteaux
          - 3.1.4.1.1 Ferraillage des poteaux de 1 étage
          - 3.1.4.1.2 Coffrage des poteaux
        - 3.1.4.2 Les voiles
          - 3.1.4.2.1 Ferraillage des voiles
          - 3.1.4.2.2 Coffrage des voiles
        - 3.1.4.3 Bétonnage des poteaux et voiles
        - 3.1.4.4 Plancher corps creux et escallier
          - 3.1.4.4.1 Ferraillage
            - 3.1.4.4.1.1 Ferraillage des poutres et chainages de l'étage suivant
            - 3.1.4.4.1.2 Ferraillage des poutrelles
            - 3.1.4.4.1.3 Ferraillage d'escalier
          - 3.1.4.4.2 Coffrage
            - 3.1.4.4.2.1 Coffrage d'escalier
            - 3.1.4.4.2.2 Coffrage de la dalle d'étage
          - 3.1.4.4.3 La pose d'hourdis
          - 3.1.4.4.4 Coulage de l'ensemble dalle / escalier
      - 3.1.5 Terrasse accessible
        - 3.1.5.1 Poteaux et voiles de contrevetement
          - 3.1.5.1.1 Les poteaux
            - 3.1.5.1.1.1 Ferraillage des poteaux
            - 3.1.5.1.1.2 Coffrage des poteaux
          - 3.1.5.1.2 Les voiles
            - 3.1.5.1.2.1 Ferraillage des voiles
            - 3.1.5.1.2.2 Coffrage des voiles
          - 3.1.5.1.3 Bétonnage
  - **4. Corps d'etats techniques et secondaires**
    - 4.1 Partie technique
      - 4.1.1 Maçonnerie
        - 4.1.1.1 Murs exterieur
        - 4.1.1.2 Murs interieur
      - 4.1.2 Electricité
        - 4.1.2.1 Filerie
        - 4.1.2.2 Equipement
      - 4.1.3 Reseaux humides
        - 4.1.3.1 Plomberie
        - 4.1.3.2 Chauffage
      - 4.1.4 Finition des murs
      - 4.1.5 Ascensseur
        - 4.1.5.1 Fourniture
        - 4.1.5.2 Pose
    - 4.2 Partie secondaire
      - 4.2.1 Menuiserie
        - 4.2.1.1 Menuiserie métallique
        - 4.2.1.2 Menuiserie en bois
      - 4.2.2 Revetement
        - 4.2.2.1 Revetement de sol
        - 4.2.2.2 Revetement Mureaux
      - 4.2.3 Peinture et platerie
      - 4.2.4 Nettoyage
  - **5. Repliment du chantier**

