

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles

Thème

**Etude d'un Bâtiment(R+5+S.S+2E.S+Comble+Etage
attique) A usage Commercial et Habitation Contreventé
par des Voiles (Application du Logiciel ETABS)**



Etudié par:

M^r. DJEDID Mohand Ouidir

M^r. HANOUTI Moussa

Dirigé par :

Madame CHERIFI .F

Promotion : 2020/2021

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous voudrions adresser aussi toute notre gratitude à notre promotrice, **Madame CHERIFI .F**, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Mes remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'UMMTO particulièrement le personnel du département de génie civil dont toute son équipe pédagogique pour leur contribution et accompagnement tout au long de notre cursus universitaire.

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Dédicace

*Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :
A mon cher père et ma très chère mère pour leur affection et leur
amour et leur encouragement
Que dieu les garde et les protège*

- *A mes sœurs*
- *A mon frère*
- *A mes chères amies*

- *Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail
Ainsi toute la promotion CCI 2020-2021*

- *Sans oublier mon binôme Moussa*

Djedid mohand ouidir

Dédicace

*Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :
A mon cher père et ma très chère mère pour leur affection et leur
amour et leur encouragement
Que dieu les garde et les protège*

- *A ma sœur*
- *A mes chères amies*

- *Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail
Ainsi toute la promotion CCI 2020-2021*

- *Sans oublier mon binôme Mohand ouidir*

Hanouti moussa

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage à étudier	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.2.1. Propriétés mécanique du sol d'assise.....	2
I.3 Eléments de la structure	2
I.3.1. L'ossature.....	2
I.3.2. Les planchers	2
I.3.3. Maçonnerie (remplissage).....	3
I.3.4. Les escaliers	3
I.3.5. Cage d'ascenseur	3
I.3.6. La Toiture	4
I.3.7. Les revêtements	4
I.3.8. Les Coffrages	4
I.3.9. Les fondations.....	4
I.4. Hypothèses de calcul.....	5
I.4.1. Etats limites ultimes (ELU)	5
I.4.2. Etats limites de service (ELS).....	5
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.5.1. Le béton	6
I.5.1.1 Résistance du béton.....	7
I.5.1.2. Les contraintes limites.....	7
I.5.1.3. Module d'élasticité.....	9
I.5.2. Acier.....	11

Chapitre II : Prè-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments.....	14
II.2.1. les plancher	14
II.2.2. Les poutres	17
II.2.2.1. Poutres Principales	17
II.2.2.2. Poutres secondaires	17
II.2.2.3. La poutre palière.....	18
II.2.2.4. La poutre de Chainage.....	19
II.2.3. Les poteaux	19
II.2.3.1. Localisation du poteau le plus sollicité.....	20
II.2.3.2. Détermination des charges et des surcharges	21
II.2.3.3. Loi de dégression des surcharges	23

Sommaire

II.2.4. Les voiles	26
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1. Planchers en corps creux	29
III.1.1. Calcul de la dalle de compression	29
III.1.2. Calcul des poutrelles.....	30
III.1.3. Calcul des armatures à l'ELU.....	44
III.1.4. Vérifications à l'ELU	46
III.1.5. Vérifications à l'ELS	49
III.2. Les balcons.....	52
III.2.1. Introduction	52
III.2.2. Dimensionnement de la console	52
III.2.2.1. Détermination des charges et surcharges de la console	52
III.2.3. Calcul à l'ELU.....	52
III.2.3.1. Combinaisons de charges	52
III.2.3.2. Calcul des efforts internes	53
III.3. Ferrailage à l'ELU	53
III.3.1. Armatures principales	53
III.3.2. Armatures de répartition	54
III.4. Vérifications à l'ELU	54
III.5. Calcul à l'ELS	55
III.5.1. Combinaisons de charges	55
III.5.2. Calcul des efforts internes	55
III.6. Vérification à l'ELS	56
III.3. Calcul de la salle machine	58
III.3.1. Introduction.....	58
III.3.2. Calcul de la dalle pleine	58
III.3.2.1 Dimensionnement	58
III.3.3. Détermination des sollicitations	60
III.3.4. Calcul à l'état limite ultime (ELU)	60
III.3.5. Ferrailage à l'ELU	62
III.3.6. Vérification à l'ELU	63
III.3.7. Calcul à l'état limite de service (ELS)	64
III.3.8. Vérification à l'ELS	66
III.4. Les escaliers	69