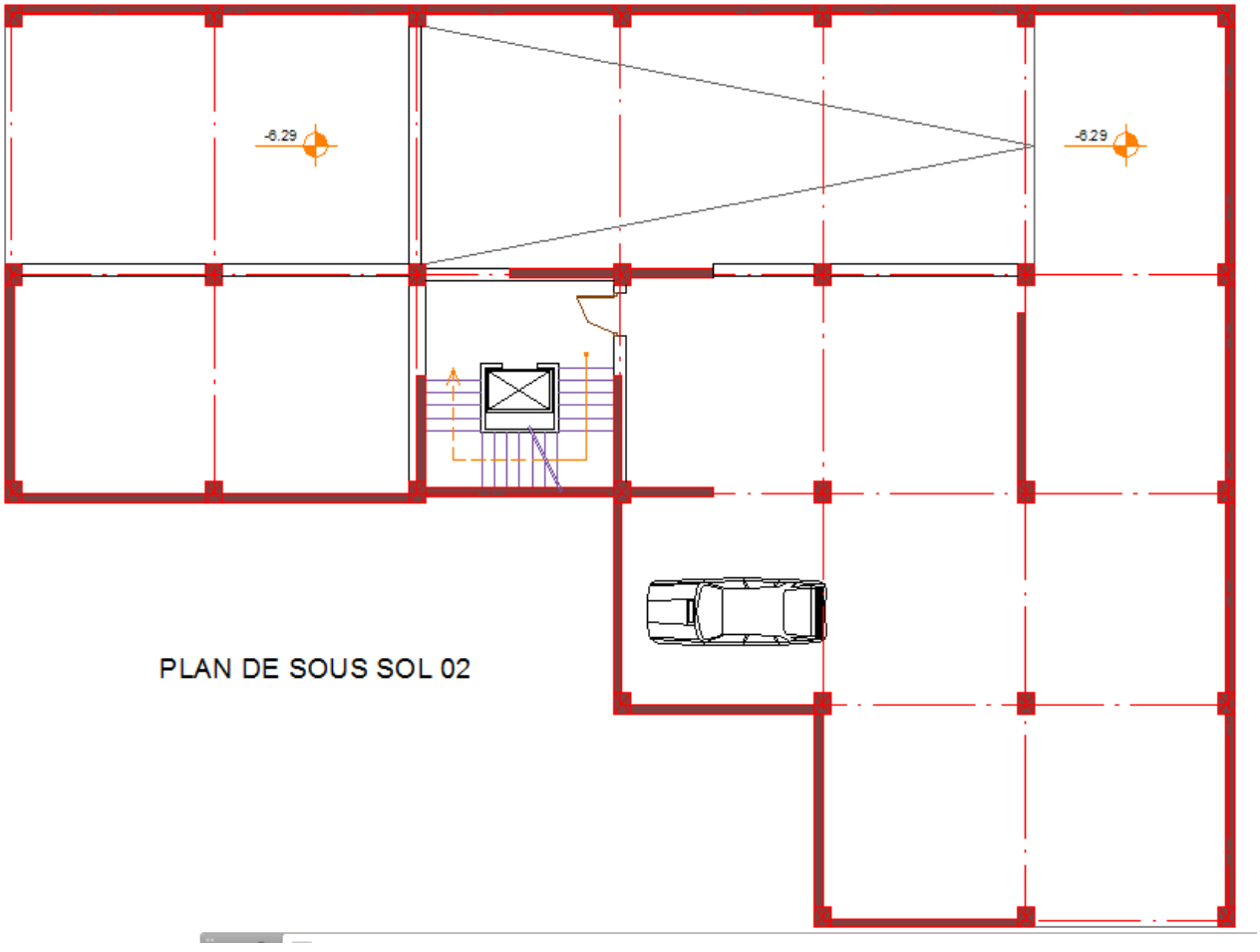
# ANNEXE C

# Plans architecturaux

Rapport-Gratuit.com

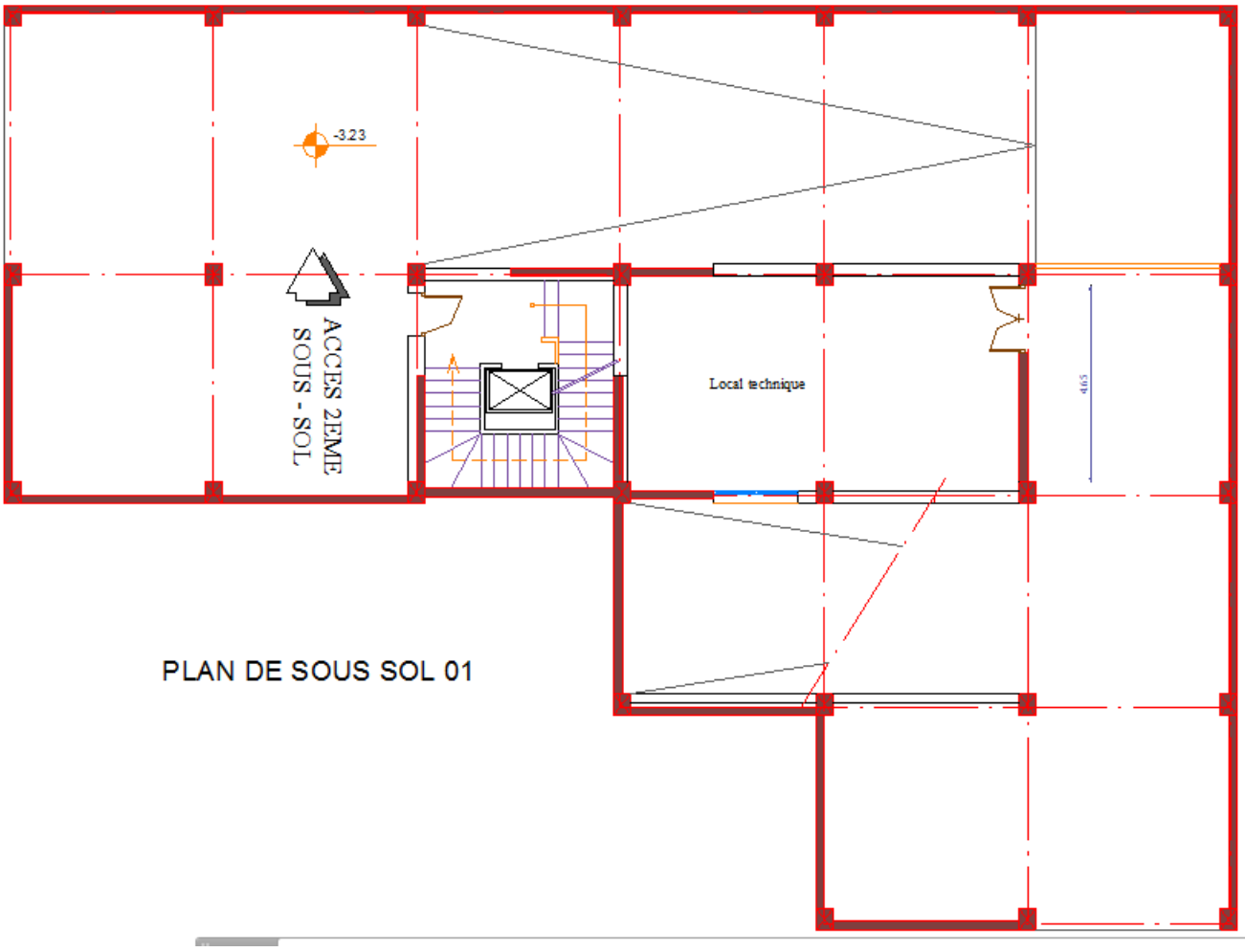



# PLAN DE MASSE ET DE SITUATION

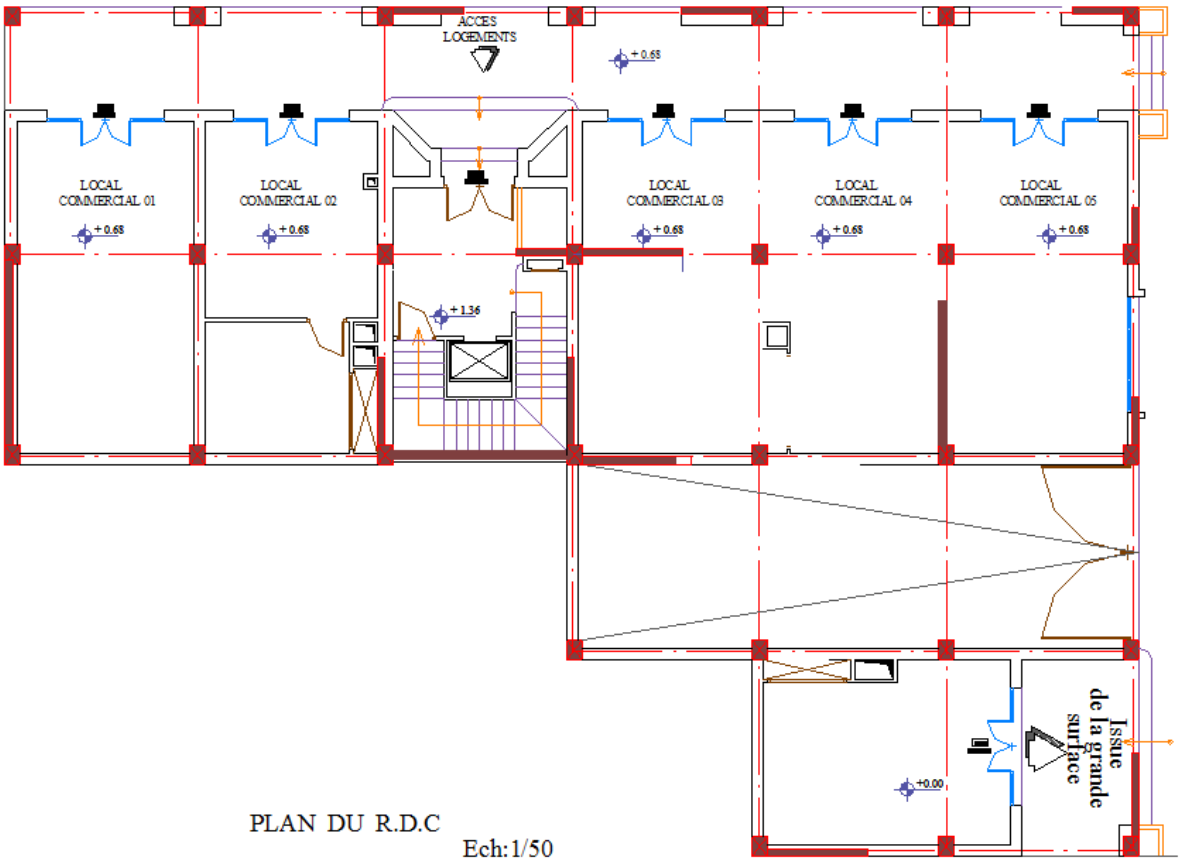



PLAN DE SOUS SOL 02

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

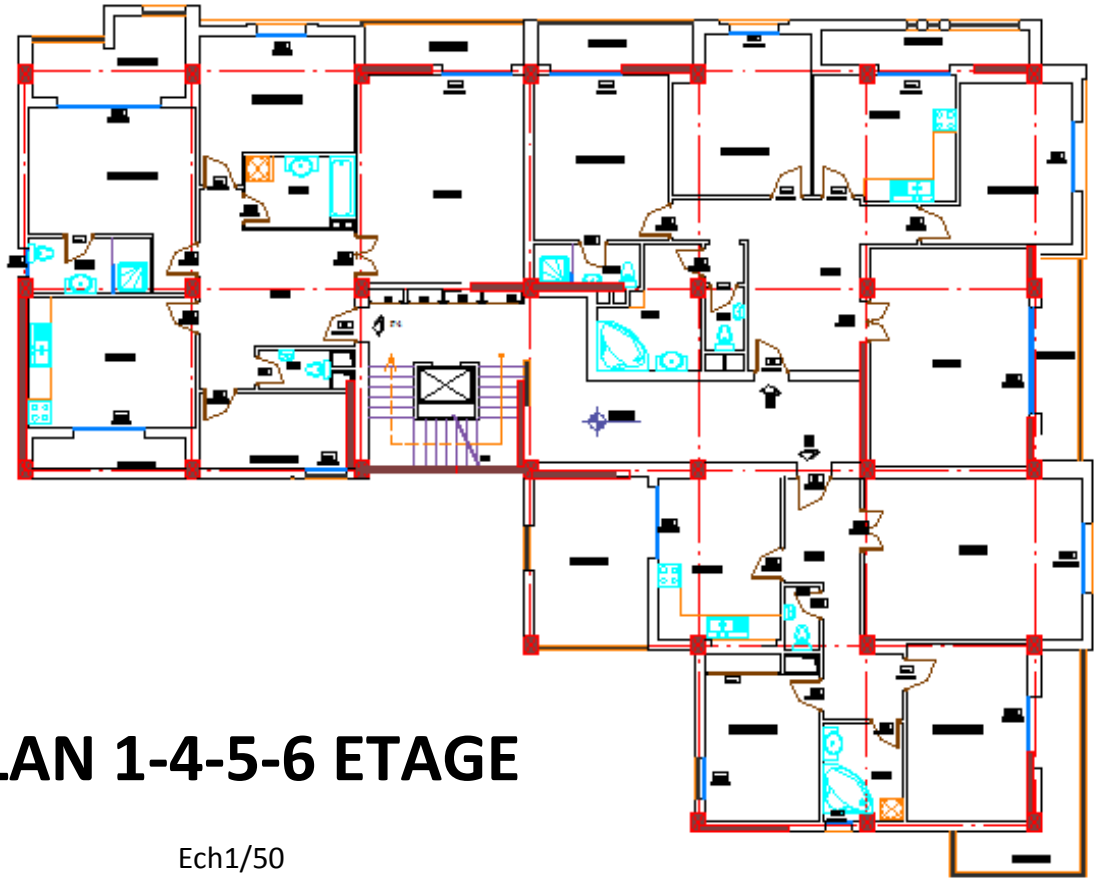



PLAN DE SOUS SOL 01



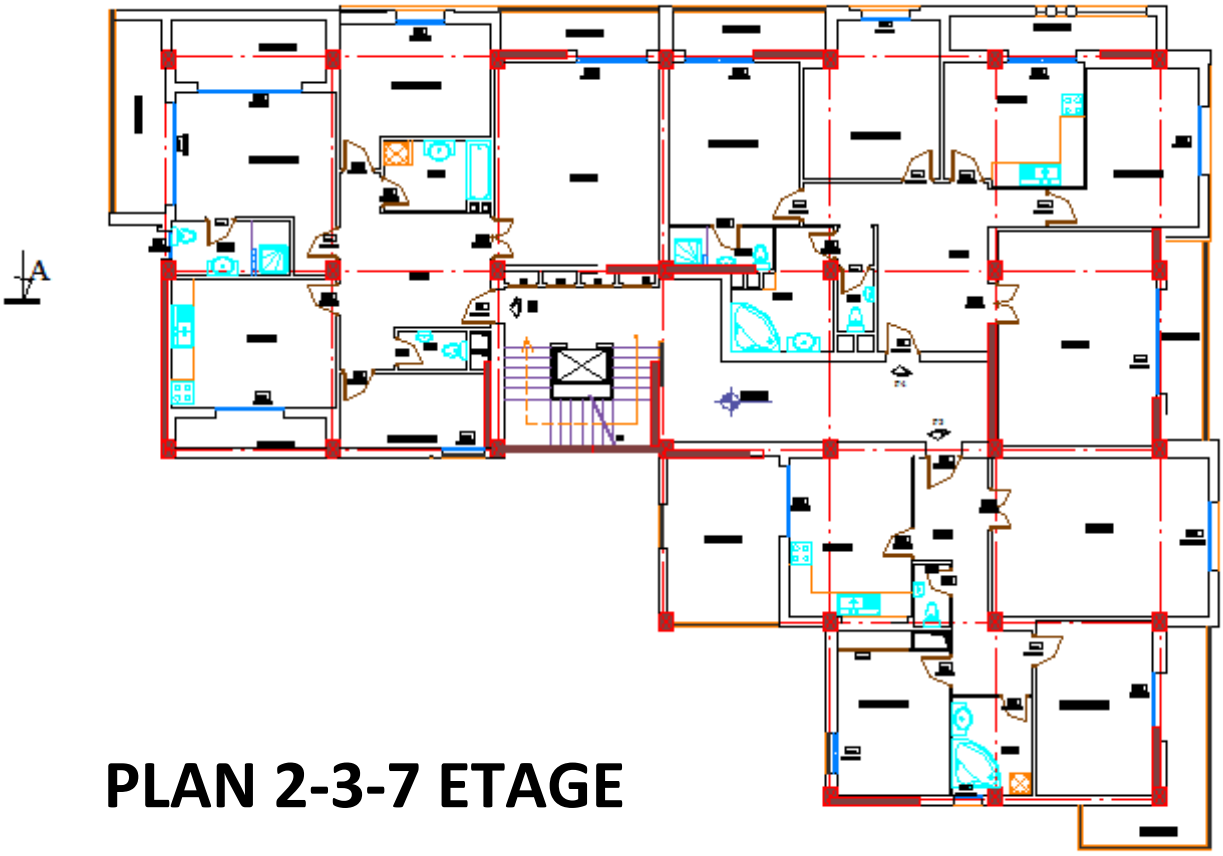

PLAN DU R.D.C

Ech:1/50



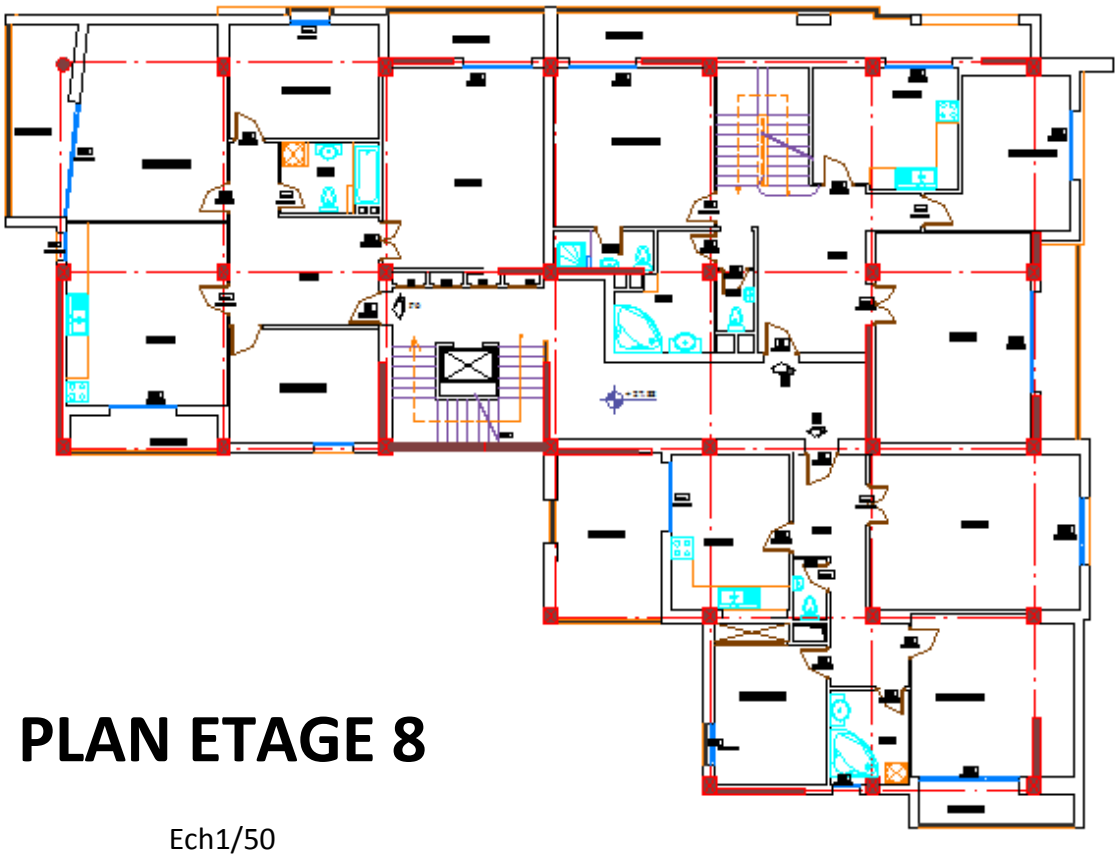
# PLAN 1-4-5-6 ETAGE

Ech1/50



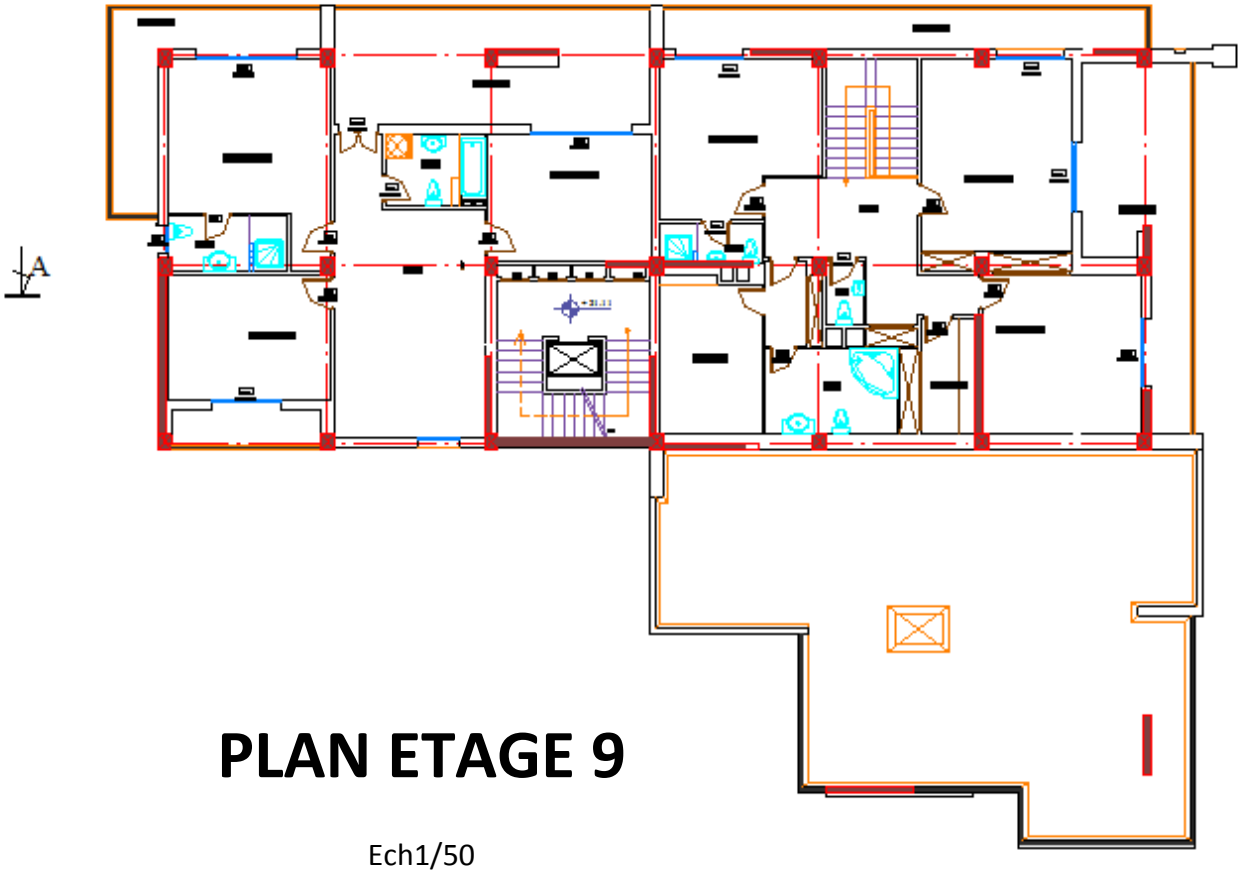

# PLAN 2-3-7 ETAGE

Ech1/50



# PLAN ETAGE 8

Ech1/50



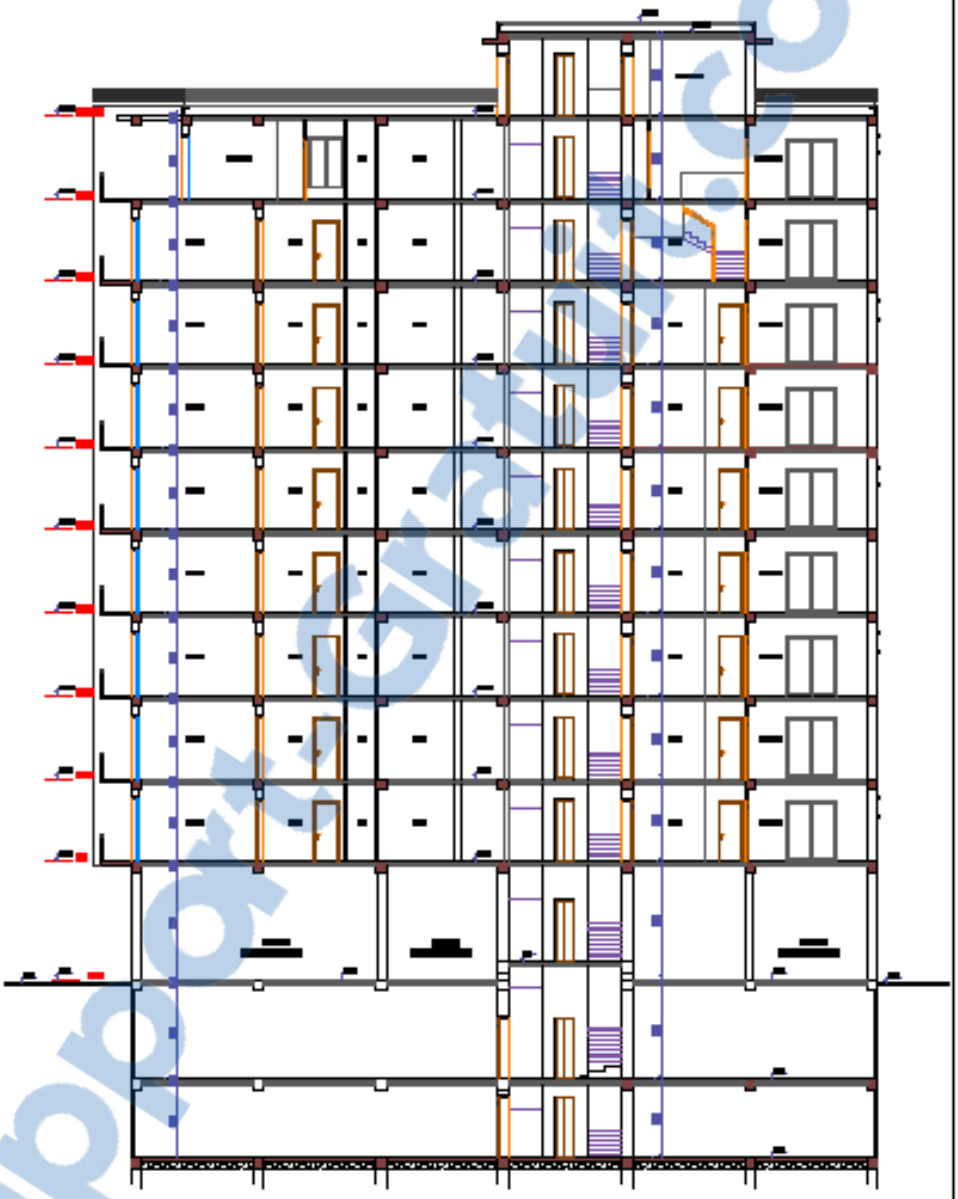

# PLAN ETAGE 9

Ech1/50



# FACADE OUEST

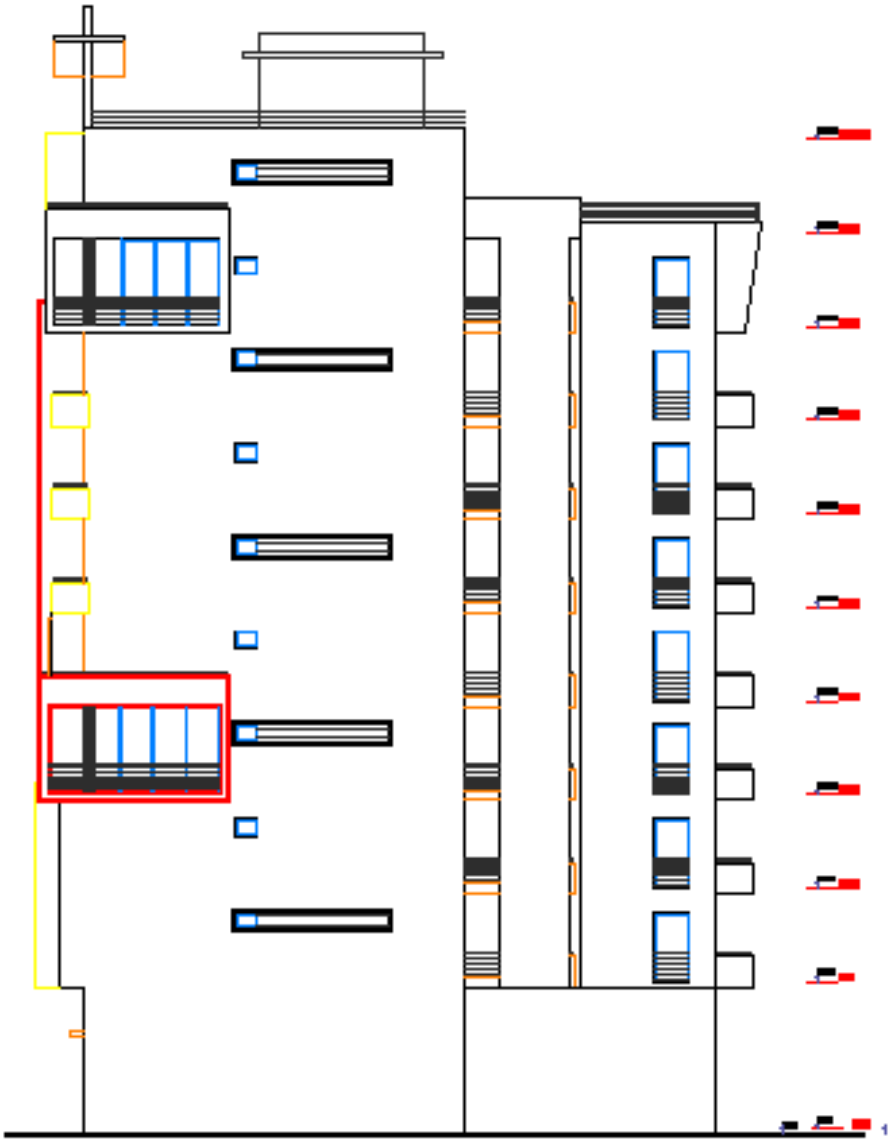
Ech1/50



# COUPE A-A

Ech1/50

Rapport-Gratuit.com



# FACADE EST

Ech1/50



# FACADE NORD

Ech1/50

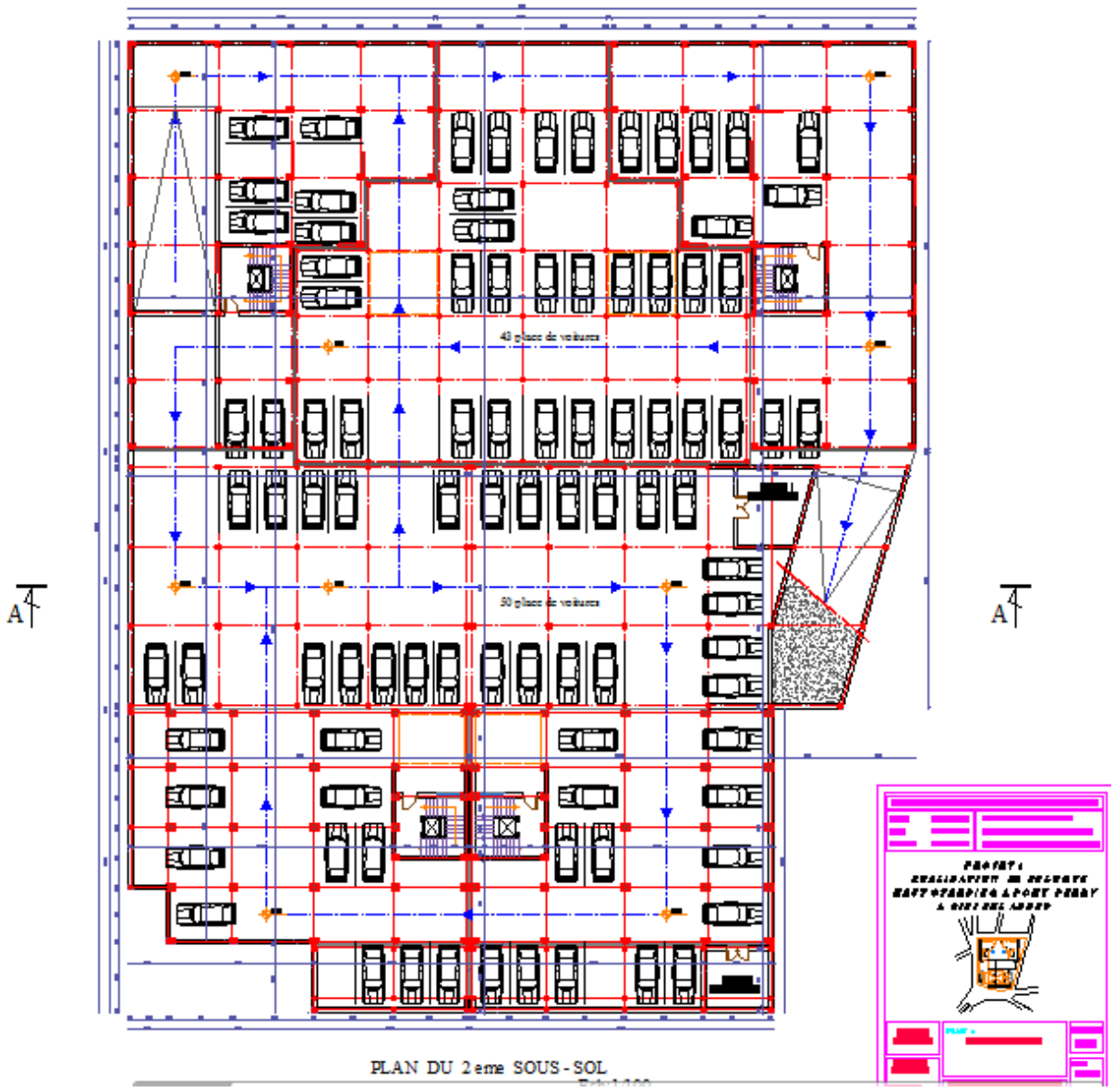
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

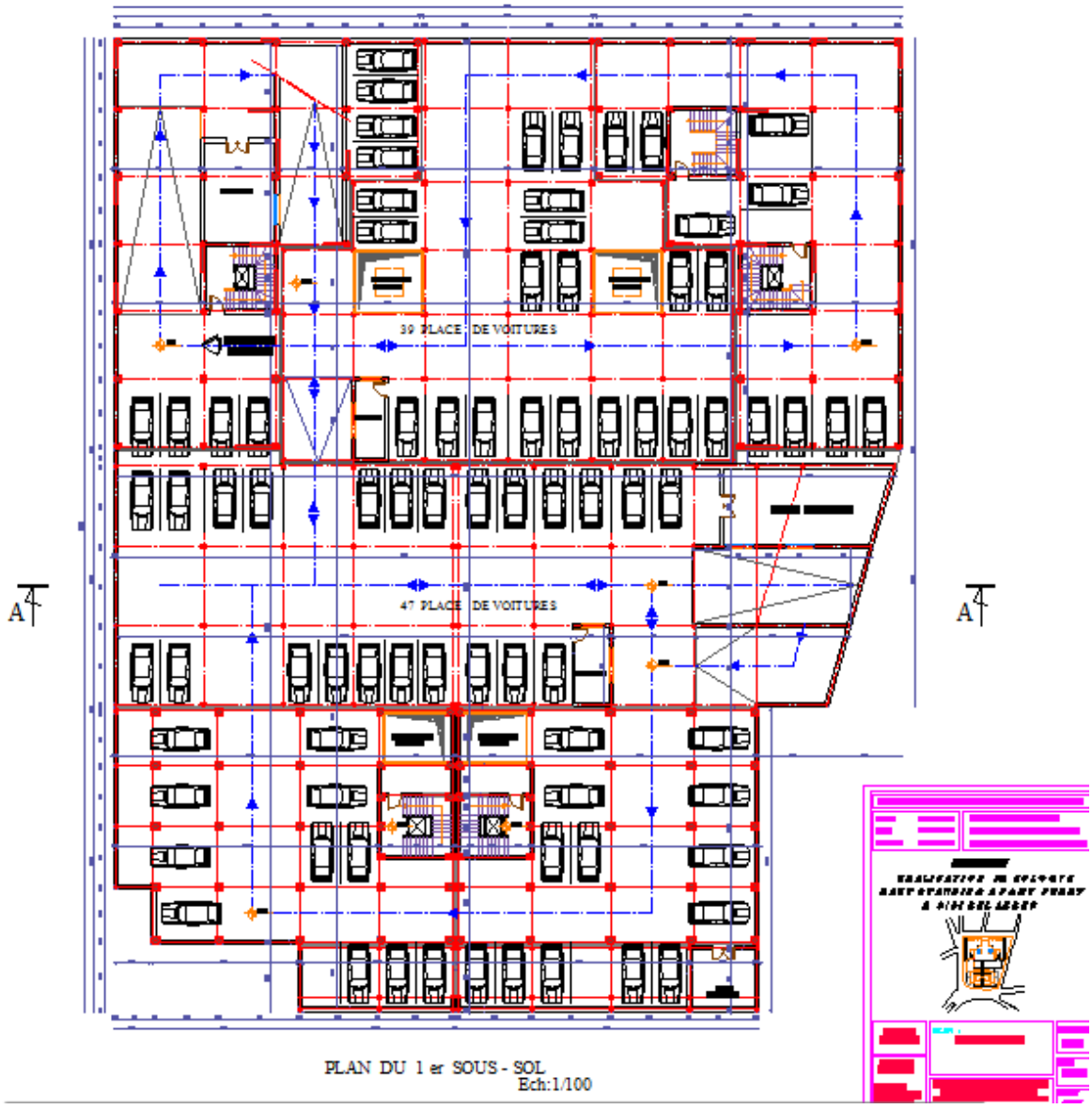


# FACADE SUD

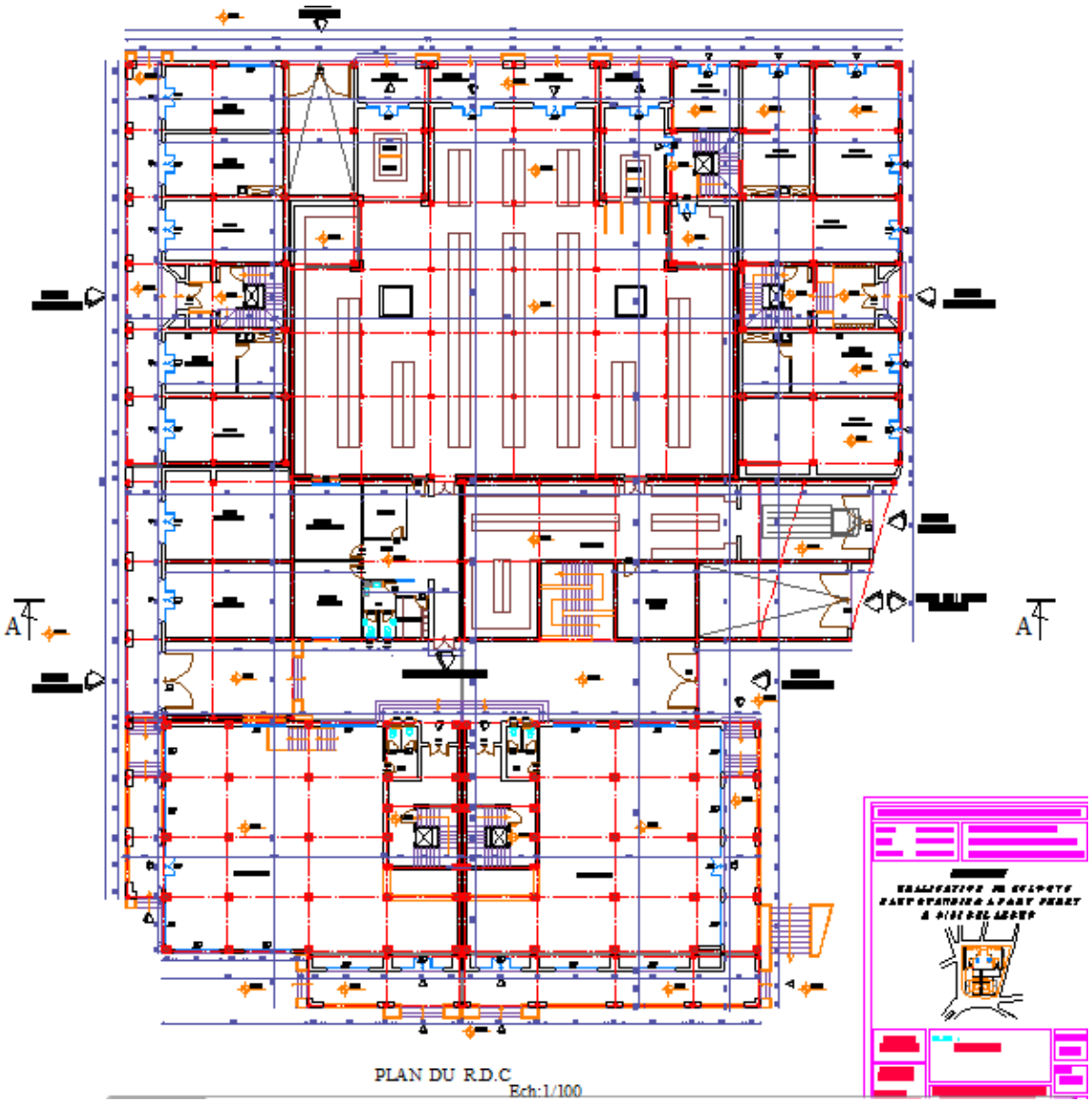
Ech1/50

# PLAN D'ASSEMBLAGE



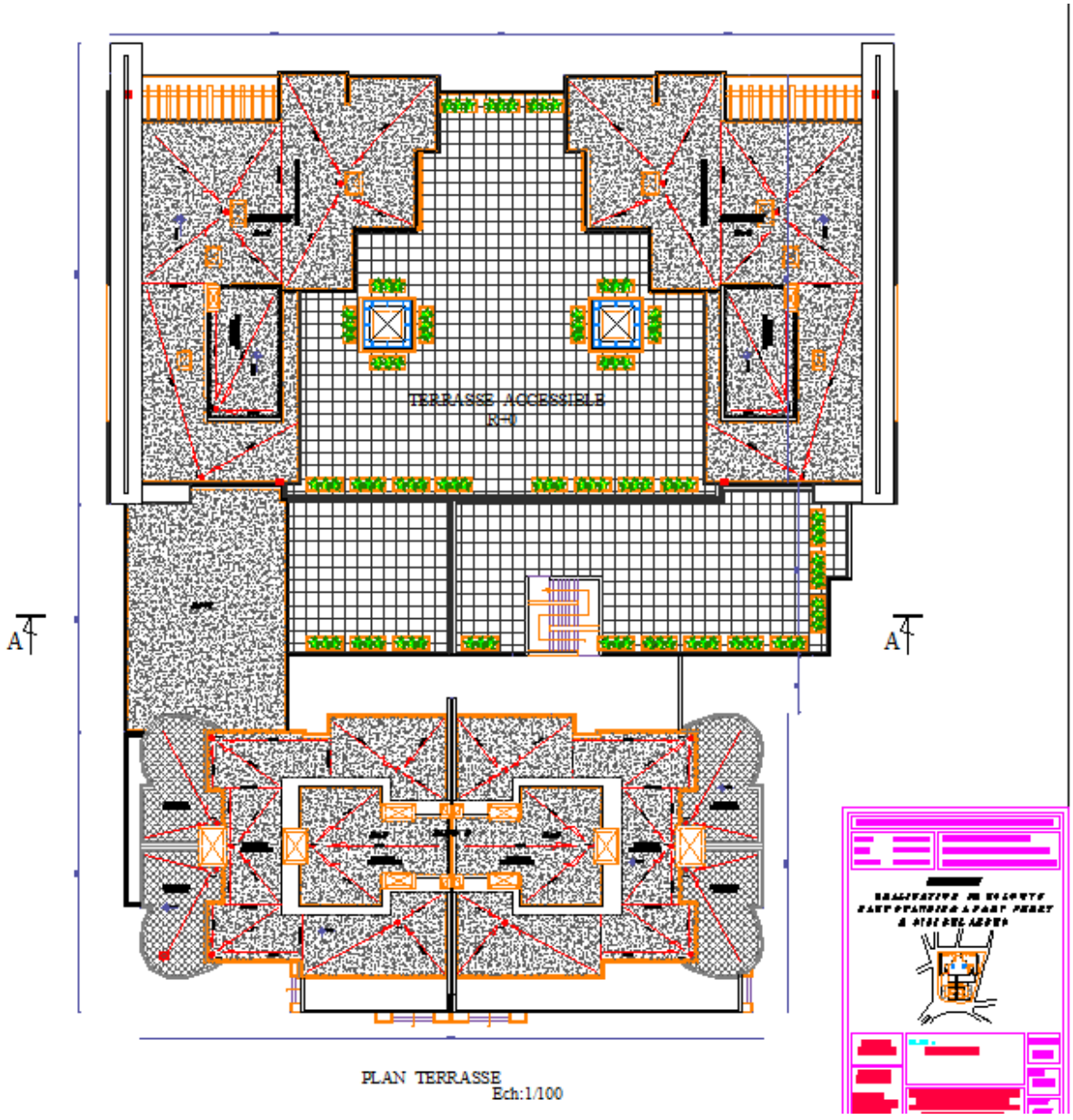



PLAN DU 1 er SOUS - SOL
Ech:1/100




PLAN DU R.D.C

Ech:1/100

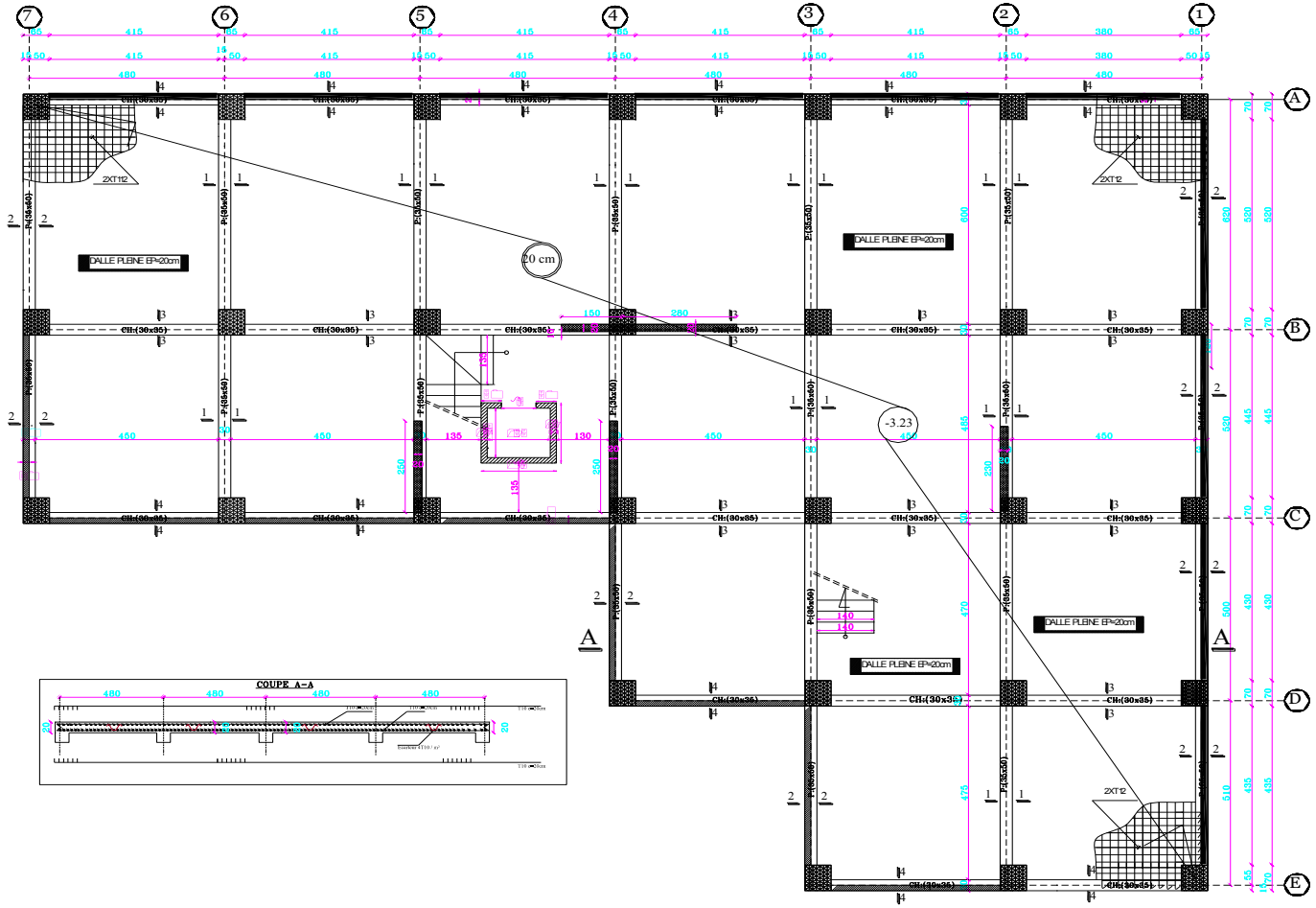


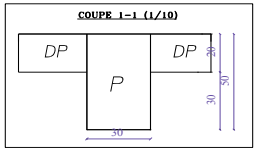

PLAN TERRASSE
Ech:1/100

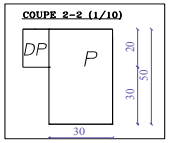
# ANNEXE D

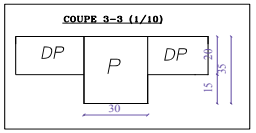
# Plans génie civil

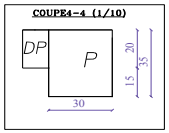
# PLANCHER HAUT HAUT SOUS SOL 2 NIV:-3.06 ech 1/50°




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

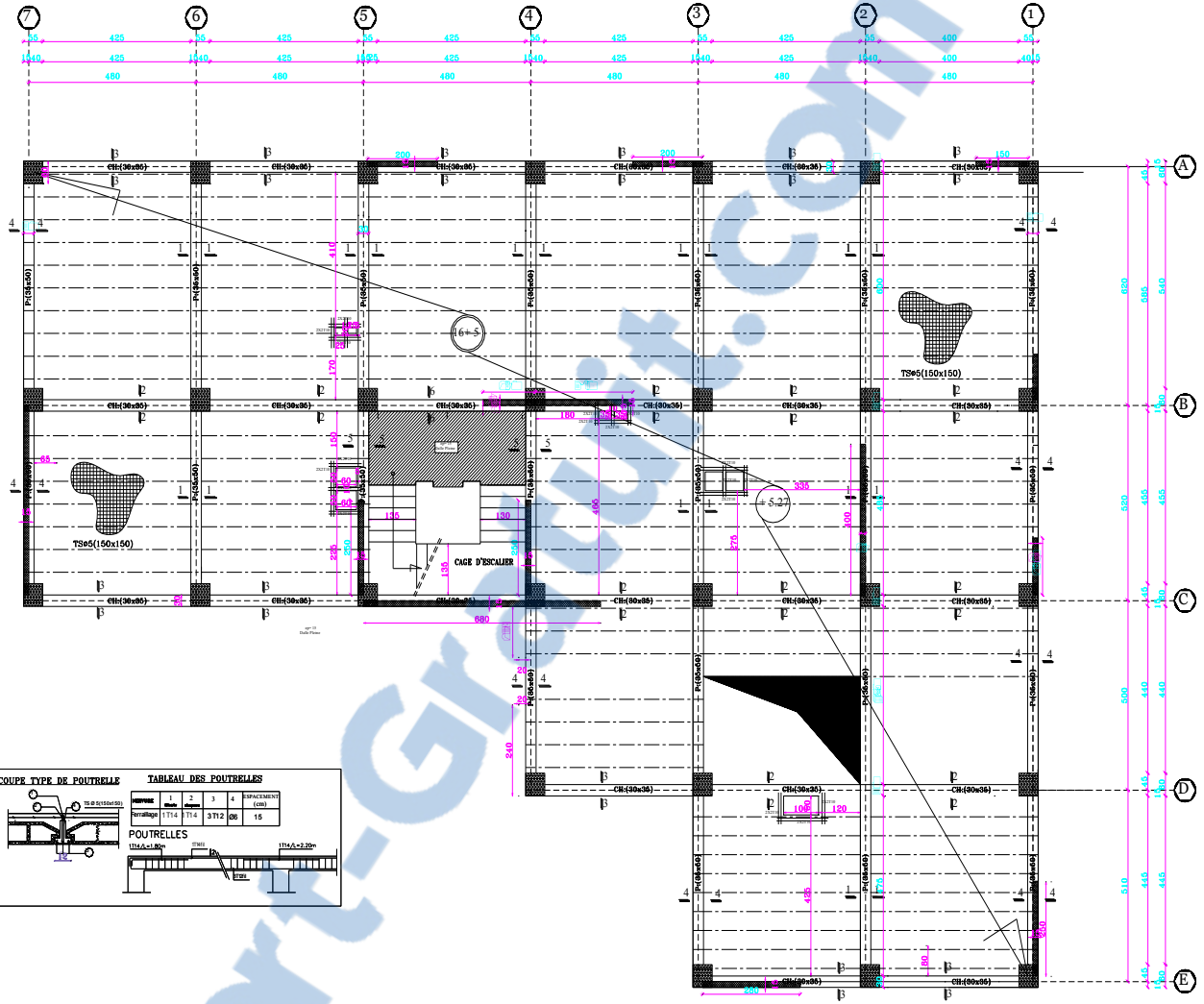
PLAN DE :