Sommaire

III.4.1. Introduction	69
III.4.2 Pré-dimensionnement de l'escalier :	69
III.4.3. Epaisseur de la paillasse	71
III.4.4. Détermination des charges et surcharges	73
III.4.5. Calcul des efforts internes	75
III.4.6. Calcul à l'ELU	75
III.4.7. Vérifications à l'ELU	83
III.4.8. Calcul à l'ELS	86
III.4.9. Vérifications à l'ELS	91
III.4.10. Conclusion	95
III.5. La poutre palière.....	96
III.5.1. Introduction	96
III.5.2. Pré-dimensionnement	96
III.5.3 Détermination des charges et surcharges	97
III.5.4. Combinaisons de charges	98
III.5.5. Calcul à l'ELU	98
III.5.6. Vérifications à l'ELU	102
III.5.7. Calcul à l'ELS	107
III.5.8. Vérifications à l'ELS	109
III.5.9 Conclusion	112
III.6. Etude de la poutre de chaînage.....	113
III.6.1. Le pré dimensionnement de la poutre.....	113
III.6.2. Détermination des charges et surcharges	113
III.6.3. Combinaisons des charges.....	113
III.6.4. Calcul à l'ELU.....	114
III.6.5 .Calcul des armatures.....	115
III .6.6. Vérification a l'ELU	115
III.6.7. Calcul à l'E.L.S	117
III.6.8. Vérification à l'E.L.S	118
III.7. Etude de la charpente	122
Introduction	122
III.7.1. Détermination des charges et des surcharges	122
III.7.2. Détermination des efforts revenants aux différents éléments.....	122
III.7.3. Déterminations des sections	123

Sommaire

III.7.4.Calcul des chevrons	125
III.7.5. Calcul des liteaux	126
III.7.6.Assemblage de la charpente	127

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

IV PRESENTATION DE L'ETABS.....	127
Introduction	127
Concept	127
Description d'ETABS	127
Manuel d'installation et d'utilisation	128
Les étapes de modélisation	128

Chapitre V : Vérification des exigences RPA

V. VERIFICATIONS RPA.	146
Introduction	146
V.1- Vérification de la période empirique	146
V.2- Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003)	148
V.3- Justifications du système de contreventement	150
V.4 - Vérification des déplacements relatifs	152
V.5- Vérifications du déplacement maximal de la structure.....	154
V.6-Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)	155
V.7- Vérification des effets du 2ème ordre (l'effet P- Δ)	159
V.8- Spécifications pour les poteaux	160

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX	162
Introduction :	162
Recommandation de l' RPA 99/Version 2003	162
Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU	163
Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :	168
Vérifications à l'ELU	170
Vérifications à l'ELS.....	175
Schéma de ferrailage des poteaux	178
VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES	181
Introduction	181
Recommandation et exigence de l'RPA	181
Calcul des armatures à l'ELU	182

Sommaire

Vérifications à l'ELU	187
Vérifications à l'ELS.....	191
Schéma de ferrailage des poutres.....	193
VI.3. FERRAILAGE DES VOILES	195
Introduction	195
Exposé de la méthode.....	196
Déterminations des armatures	197
Exemple de calcul	201
Les vérifications à l'ELU	203
Vérification à l'ELS	204
Calcul des voiles périphériques :	215
Détermination de la force des poussées des terres	216

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....	220
VII.2.Etude géotechnique du sol	220
VII.3.Choix du type de fondation.....	220
VII.2. Pré dimensionnement du radier	224
VII.3.Calcul de la surface nécessaire au radier	225
VII.4.Calcul des sollicitations à la base du radier	226
VII.5.Vérifications.....	227
VII.6.Ferrailage du radier	229
VII.6.1.Ferrailage des panneaux	229
VII.6.2.Ferrailage du débord.....	233
VII.6.3.Ferrailage de la nervure	235
Type 1.....	235
Type 02.....	249

Liste des figure

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 : Longueur et Largeur de l'ouvrage.....	2
Figure I. 2: Schéma descriptif de la toiture.....	4
Figure I. 3: Diagramme contrainte – déformation à L'ELU.....	8
Figure I. 4: Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.....	9
Figure I. 5: Diagramme de contrainte déformation de l'acier.....	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II. 1: plancher en corps creux (16+4).....	15
Figure II. 2:sections des poutres.....	18
Figure II. 3: Dimensions du voile.....	26
Figure III.2. 1: Schéma statique de la console.....	52
Figure III.2. 2 : Section de la console.....	53
Figure III.2. 3: Ferrailage de la console.....	57