PLANCHER HAUT SS2

ECH: 1/50

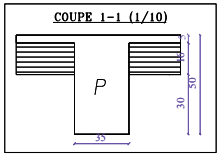
DATE:09/2020

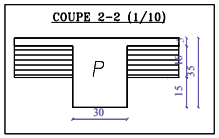
# PLANCHER HAUT HAUT SS1 NIV:+0.34 ech 1/50°

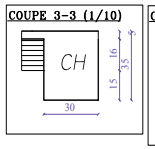


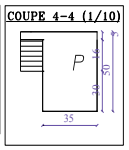


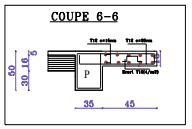


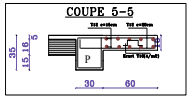



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE :

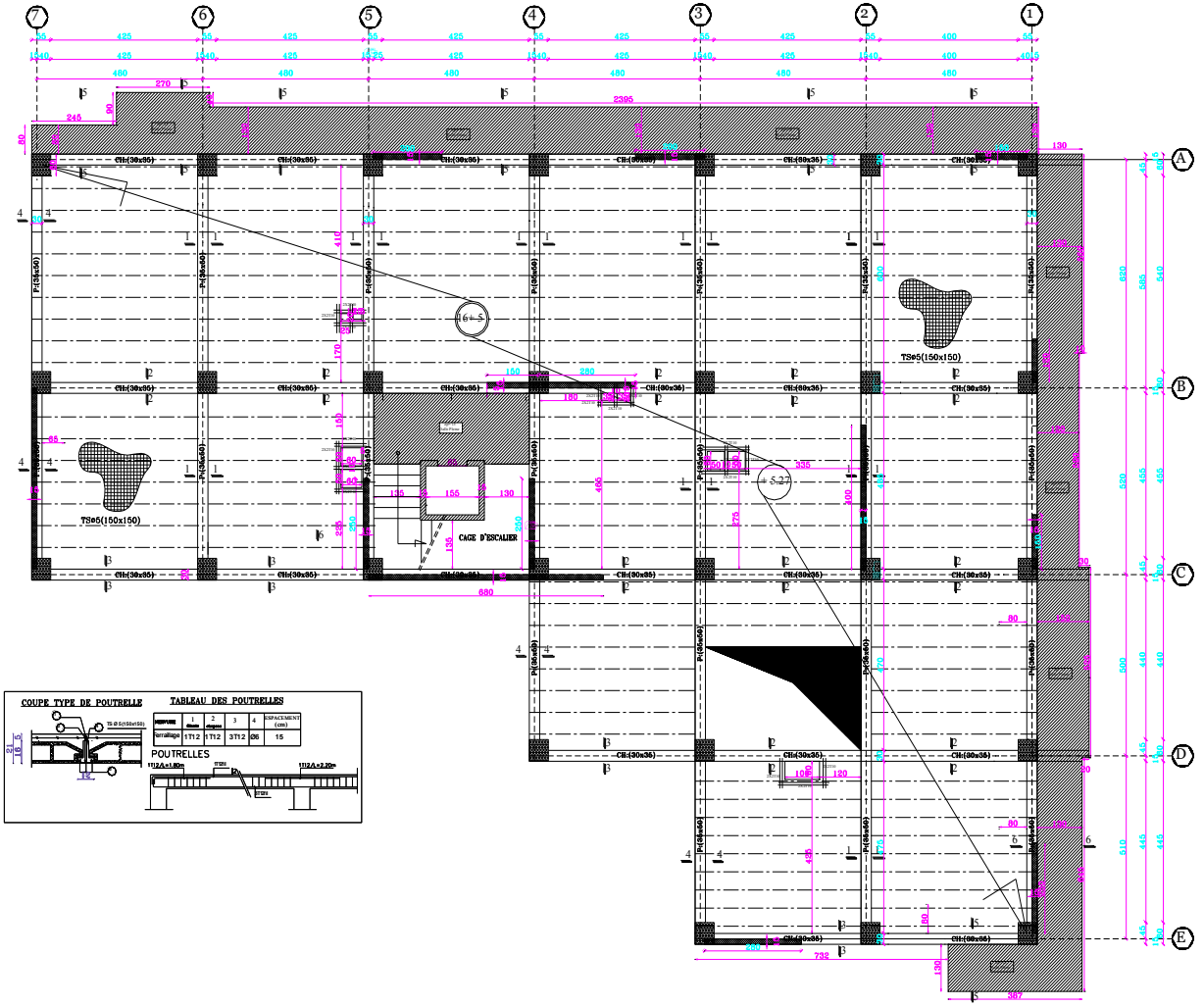
PLANCHER HAUT SS1

ECH: 1/50

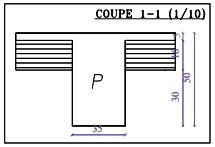
DATE:09/2020

Support-Gratuit.com

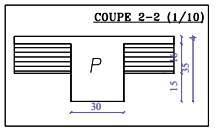
# PLANCHER HAUT HAUT RDC NIV:+5.27 ech 1/50°



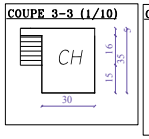

COUPE 1-1 (1/10)



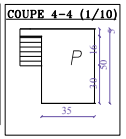

COUPE 2-2 (1/10)



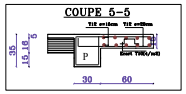

COUPE 3-3 (1/10)



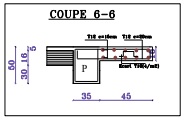

COUPE 4-4 (1/10)




COUPE 5-5




COUPE 6-6




COUPE TYPE DE POUTRELLE

TABLEAU DES POUTRELLES

| | 1 | 2 | 3 | 4 | ESPACEMENT (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| ferraillage | 1T12 | 1T12 | 3T12 | Ø8 | 15 |

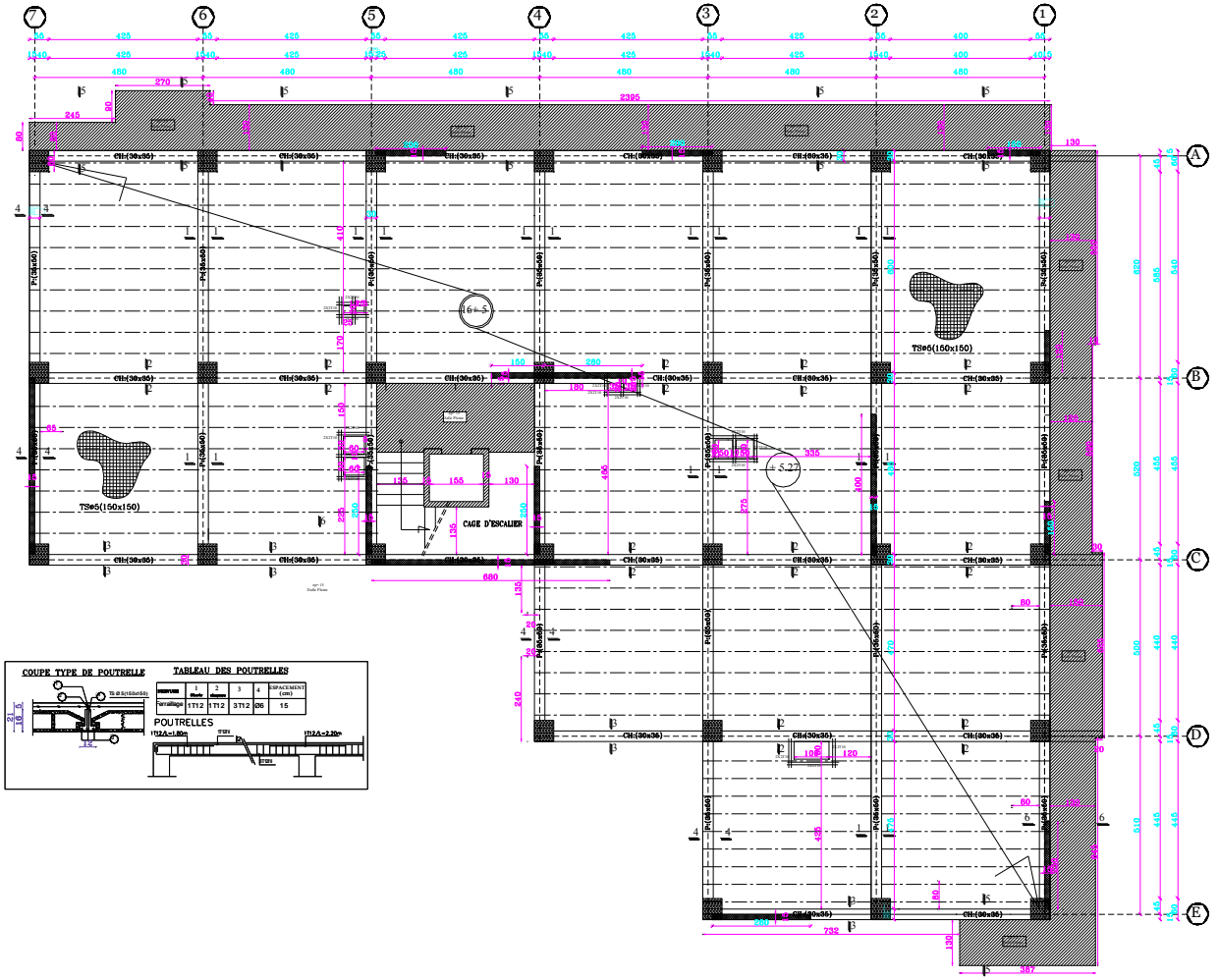
POUTRELLES

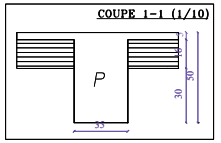


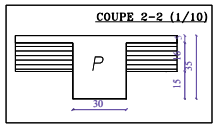
| |
|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A — PLAN DE : PLANCHER HAUT RDC |
| ECH: 1/50 — DATE:09/2020 |

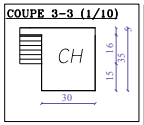
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

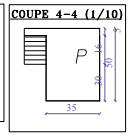
# PLANCHER HAUT HAUT 1er;4;5et6eme étages ech 1/50°

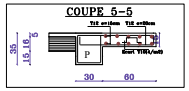


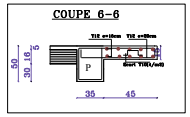







| | 1 | 2 | 3 | 4 | ESPACEMENT (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Ferraillage | 1T12 | 1T12 | 3T12 | Ø6 | 15 |

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

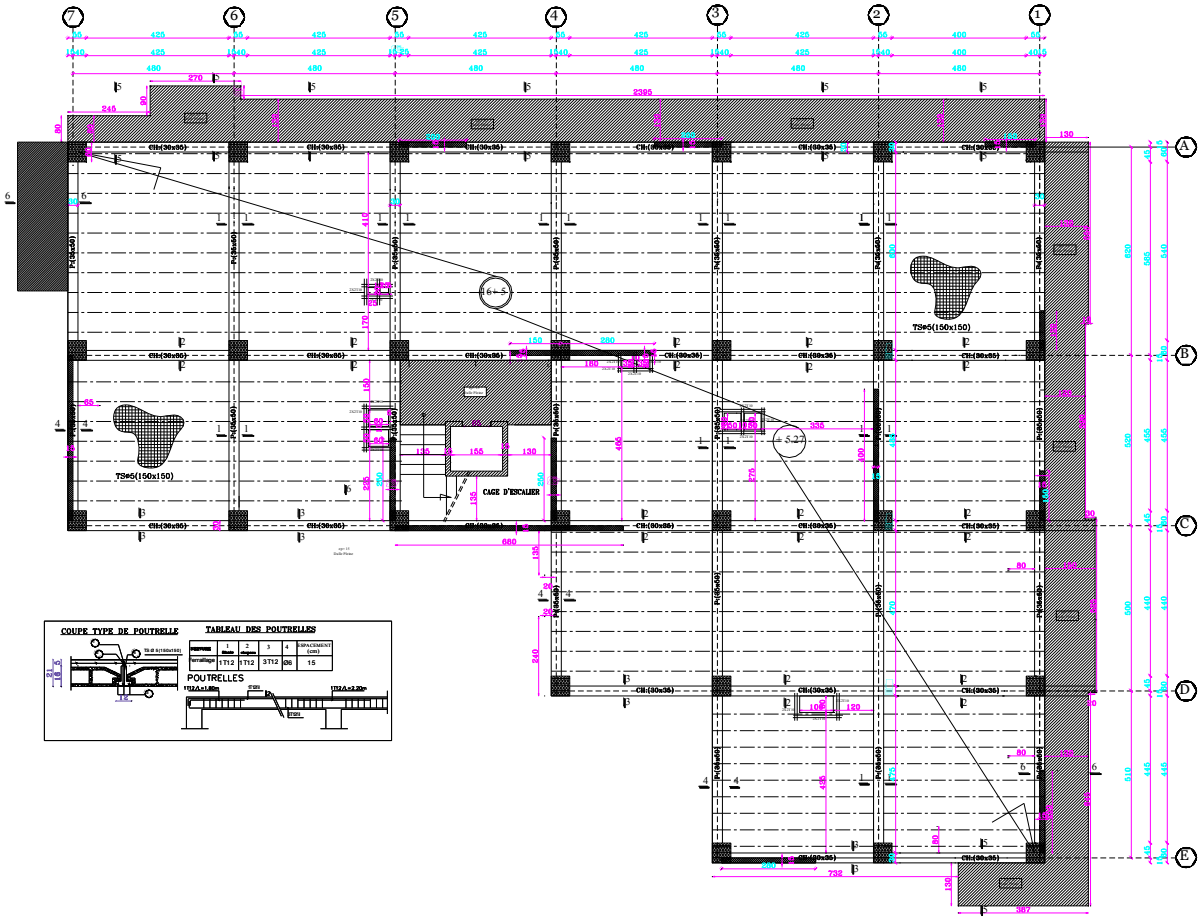
PLAN DE :

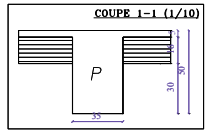
PLANCHER HAUT 1;4;5 ET 6eme ETAGE

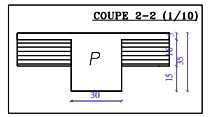
ECH: 1/50

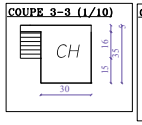
DATE:09/2020

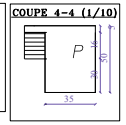
# PLANCHER HAUT HAUT 2;3et7eme etage ech 1/50°

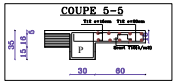


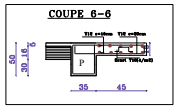







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

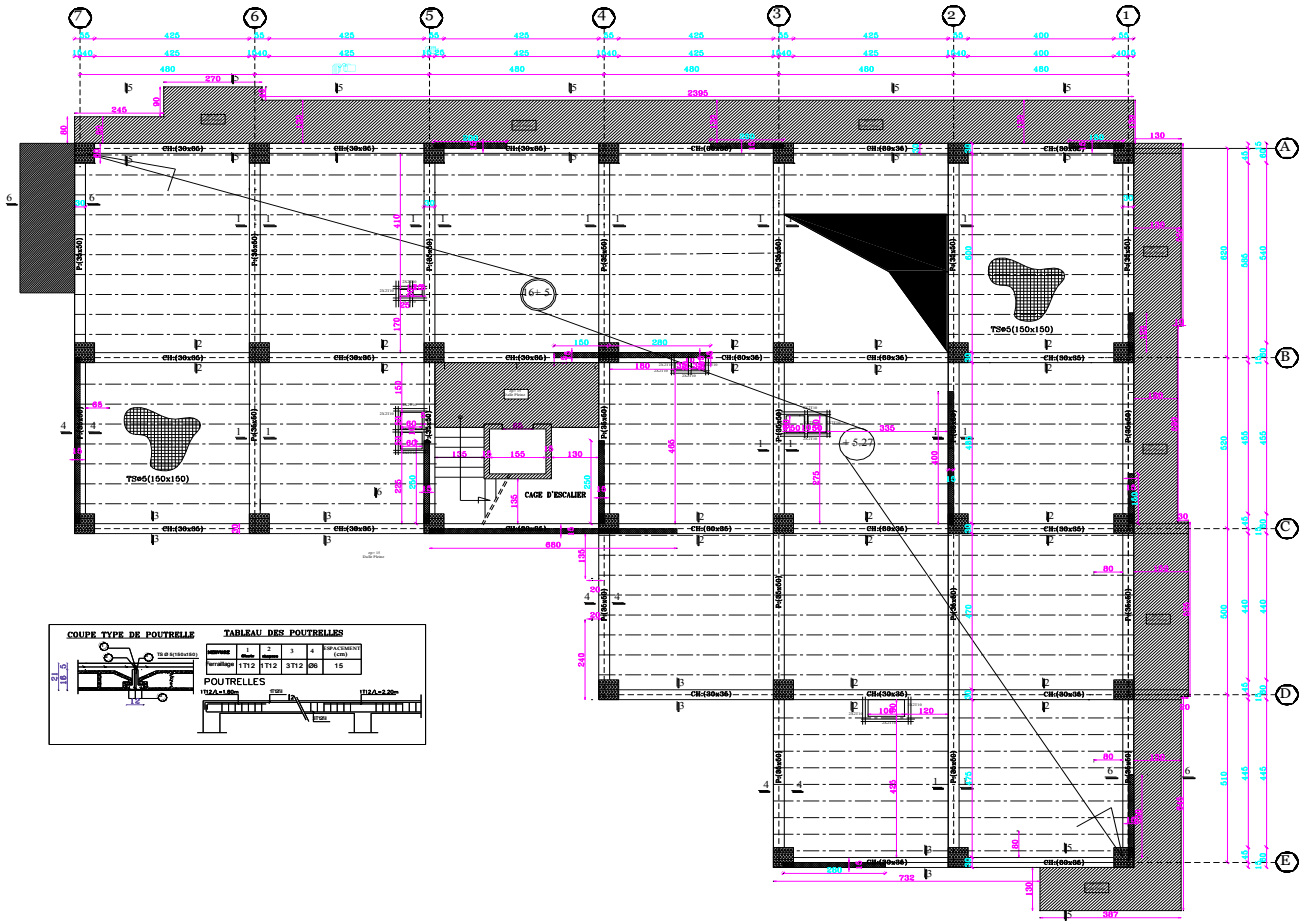
PLAN DE :

PLANCHER HAUT 2;3 ET 7eme ETAGE

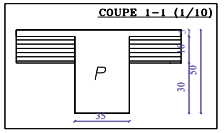
Ech: 1/50

DATE:09/2020

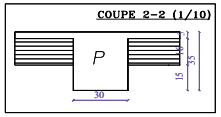
# PLANCHER HAUT HAUT 8 eme etage ech 1/50°



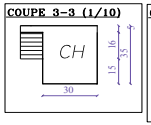

COUPE 1-1 (1/10)



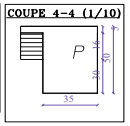

COUPE 2-2 (1/10)



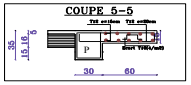

COUPE 3-3 (1/10)



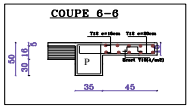

COUPE 4-4 (1/10)




COUPE 5-5




COUPE 6-6




COUPE TYPE DE POUTRELLE



TABLEAU DES POUTRELLES

| | 1 | 2 | 3 | 4 | ESPACEMENT (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Ferraillage | 1T12 | 1T12 | 3T12 | Ø6 | 15 |

POUTRELLES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

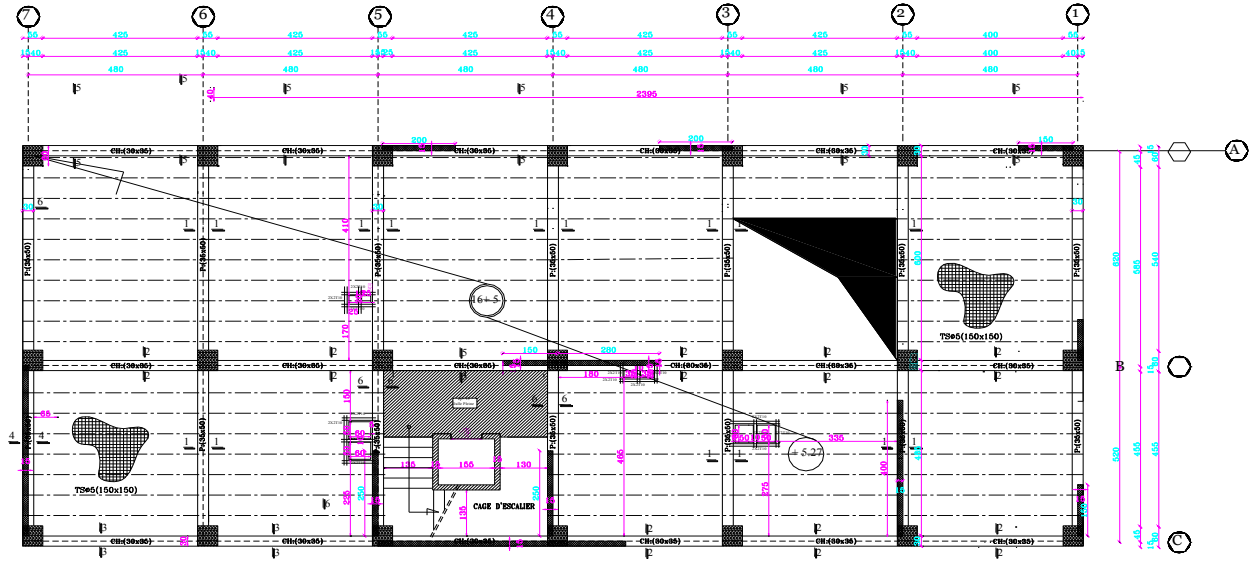
PLAN DE :

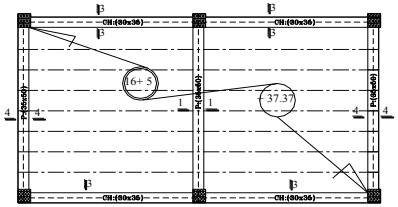
PLANCHER HAUT 8eme ETAGE

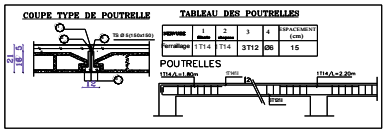
ECH: 1/50

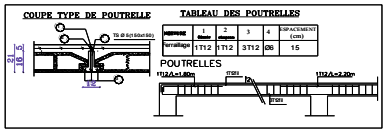
DATE:09/2020

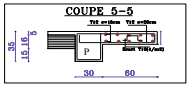
# PLANCHER HAUT HAUT 9 eme etage ech 1/50°

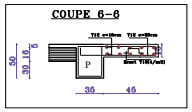


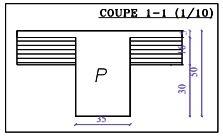



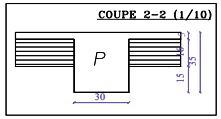



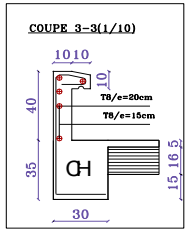



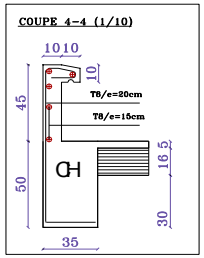




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE :

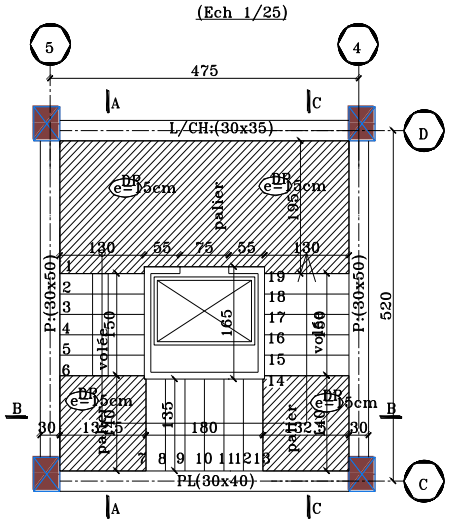
PLANCHER HAUT 9eme ETAGE

ECH: 1/50

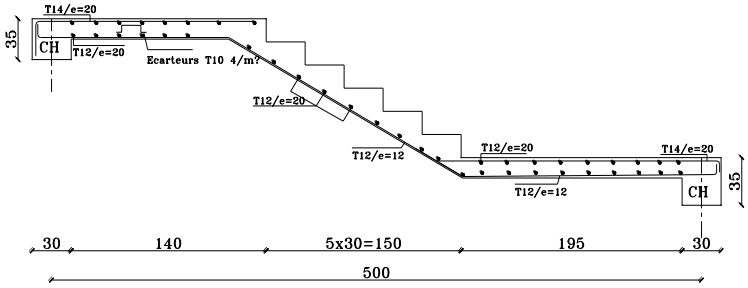
DATE:09/2020

# COFFRAGE-FERRAILLAGE
# DES ESCALIERS SS1+RDC

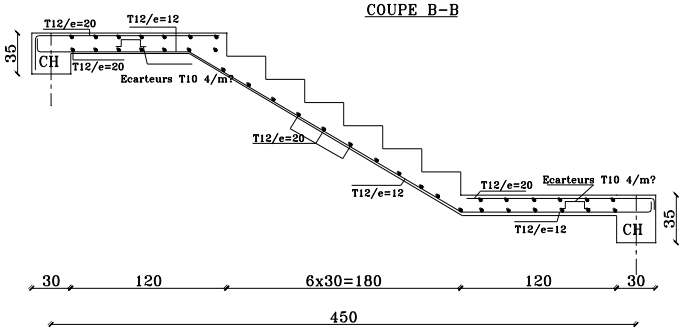
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



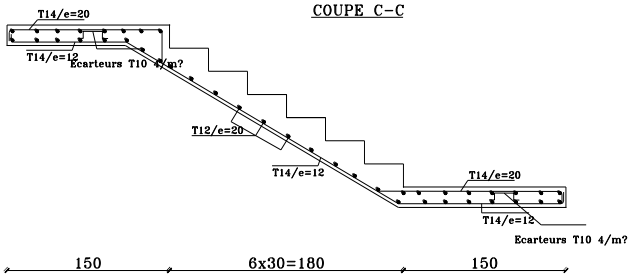

COUPE A-A




COUPE B-B




COUPE C-C

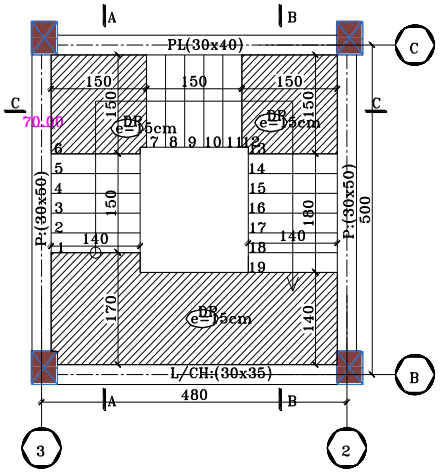



| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A | PLAN DE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS (SS1+RDC) |
| | ECH: 1/50 — DATE:09/2020 |

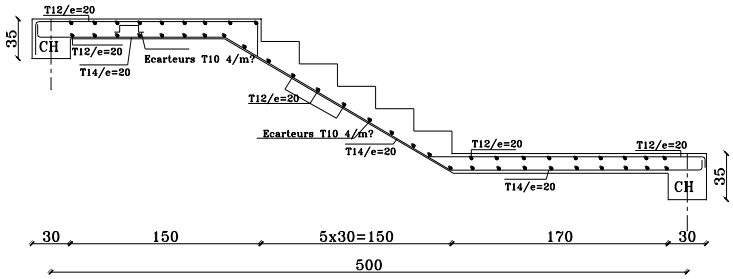
# COFFRAGE-FERRAILLAGE

# DES ESCALIERS SS2+SS1+RDC

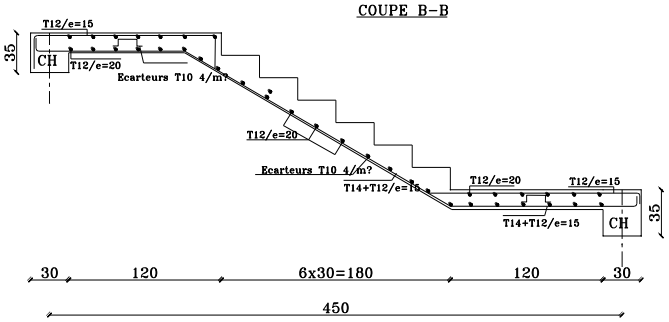
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



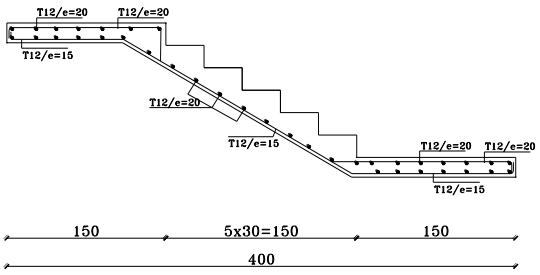

COUPE A-A




COUPE B-B




COUPE C-C

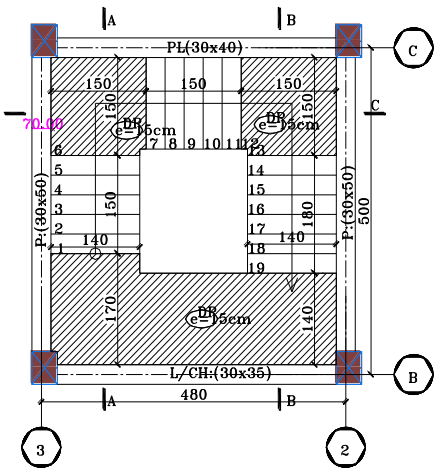



| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A | PLAN DE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS (SS2+SS1+RDC) |
| | ECH: 1/50 — DATE:09/2020 |

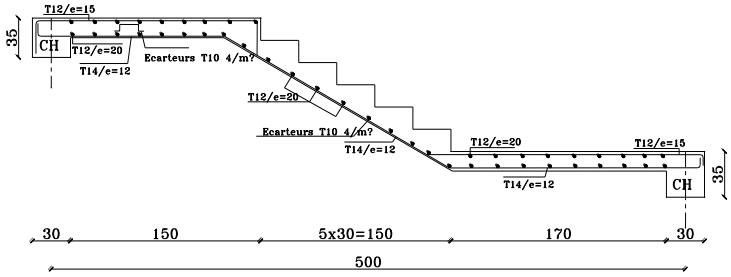
# COFFRAGE-FERRAILLAGE
# DES ESCALIERS DES ETAGES COURANTS

C

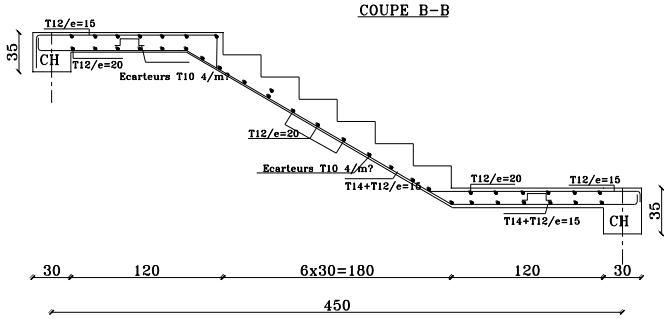
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



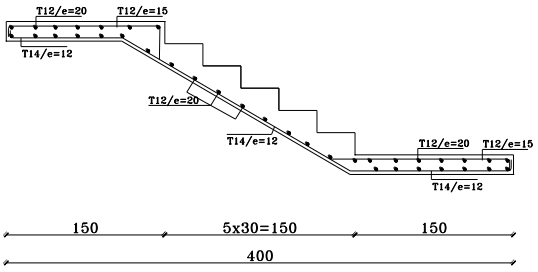

COUPE A-A




COUPE B-B



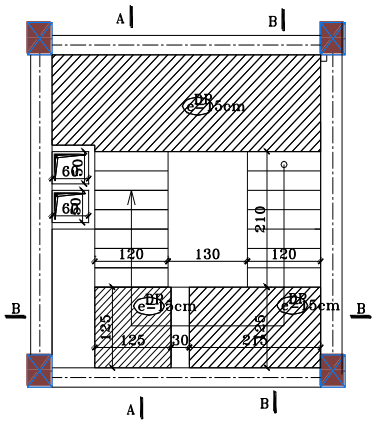

COUPE C-C



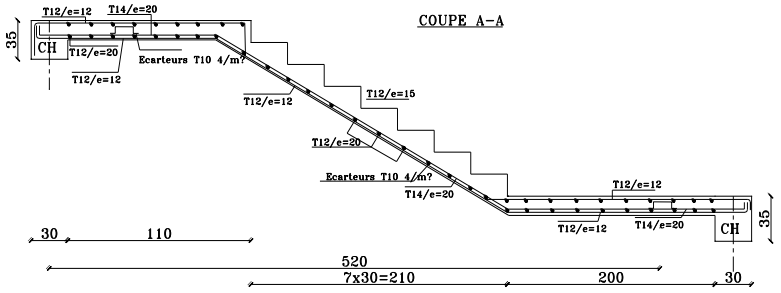

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S<br>MEGHRAOUI.A | PLAN DE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS (ETAGES COURANTS)<br>ECH: 1/50 — DATE:09/2020 |

# COFFRAGE-FERRAILLAGE
# DES ESCALIERS 8eme ETAGE

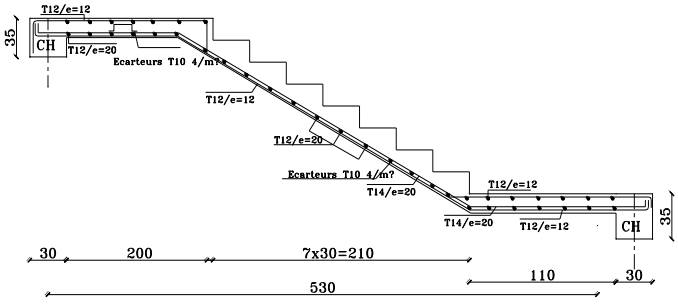
VUE EN PLAN DES ESCALIERS
(Ech 1/25)



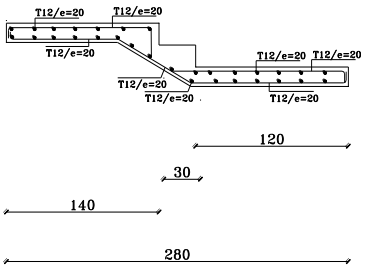

COUPE A-A



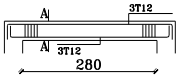

COUPE B-B



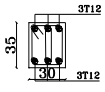

COUPE C-C




FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE




COUPE A-A




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT
R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:
MOSTEGHANEMI.S
MEGHRAOUI.A

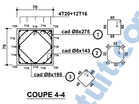
PLAN DE:
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS (8eme ETAGE)

ECH: 1/50

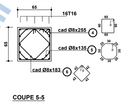
DATE:09/2020

Rapport-Gratuit.com

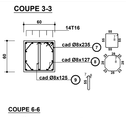
COUPE 1-1



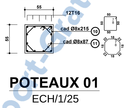

COUPE 2-2



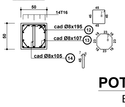

COUPE 3-3



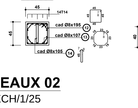

COUPE 4-4



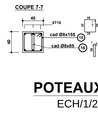

COUPE 5-5




COUPE 6-6



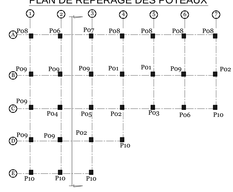

COUPE 7-7




NOTA 2

- **Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seul fois**
- **Les dés sont interdits**
- Barres a Haute Adherence (HA) FeE400
- Dosage Beton Elements Structuraux: 350Kg/m3
- ESPACEMENT DES CADRES e= 10cm SUR TOUTE LA HAUTEUR DES POTEAUX DE LA CAGE D'ESCALIERS

PLAN DE REPERAGE DES POTEAUX



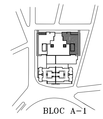

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

| | | |
|---|---|---|
| WILAYA | SIDI BEL ABES | PROPRIETAIRE : BOUTKHIL BRAHIM |
| DAIRA | SIDI BEL ABES | ADRESSE : PARTIE ITALIENNE MOUALID TAHAR |
| COMMUNE | SIDI BEL ABES | MAITRE DE L'OUVRAGE: EURL BB PROMOTION |

PROJET :

REALISATION DE 80 LOGTS

A SIDI BEL ABBES

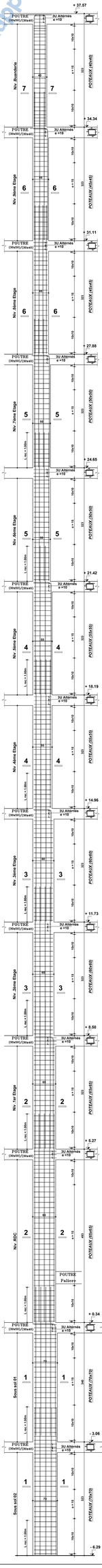


BLOC A-1

| | | |
|---|---|---|
| DOSSIER: BETON | PLAN : plan poteaux bloc A | PLANCHE N° 01 |
| Architectes concepteurs: | Bureau d'etudes :BET GC Gerant : sidhoum kadda Adresse : 18 rue de la mairie nba 22000 sidi bel abbes | ECH : - 1/25 |
| | | Etude : Juillet 2020 |