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.3. 1: Caractéristique de la dalle pleine de la salle machine.....	59
Figure III.3. 2: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELU..	61
Figure III.3. 3: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELS. .	65
Figure III.3. 4: Ferrailage de la salle machine.....	68
Figure III.3. 1: Caractéristique de la dalle pleine de la salle machine.....	59
Figure III.3. 2: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELU..	61
Figure III.3. 3: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELS. .	65
Figure III.3. 4: Ferrailage de la salle machine.....	68
Figure III.4. 1: Terminologie d'un escalier.....	69
Figure III.4. 2: Coupe verticale de l'escalier de la structure.....	71
Figure III.4. 3: Schéma du 1er type d'escalier.....	71
Figure III.4. 4: Schéma du 2ème type d'escalier.....	72
Figure III.4. 5: Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELU.....	75
Figure III.4. 6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 1er type.....	77
Figure III.4. 7: Schéma statique de calcul du 2ème type d'escalier à l'ELU.....	79
Figure III.4. 8: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type.....	81
Figure III.4. 9: Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELS.....	86
Figure III.4. 10: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 1er type.....	88
Figure III.4. 11: Schéma statique de calcul du 2ème type d'escalier à l'ELS.....	88
Figure III.4. 12: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 2eme type.....	90
Figure III.5. 1: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 1er type.....	99
Figure III.5. 2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le	

Liste des figure

2eme type.	100
Figure III.5. 3: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 1er Type.....	107
Figure III.5. 4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 2eme Type.	108

Figure III.6. 1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'E.L.U	114
Figure III.6. 2: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.U	114
Figure III.6. 3: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'E.L.S.	117
Figure III.6. 4 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S.....	117
Figure III.6. 5: Plan de ferrailage de poutre de chaînage	119

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

Figure IV. 1: disposition des poutres	135
Figure IV. 2: disposition des voiles.....	136
Figure IV. 3: Dalle pleine, Salle machine	137
Figure IV. 4: Bardage	137
Figure IV. 5: Vu en plan de la structure	138
Figure IV. 6: Diaphragme planché 1	145
Figure IV. 7: modèle finale de la structure.....	145

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1. 1: Schéma explicatif du moment fictif.....	164
Figure VI.1. 2: Caractéristiques et sollicitation de la section.....	168
Figure VI.1. 3: Affichage des résultats.....	168
Figure VI.1. 4: zone nodale dans le poteau.	170
Figure VI.1. 5: Ferrailage Poteau 50 × 50.....	178
Figure VI.1. 6: Ferrailage Poteau 45 × 45.....	179
Figure VI.1. 7: Ferrailage Poteau 40 × 40.....	180
Figure VI.2. 1: Disposition de l'armature tendue (S.S.A).....	183
Figure VI.2. 2: Disposition des armatures (S.D.A).	183
Figure VI.2. 3 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.....	193
Figure VI.2. 4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.	193
Figure VI.2. 5: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.....	194
Figure VI.2. 6: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.	194

Figure VI.3. 1: Disposition des voiles dans notre structure.	195
Figure VI.3. 2: Disposition des armatures verticales dans les voiles [RPA99/version 2003].	198
Figure VI.3. 3: Répartitions des voiles.....	215
Figure VI.3. 4: schéma statique.....	216
Figure VI.3. 5: poussée due à la surcharge.....	216

Liste des figure

Figure VI.3. 6: pousser dues au poids propre.....	217
Figure VI.3. 7: poussée dues au poids propre.	217

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII. 1: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens longitudinal).	239
Figure VII. 2: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens longitudinal).	240
Figure VII. 3: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).	241
Figure VII. 4: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens transversal).	243
Figure VII. 5: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens transversal).	244
Figure VII. 6: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).	245
Figure VII. 7: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens longitudinal).	250
Figure VII. 8: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens longitudinal).	251
Figure VII. 9: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).	252
Figure VII. 10: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens transversal).	253
Figure VII. 11: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens transversal).	254
Figure VII. 12: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).	255

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1: caractéristiques des aciers.	11
---	----

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II. 1: Descente de charges sur le poteau D4.	24
Tableau II. 2: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.	25
Tableau II. 3: Vérification des poteaux aux flambements.....	25
Tableau II. 4: Les dimensions de voile.....	27
Tableau II. 5 : Dimensions des sections des éléments.	28

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1. 1: Moments aux appuis.....	38
Tableau III.1. 2: Moments en travée.	39
Tableau III.1. 3: Moments corrigés en travée.	40
Tableau III.1. 4: Moments corrigés aux appuis.....	41
Tableau III.1. 5: Efforts tranchant.	41
Tableau III.4. 1: Détermination du poids propre de la volée.	73
Tableau III.4. 2: Détermination du poids propre du palier.....	73
Tableau III.4. 3: Détermination du poids propre de la volée.	74
Tableau III.4. 4: Détermination du poids propre du palier.....	74

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

Tableau IV. 1 : Facteur de qualité Q	139
--	-----

Chapitre V : Vérification des exigences RPA

Tableau V. 1: Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	149
Tableau V. 2 : pourcentages charges verticales et horizontales reprises par les voiles.	152
Tableau V. 3 : Déplacements relatifs sous l'action E_x	153
Tableau V. 4: Déplacements relatifs sous l'action E_y	153
Tableau V. 5: récapitulatif des résultats	157
Tableau V. 6: Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ).....	159