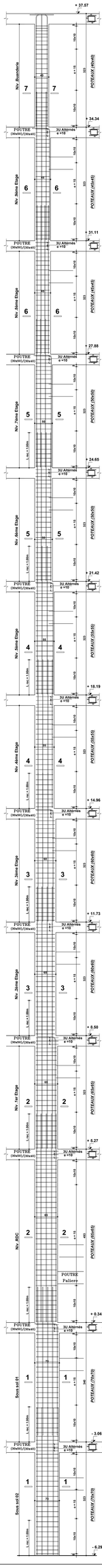
## POTEAUX 01

ECH/1/25



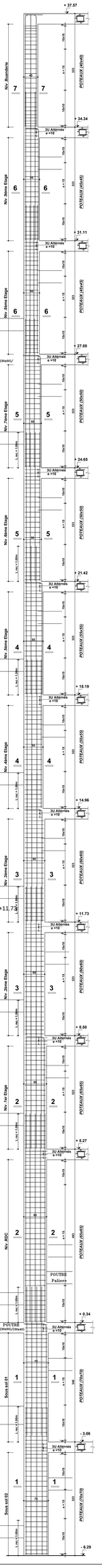

## POTEAUX 02

ECH/1/25



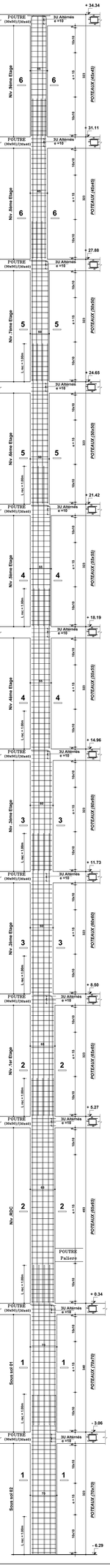

## POTEAUX 03

ECH/1/25



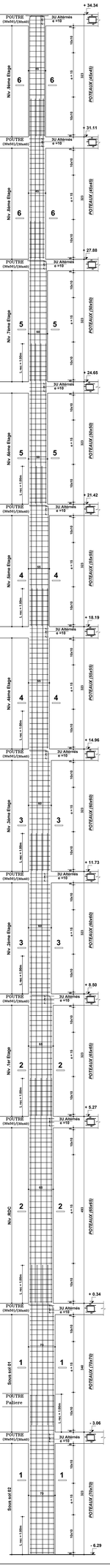

## POTEAUX 04

ECH/1/25

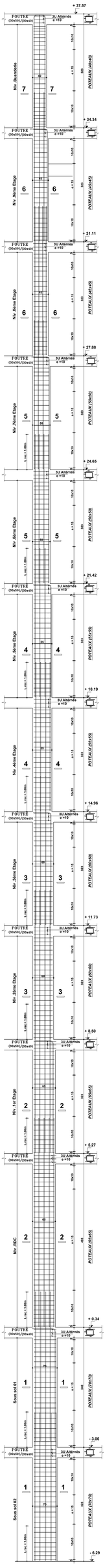



## POTEAUX 05

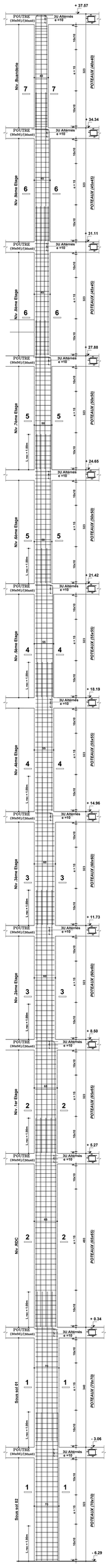
ECH/1/25



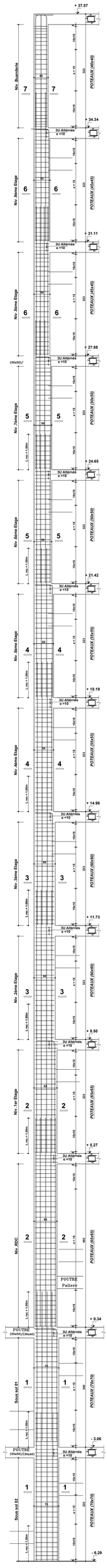
## POTEAUX 06
ECH/1/25



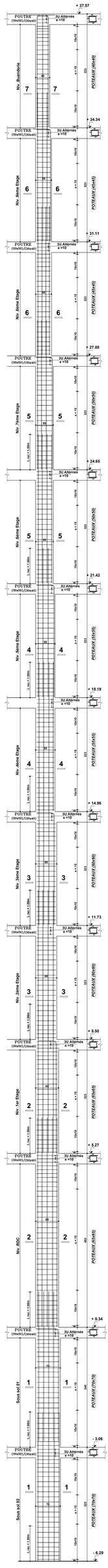

## POTEAUX 07
ECH/1/25



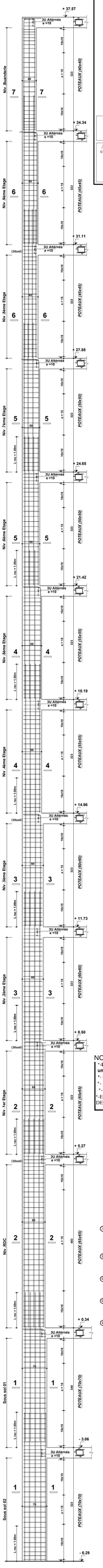

## POTEAUX 08
ECH/1/25




## POTEAUX 09
ECH/1/25




## POTEAUX 10
ECH/1/25




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

| | | |
|---|---|---|
| WILAYA | SIDI BEL ABES | PROPRIETAIRE : BOUTKHIL BRAHIM |
| DAIRA | SIDI BEL ABES | ADRESSE : PARTIE ITALRUE MOUALID TAHAR |
| COMMUNE | SIDI BEL ABES | MAITRE DE L'OUVRAGE: EURL BB PROMOTION |

*PROJET :*

*REALISATION DE 80 LOGTS*

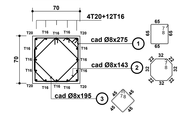
*A SIDI BEL ABBES*



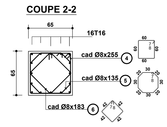
BLOC A~1

| | | |
|---|---|---|
| DOSSIER: BETON | PLAN : plan poteaux bloc A | PLANCHE N° 01 |
| Architectes concepteurs: | Bureau d'etudes :BET GC Gerant : sidhoum kadda Adresse : 18 rue de la macta sba 22000 sidi bel abbes | ECH : - 1/25 - 1/20 ETABLIE LE : AOUT 2020 |

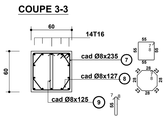
### COUPE 1-1



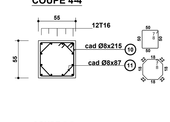

### COUPE 2-2



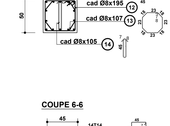

### COUPE 3-3



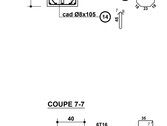

### COUPE 4-4




### COUPE 5-5




### COUPE 6-6




### COUPE 7-7




NOTA 2

***- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seul fois**

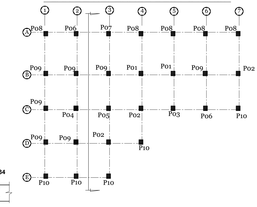
***- Les dés sont interdits**

*- Barres a Haute Adherence (HA) FeE400

*- Dosage Beton Elements Structuraux: 350Kg/m3

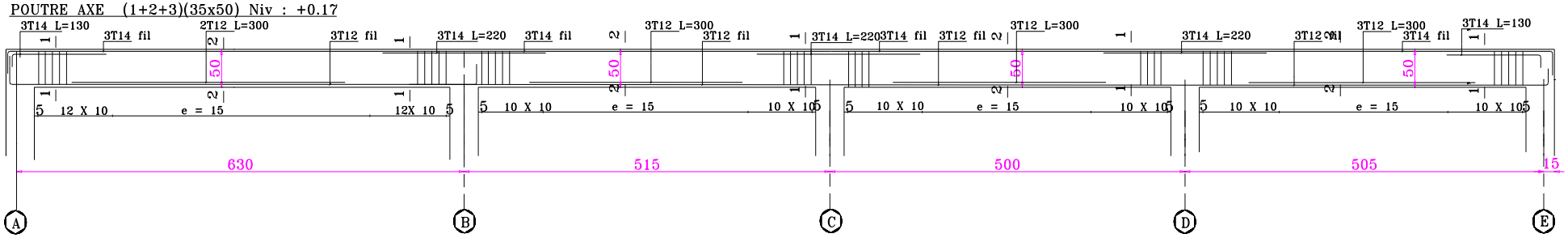
*-ESPACEMENT DES CADRES e = 10cm SUR TOUTE LA HAUTEUR DES POTEAUX DE LA CAGE D'ESCALIERS

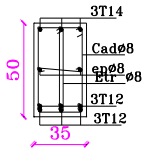
### PLAN DE REPERAGE DES POTEAUX



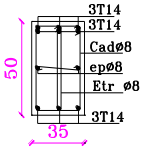
# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU S-S

POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



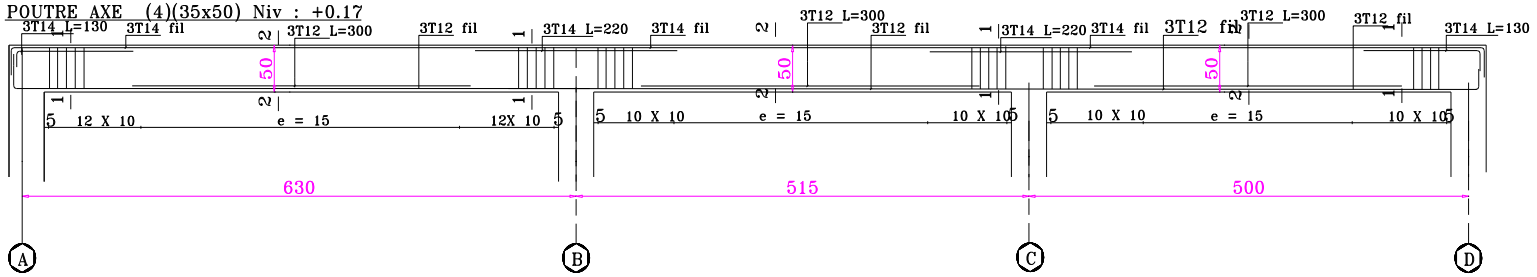




COUPE 2-2 (1/10)

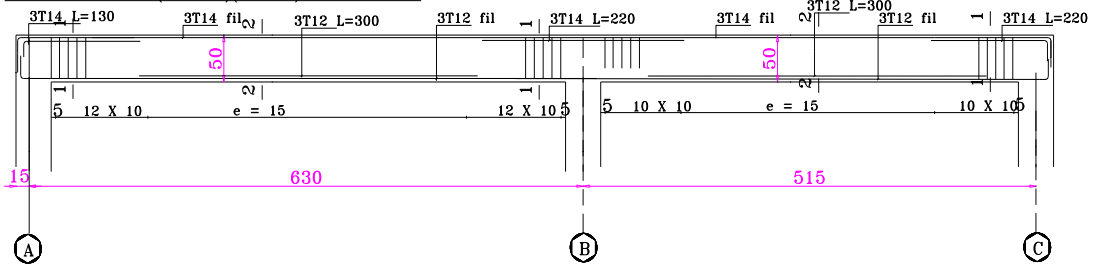



COUPE 1-1 (1/10)

POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17

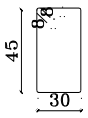



POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17










REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE :

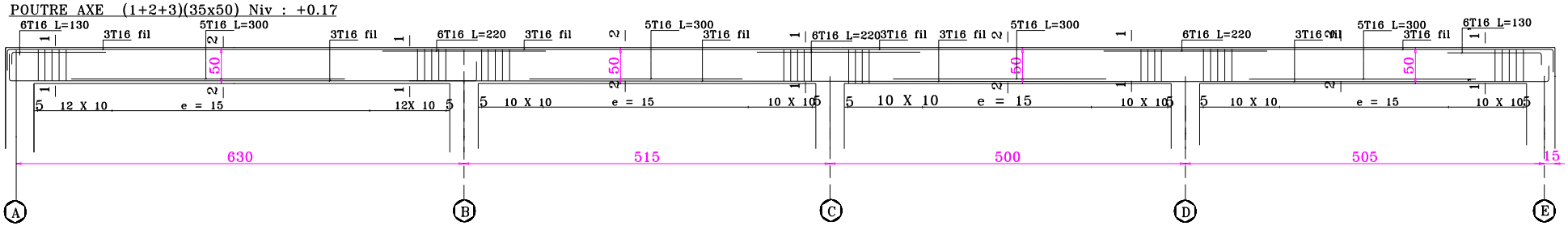
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU S-S

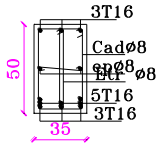
ECH: 1/50

DATE:09/2020

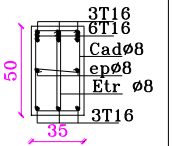
# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU RDC

POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



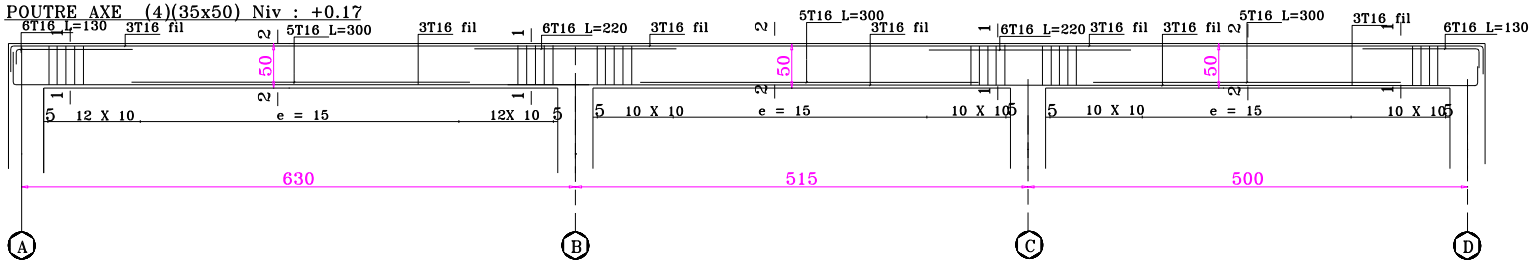




COUPE 2-2 (1/10)

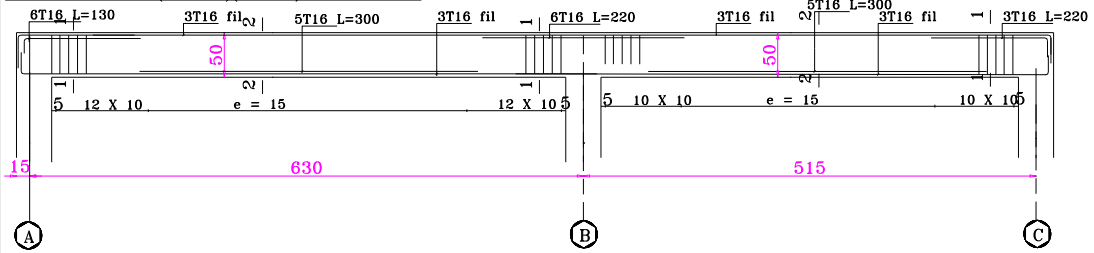



COUPE 1-1 (1/10)

POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17

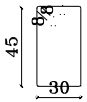



POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17










REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE :

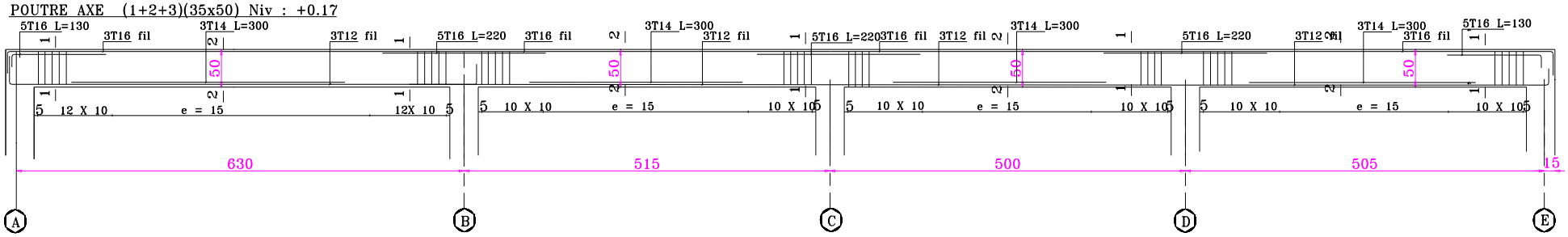
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU RDC

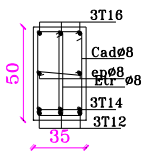
ECH: 1/50

DATE:09/2020

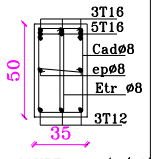
# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU 1ere ETAGE

POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17



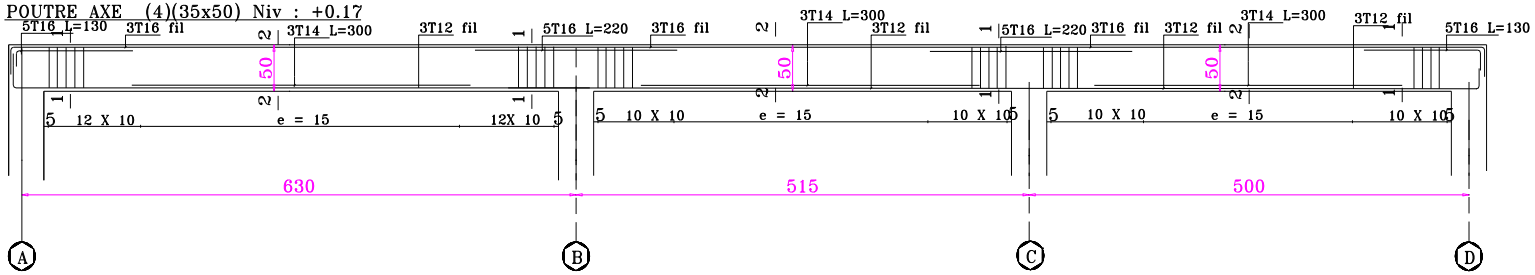




COUPE 2-2 (1/10)

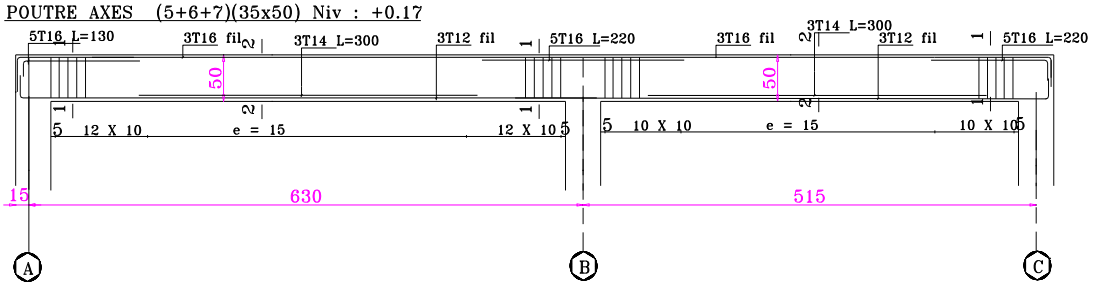



COUPE 1-1 (1/10)

POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17

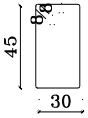



POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17










REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE :

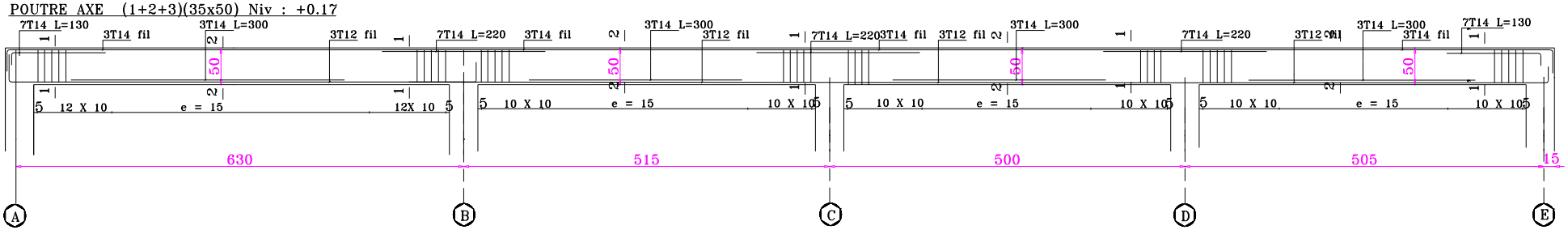
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU 1er ETAGE

ECH: 1/50

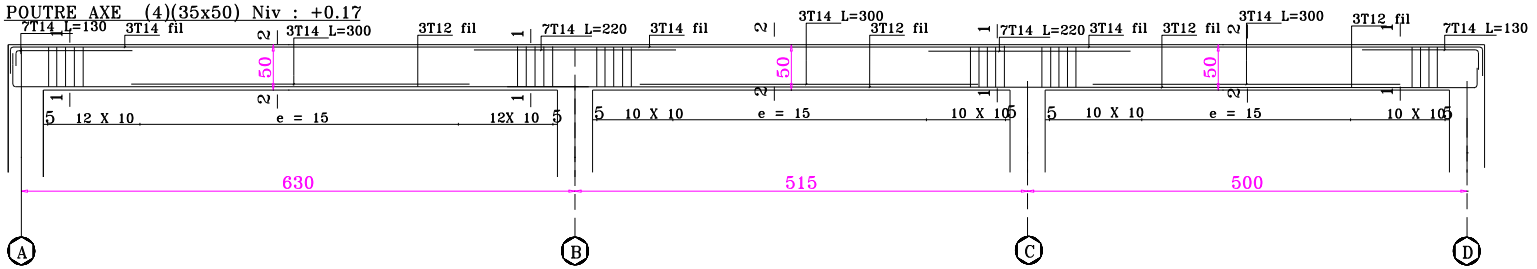
DATE:09/2020

# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DES ETAGES COURANTS

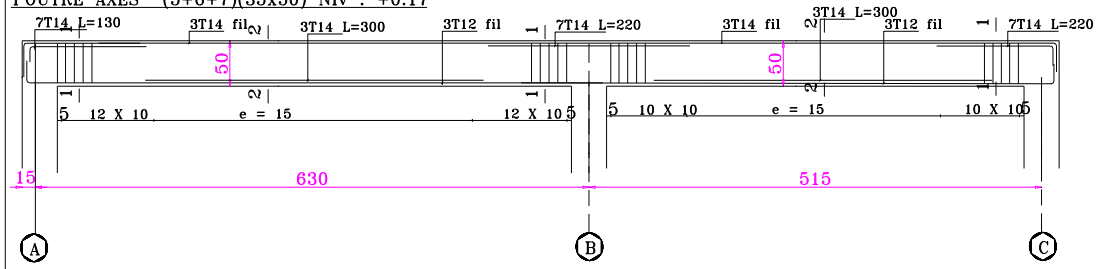
POUTRE AXE (1+2+3)(35x50) Niv : +0.17

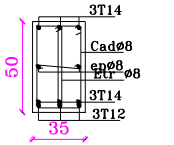



POUTRE AXE (4)(35x50) Niv : +0.17

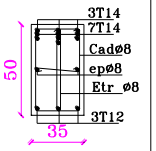



POUTRE AXES (5+6+7)(35x50) Niv : +0.17



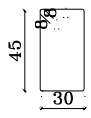




COUPE 2-2 (1/10)




COUPE 1-1 (1/10)




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE :

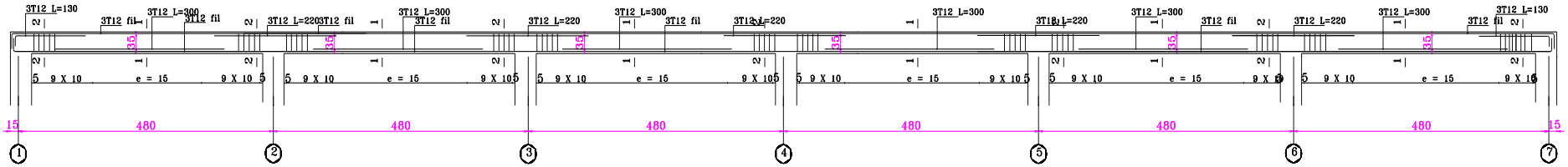
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DES ETAGES COURANTS

ECH: 1/50

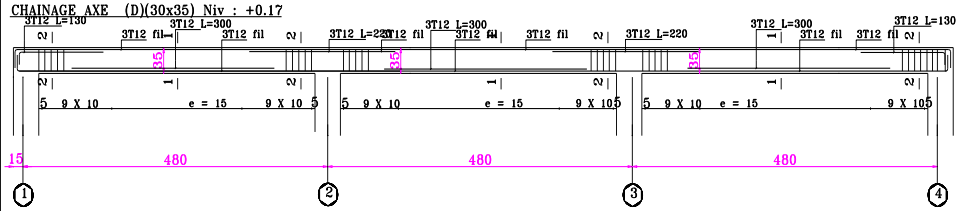
DATE:09/2020

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU S-S

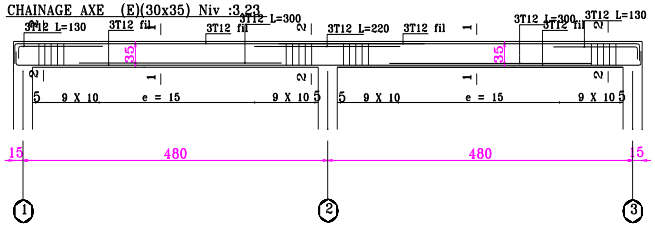
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17

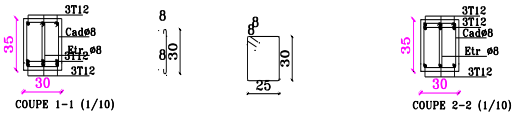



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17




CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv :3.23



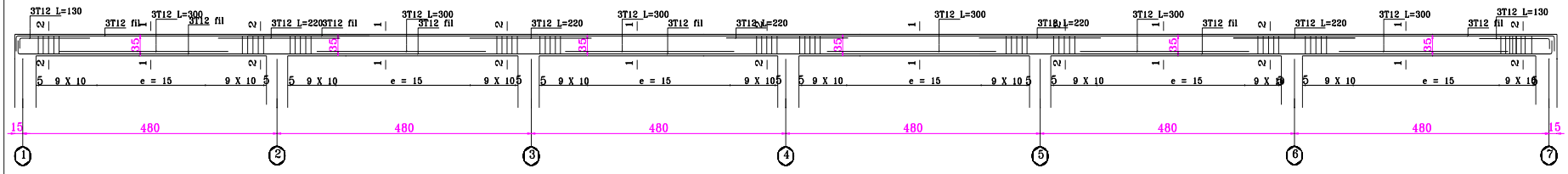




| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A | PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU S-S |
| | ECH: 1/50 DATE:09/2020 |

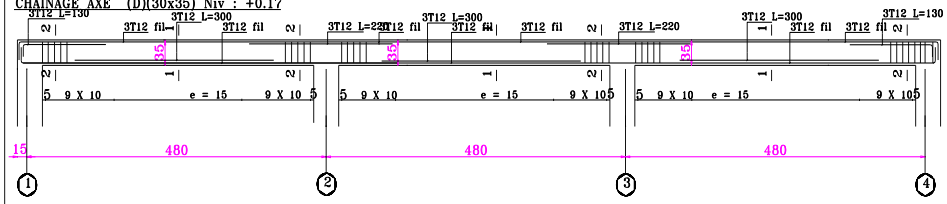
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU RDC

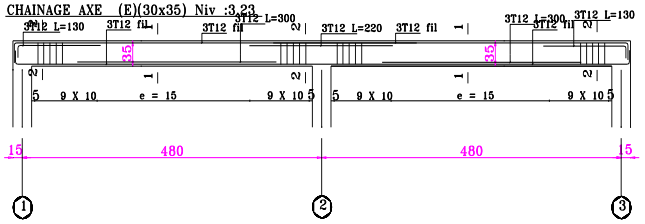
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17

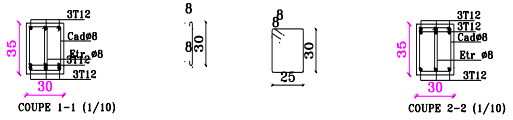



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17




CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv :3.23

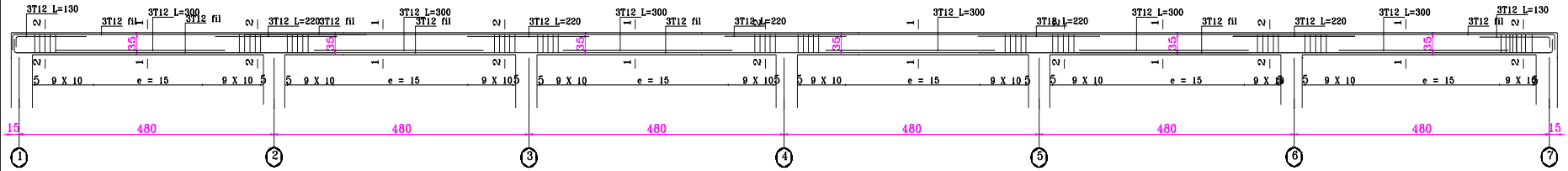


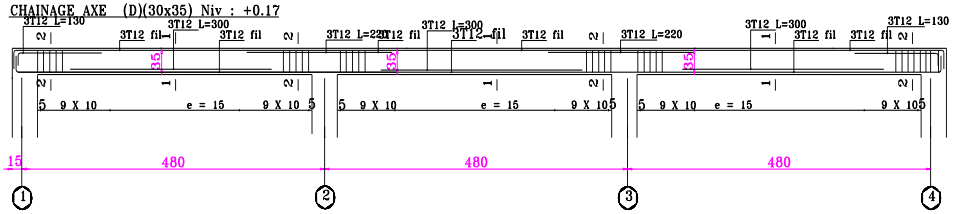

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A | PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU RDC |
| | ECH: 1/50 DATE:09/2020 |

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU 1ere ETAGE

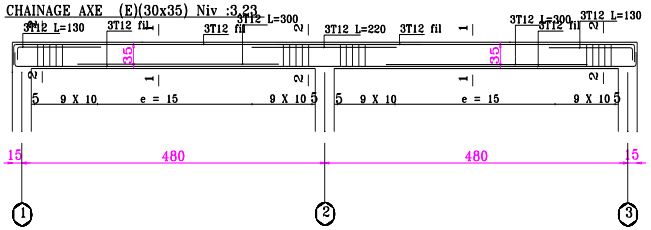
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17

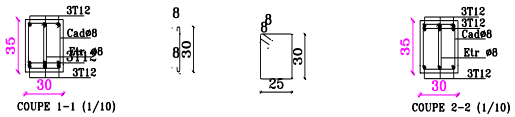



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17




CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv :3.23

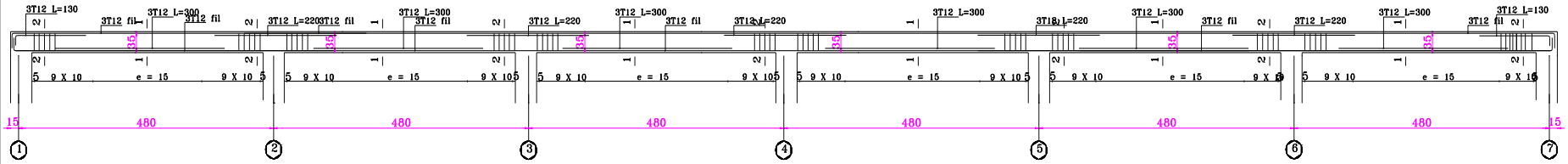


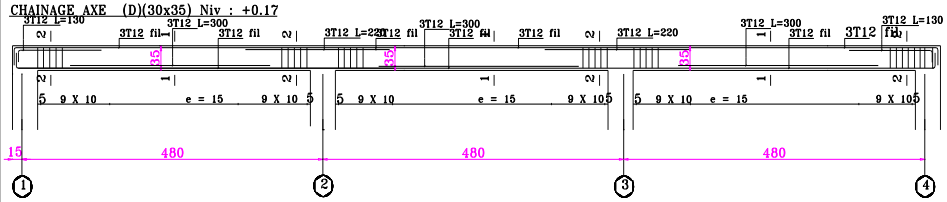

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOUI.A | PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU 1er ETAGE |
| | ECH: 1/50 DATE:09/2020 |

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DES ETAGES COURANTS

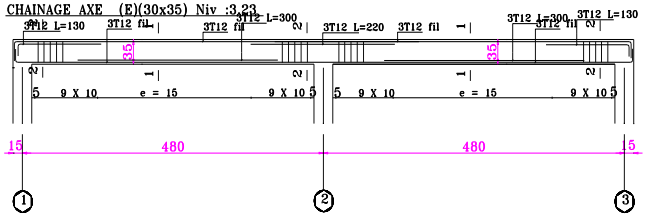
CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17

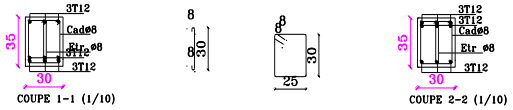



CHAINAGE AXE (D)(30x35) Niv : +0.17




CHAINAGE AXE (E)(30x35) Niv :3,23

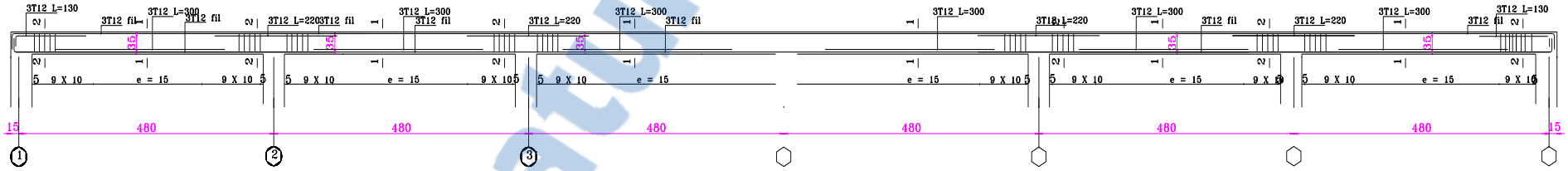


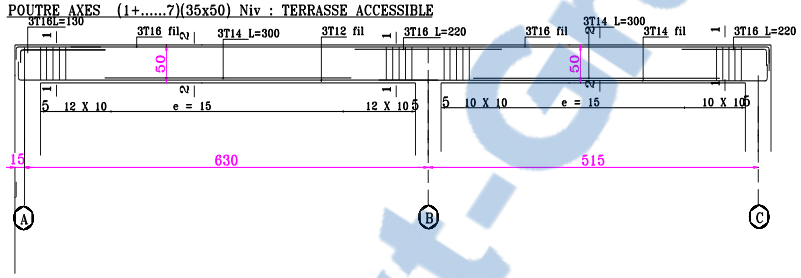

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S MEGHRAOULA | PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DES ETAGES COURANTS |
| | ECH: 1/50 DATE:09/2020 |

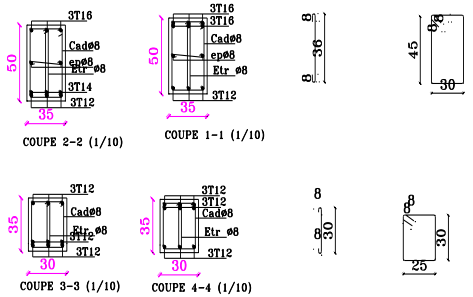
# FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE ACCESSIBLE

CHAINAGE AXE (A+B+C)(30x35) Niv :+0.17




POUTRE AXES (1+.....7)(35x50) Niv : TERRASSE ACCESSIBLE



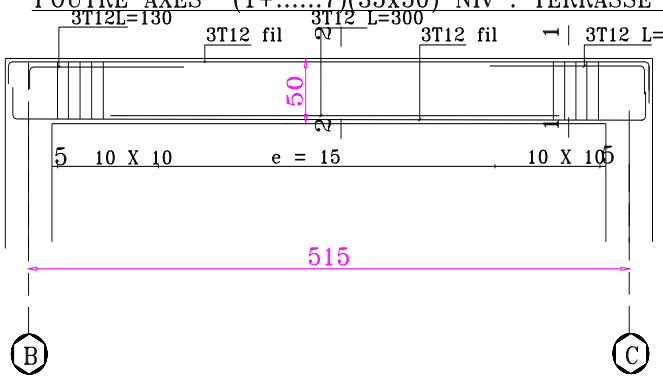



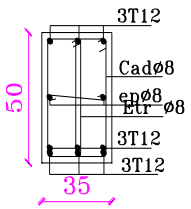

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S<br>MEGHRAOUI.A | PLAN DE : FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE ACCESSIBLE |
| | ECH: 1/50 — DATE:09/2020 |

Support-Gratuit.com

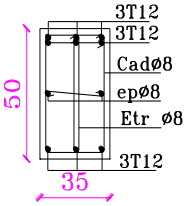
# FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE INACCESSIBLE

POUTRE AXES (1+.....7)(35x50) Niv : TERRASSE INACCESSIBLE

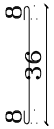


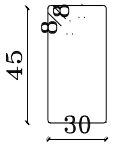




COUPE 2-2 (1/10)

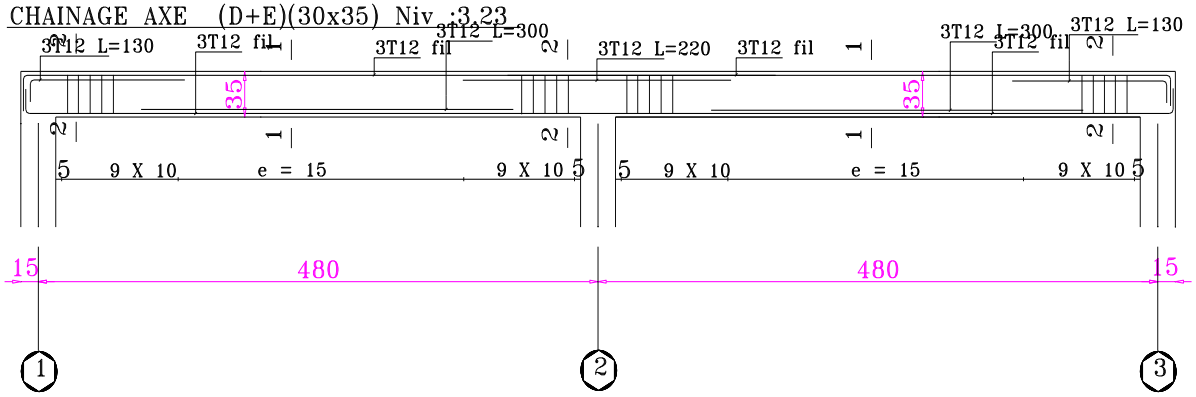



COUPE 1-1 (1/10)