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	162
Tableau VI.1. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.	163
Tableau VI.1. 3 : Efforts internes dans les poteaux.....	166
Tableau VI.1. 4 : ferrailage des poteaux.	169
Tableau VI.1. 5: Vérification de la section d'armature adoptée.	171
Tableau VI.1. 6: Détermination de la zone nodale.....	171
Tableau VI.1. 7: coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g ".	173
Tableau VI.1. 8: Quantité minimale d'armatures transversales.	173
Tableau VI.1. 9: Vérification des contraintes tangentielles.	174

Liste des tableaux

Tableau VI.1. 10 : vérification de la condition de non fragilité.	176
Tableau VI.1. 11: Vérification des contraintes.	177
Tableau VI.2. 1: Section des armatures longitudinales.	181
Tableau VI.2. 2: les différentes caractéristiques de béton et l'acier.	182
Tableau VI.2. 3: Ferrailage des poutres principales.	186
Tableau VI.2. 4: Ferrailage des poutres secondaires.	186
Tableau VI.2. 5: Les quantités et les espacements des armatures transversales.	187
Tableau VI.2. 6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.	187
Tableau VI.2. 7: Vérifications armatures longitudinales.	188
Tableau VI.2. 8: Vérification au cisaillement.	188
Tableau VI.2. 9: Influence de l'effort tranchant sur le béton.	189
Tableau VI.2. 10 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.	189
Tableau VI.2. 11: Vérification de la flèche.	191
Tableau VI.2. 12: Vérifications des contraintes à L'ELS.	192
Tableau VI.3. 1: Calcul des armatures verticales.	197
Tableau VI.3. 2: Ferrailage adopté.	203
Tableau VI.3. 3 : ferrailage des voiles longitudinaux de 1,2 m (VL1).	205
Tableau VI.3. 4: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,00m (VL1').	206
Tableau VI.3. 5: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,60 m (VL2).	207
Tableau VI.3. 6: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,60 m (VL3).	208
Tableau VI.3. 7 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 2,95 m (VL4).	209
Tableau VI.3. 8: Ferrailage des voiles transversaux de 1 m (VT1).	210
Tableau VI.3. 9: Ferrailage des voiles transversaux de 1,65 m (VT2).	211
Tableau VI.3. 10: Ferrailage des voiles transversaux de 1,60 m (VT3).	212
Tableau VI.3. 11 : Ferrailage des voiles transversaux de 1,90 m (VT4).	213
Tableau VI.3. 12 : Ferrailage des voiles transversaux de 3,30 m (VT5).	214
Tableau VI.3. 13: Ferrailage des Voiles périphériques longitudinaux.	218
Tableau VI.3. 14: Ferrailage des Voiles périphériques transversaux.	219

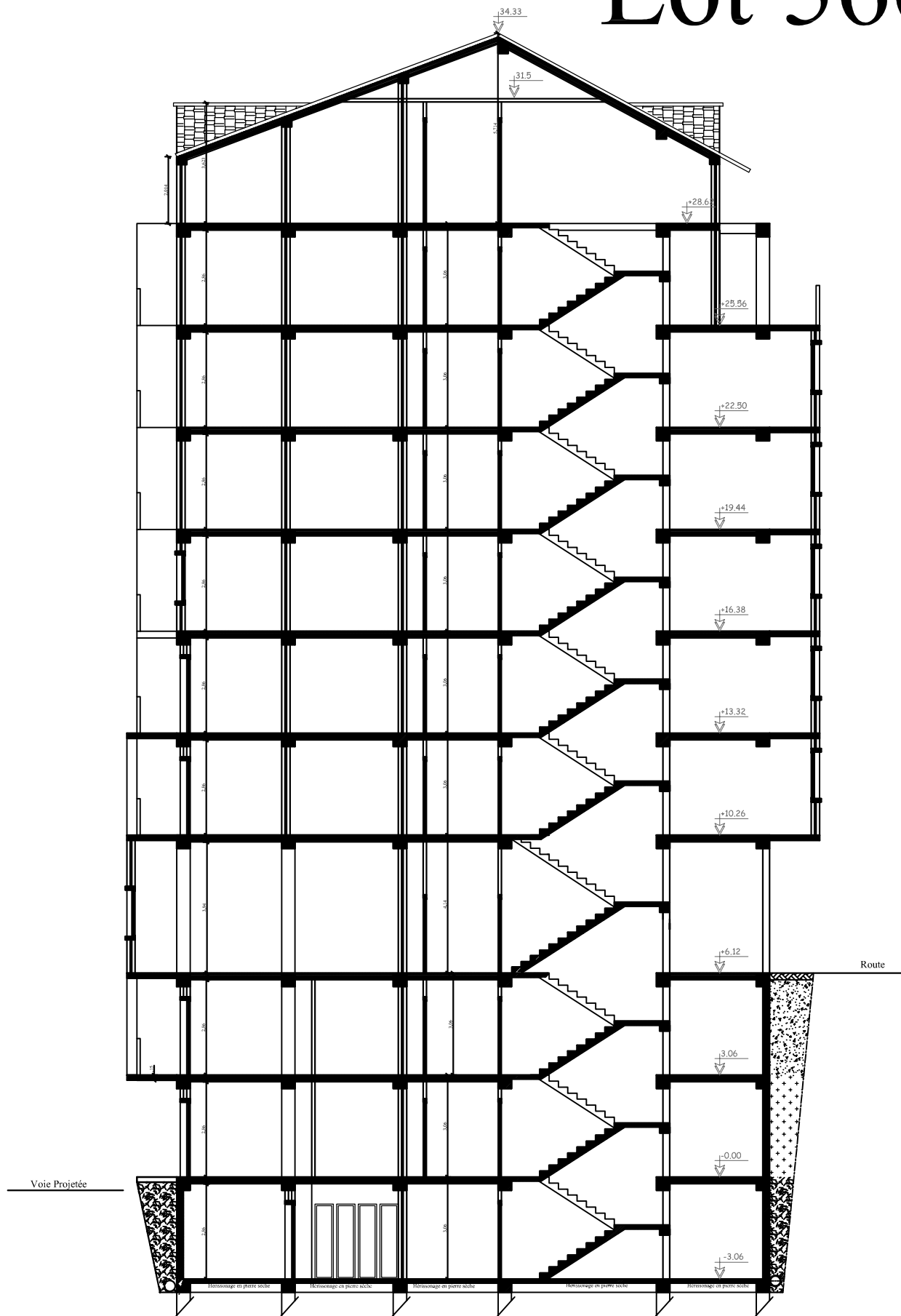
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII. 1: Dimensionnement des semelles isolées.	220
Tableau VII. 2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).	221
Tableau VII. 3: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).	221
Tableau VII. 4: Surface des semelles filantes sous poteaux.	222
Tableau VII. 5: Dimensionnement de radier général.	224
Tableau VII. 6: surface du radier général.	225
Tableau VII. 7: Sollicitations à la base du radier.	226
Tableau VII. 8: Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.	227
Tableau VII. 9: Vérification de la stabilité du radier sens transversal.	228
Tableau VII. 10: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.	229
Tableau VII. 11: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.	230
Tableau VII. 12: Ferrailage de la dalle de radier à ELU.	231

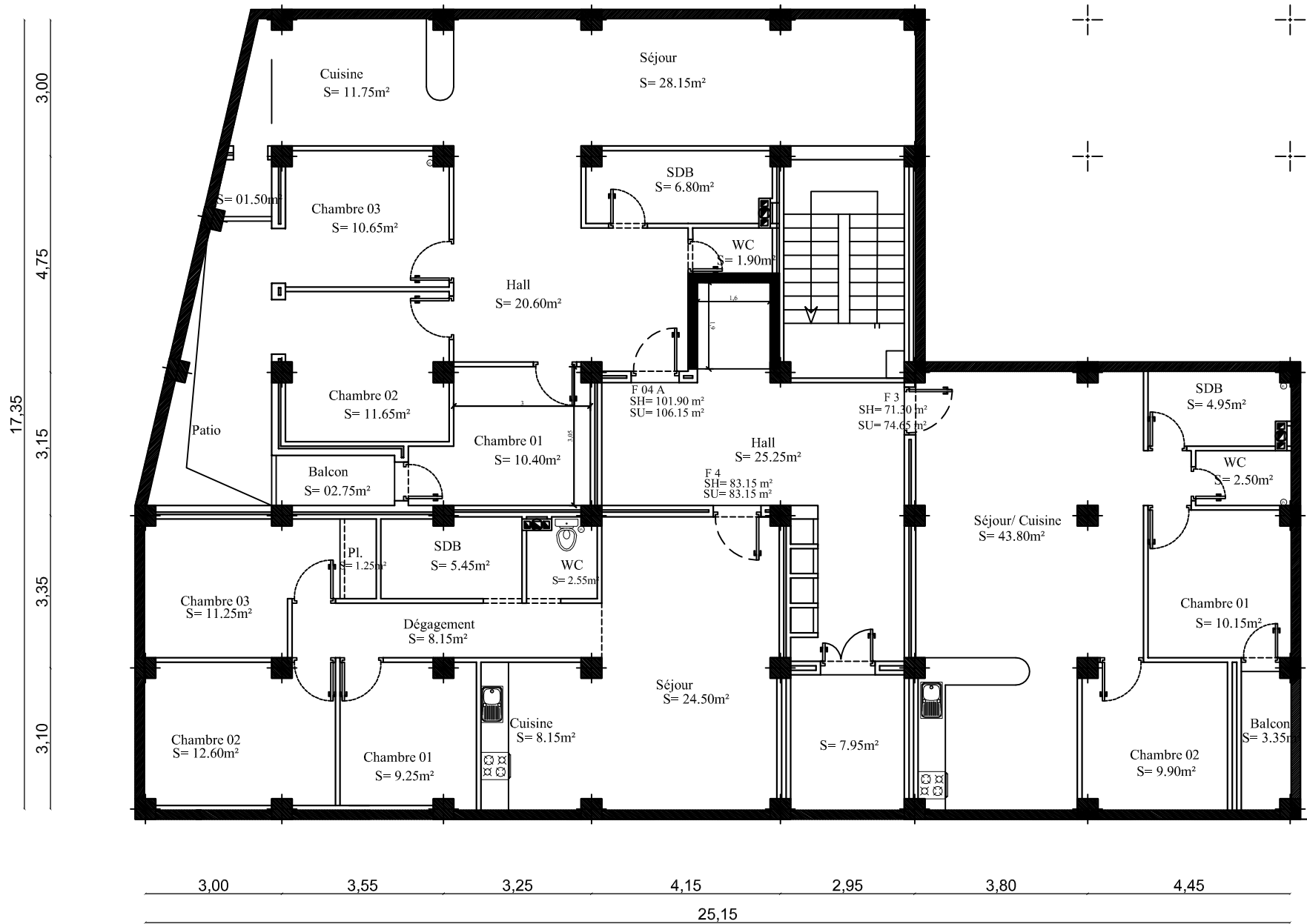
Liste des tableaux

Tableau VII. 13: Ferrailage de la dalle de radier à ELU.	231
Tableau VII. 14: Ferrailage du débord à ELU.	233
Tableau VII. 15: répartitions simplifiées des chargements.	235
Tableau VII. 16: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	237
Tableau VII. 17: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).	238
Tableau VII. 18: Le ferrailage adopté pour la nervure.	247
Tableau VII. 19: Détermination des charges à L'ELU et à L'ELS suivant le sens : X-X	249
Tableau VII. 20: Détermination des charges à L'ELU et à L'ELS suivant le sens : Y-Y	249
Tableau VII. 21: Le ferrailage adopté pour la nervure.	256

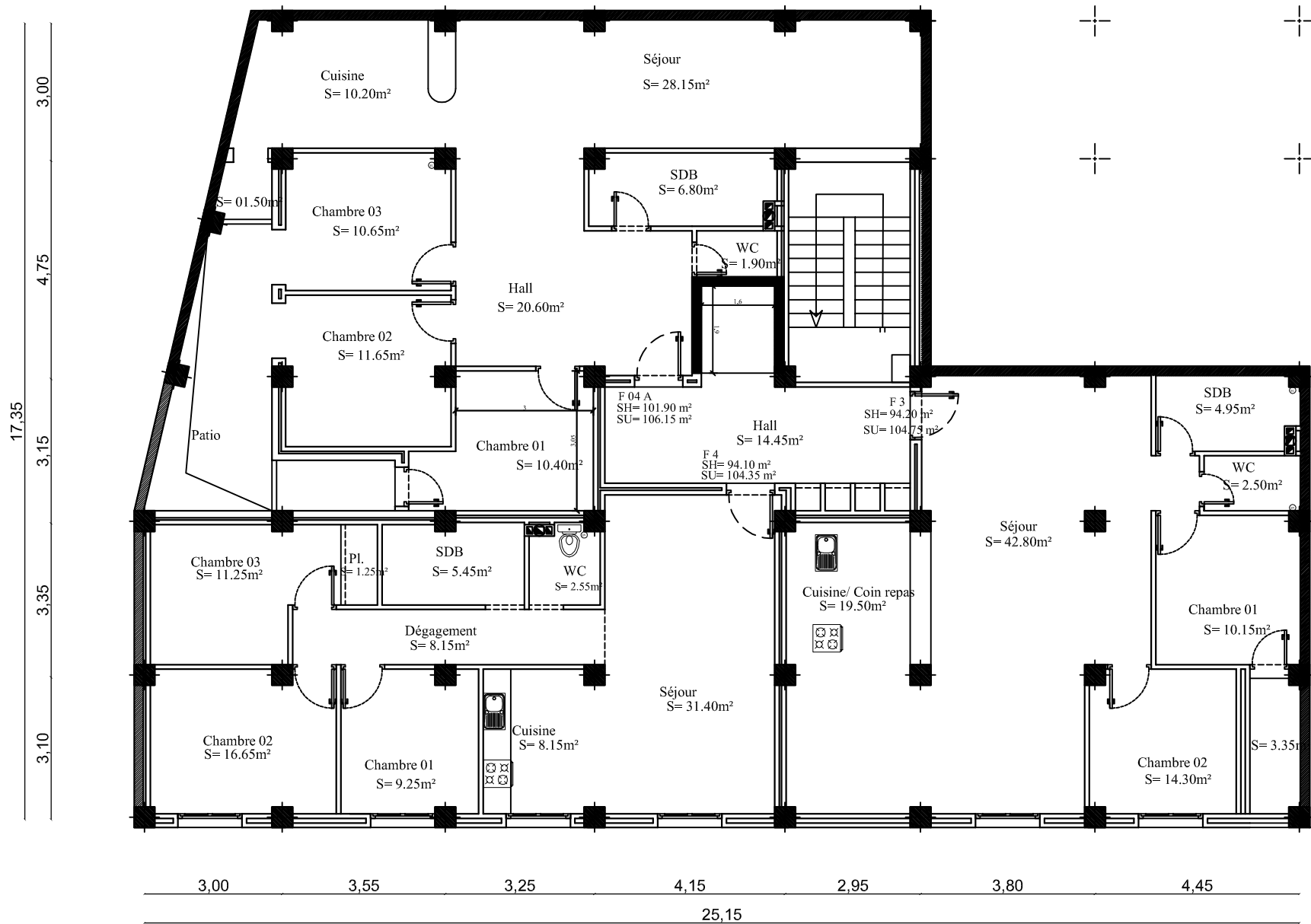
Lot 566



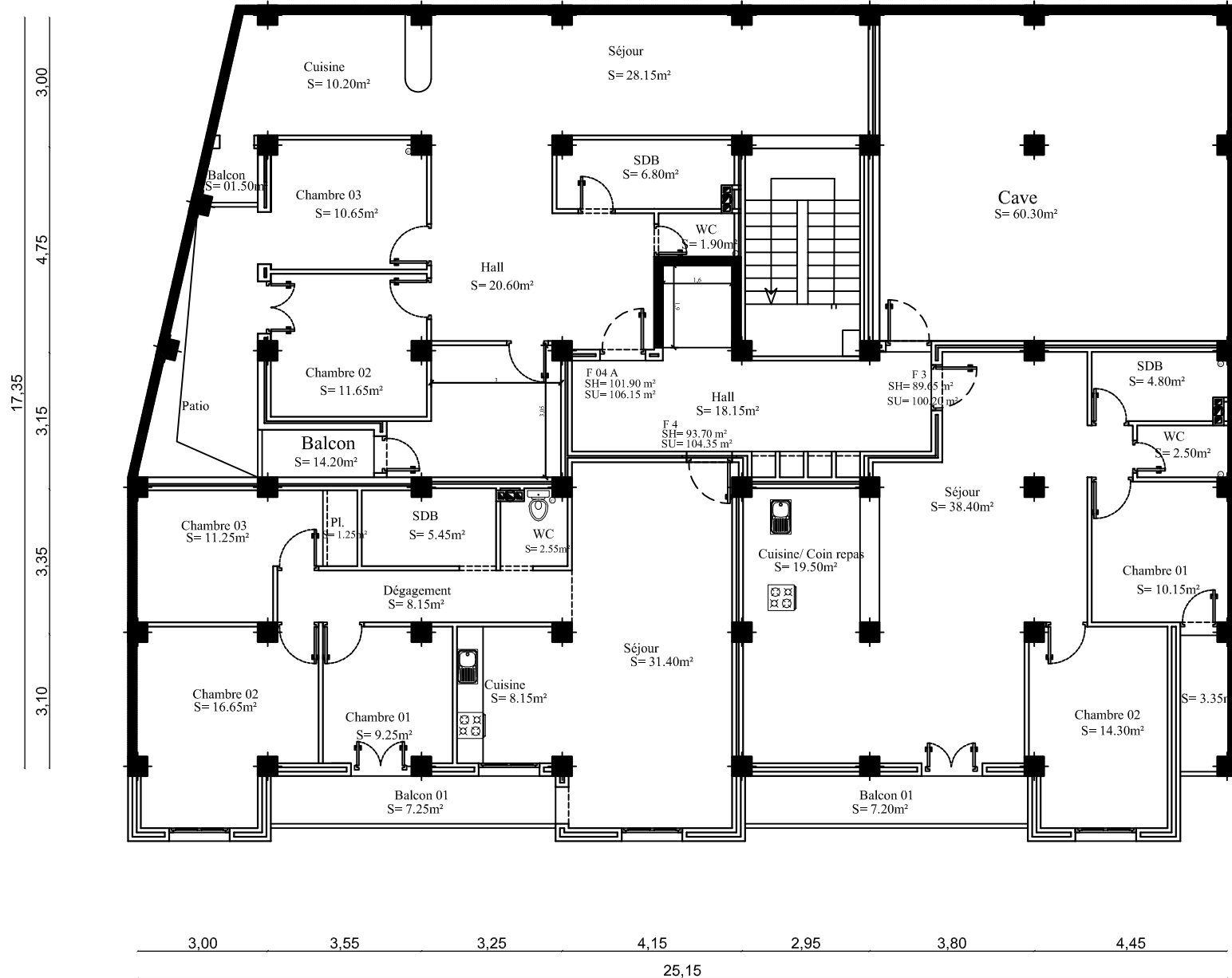
COUPE -AA-



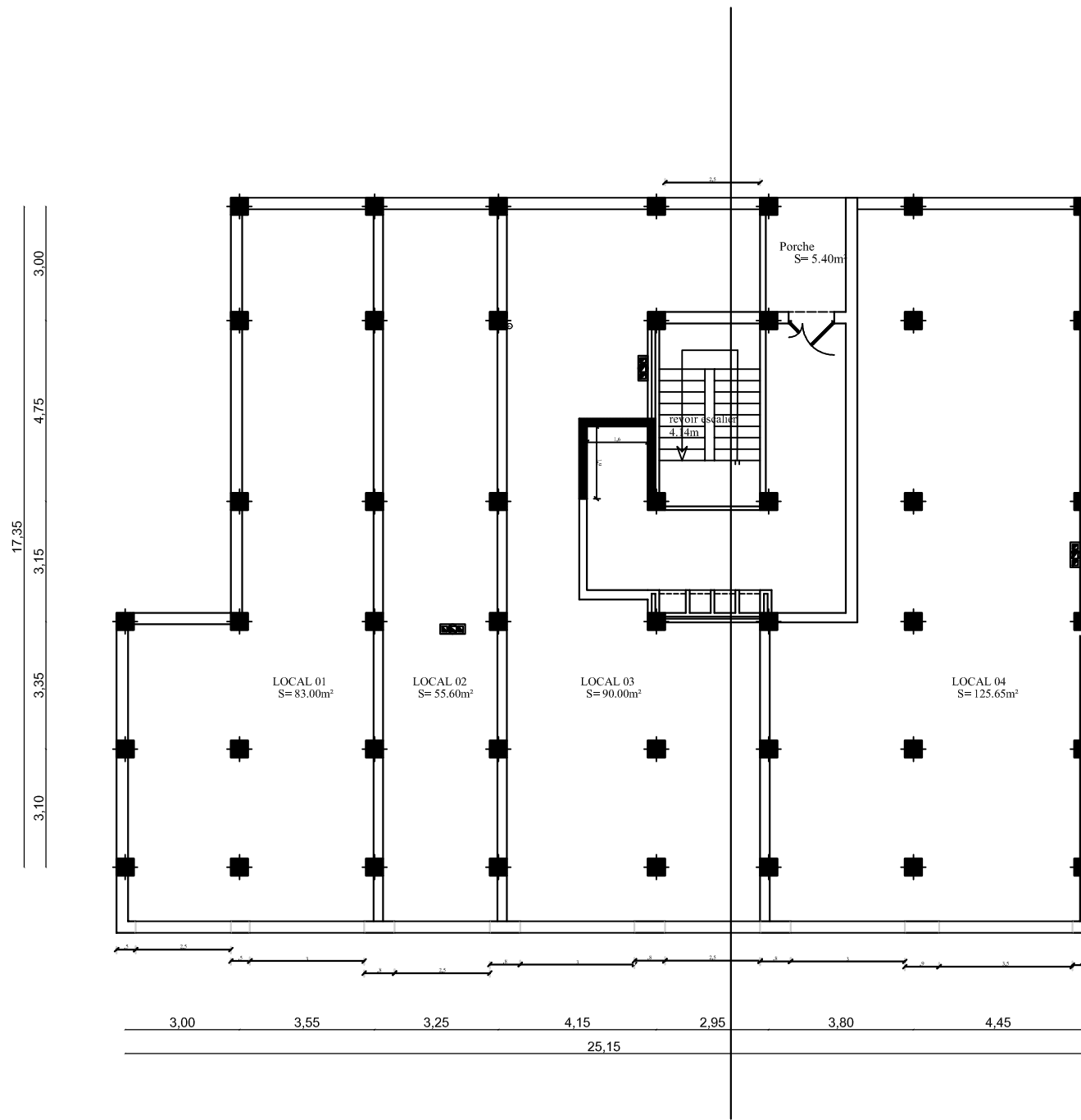
Sous sol