CHAINAGE AXE (D+E)(30x35) Niv :3.23




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

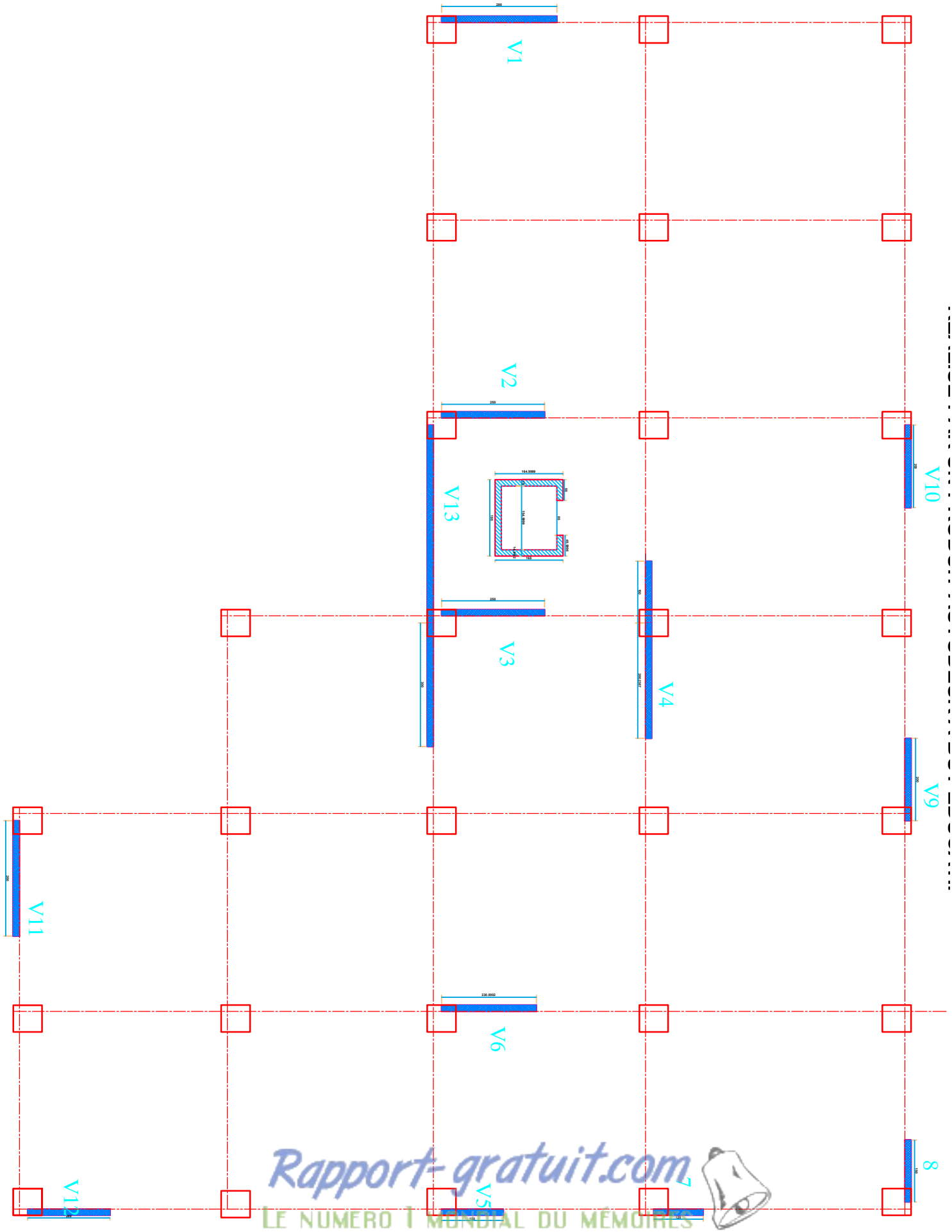
PLAN DE :

FERRAILLAGE DES POUTRES DU TERRASSE INACCESSIBLE

ECH/

DATE:09/2020

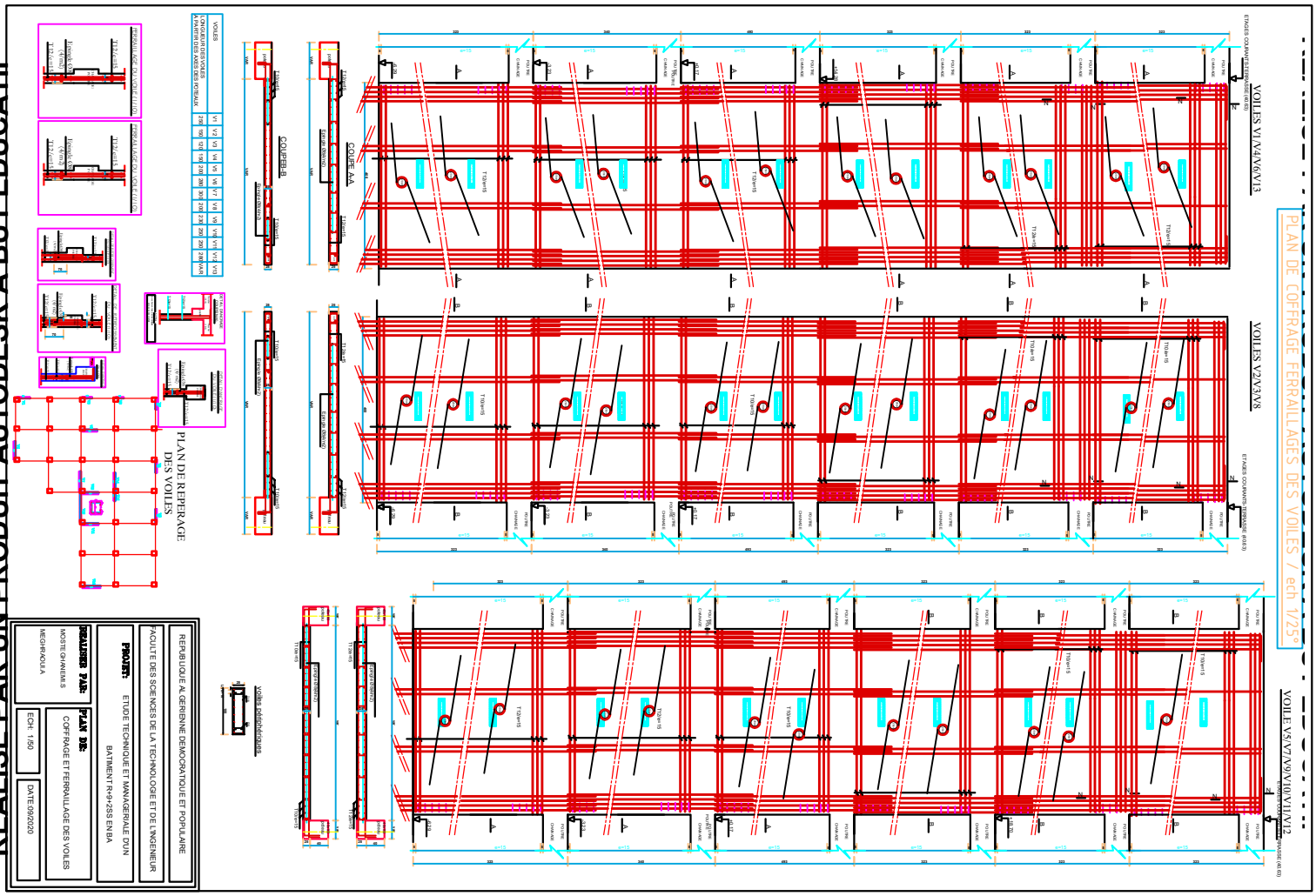
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



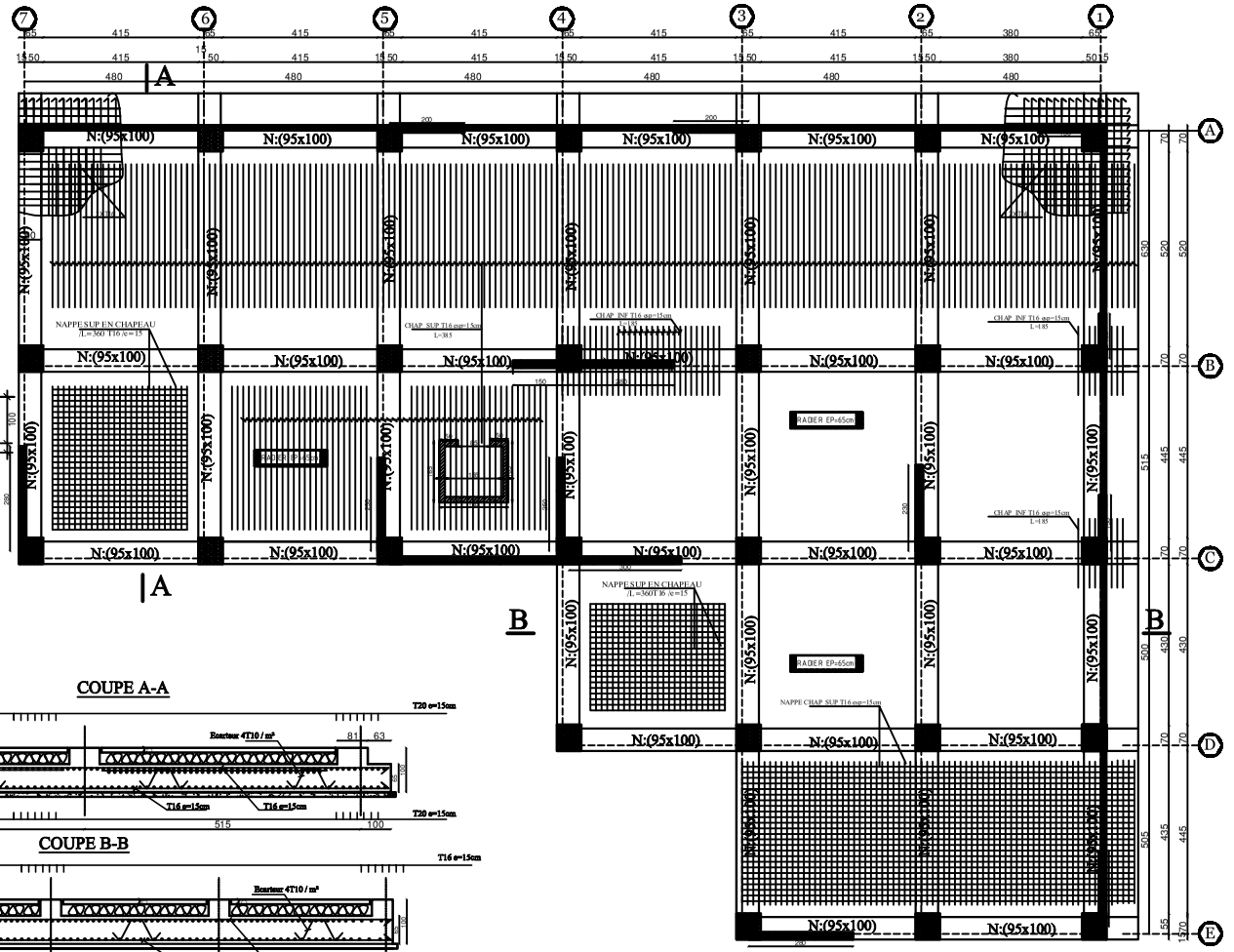

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

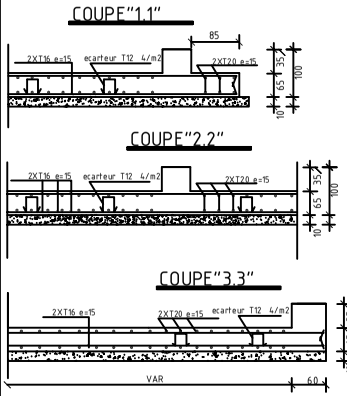
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



# PLAN DE COFFRAGE DU RADIER / ech 1/50°

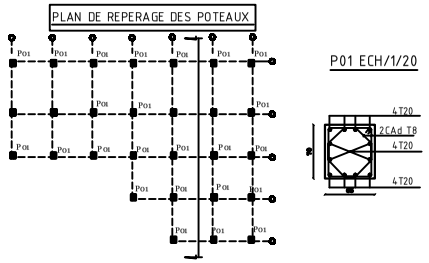






## Ferraillage des avant poteaux(Ech 1/20)




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

**PROJET:**
ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

**REALISER PAR:**
MOSTEGHANEMI.S
MEGHRAOUI.A

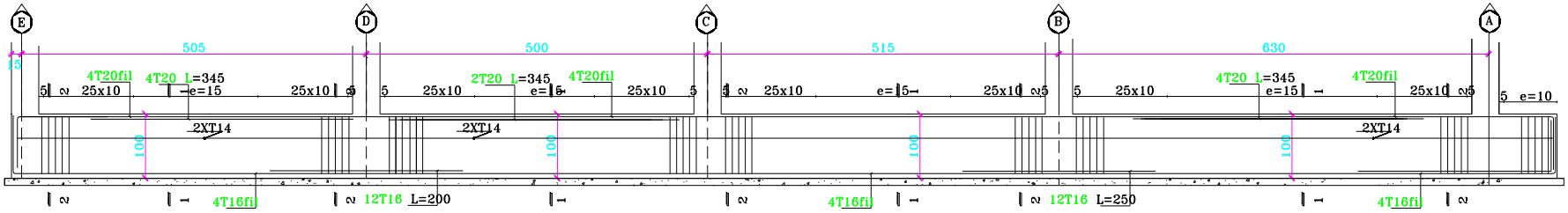
**PLAN DE:**
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU RADIER

ECH: 1/50

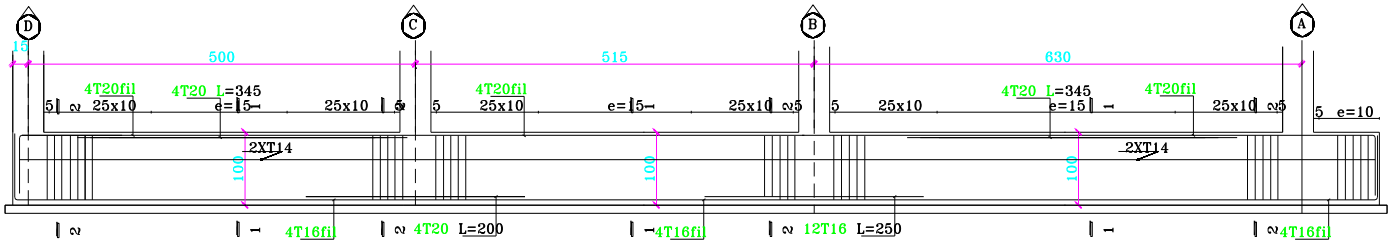
DATE:09/2020

# FERRAILLAGE DES NERVURES

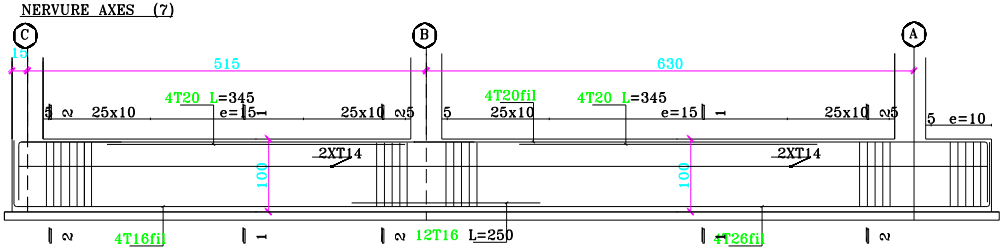
NERVURE AXE (1+2+3)



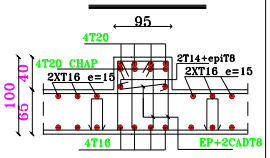

NERVURE AXE (4+5+6)



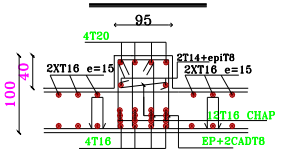

NERVURE AXES (7)

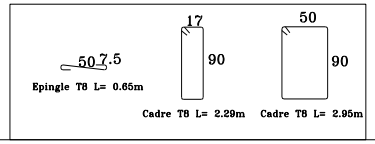



COUPE 1-1




COUPE 2-2



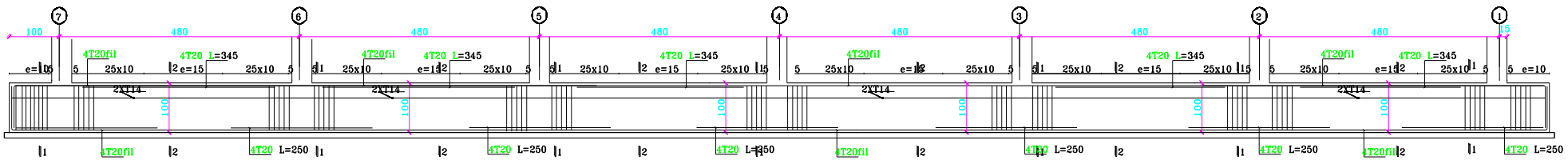



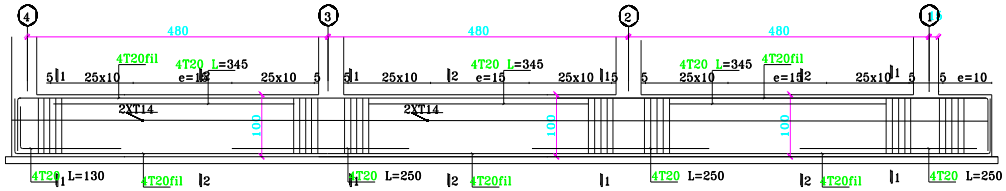

65

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| FACULTE DES SIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE | |
| PROJET: ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME | |
| REALISER PAR: MOSTEGHANEMI.S<br>MEGHRAOUI.A | PLAN DE: FERRAILLAGE DES NERVURES |
| | ECH: 1/50 — DATE:09/2020 |

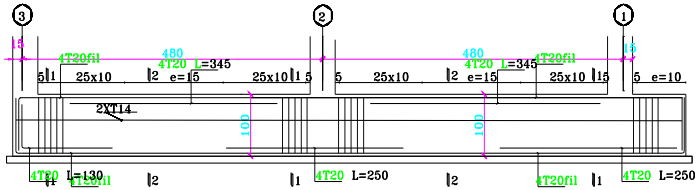
# FERRAILLAGE DES NERVURES

NERVURE AXE (A)

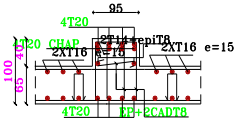


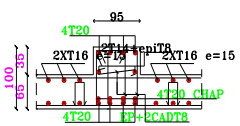

NERVURE AXE (E)

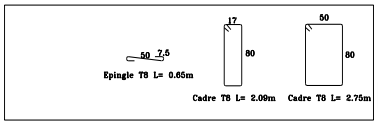



COUPE 2-2




COUPE 1-1




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE ET DE L'INGENIEURE

PROJET:

ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT R+9+2SS EN BETON ARME

REALISER PAR:

MOSTEGHANEMI.S

MEGHRAOUI.A

PLAN DE:

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES

ECH: 1/50

DATE:09/2020

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES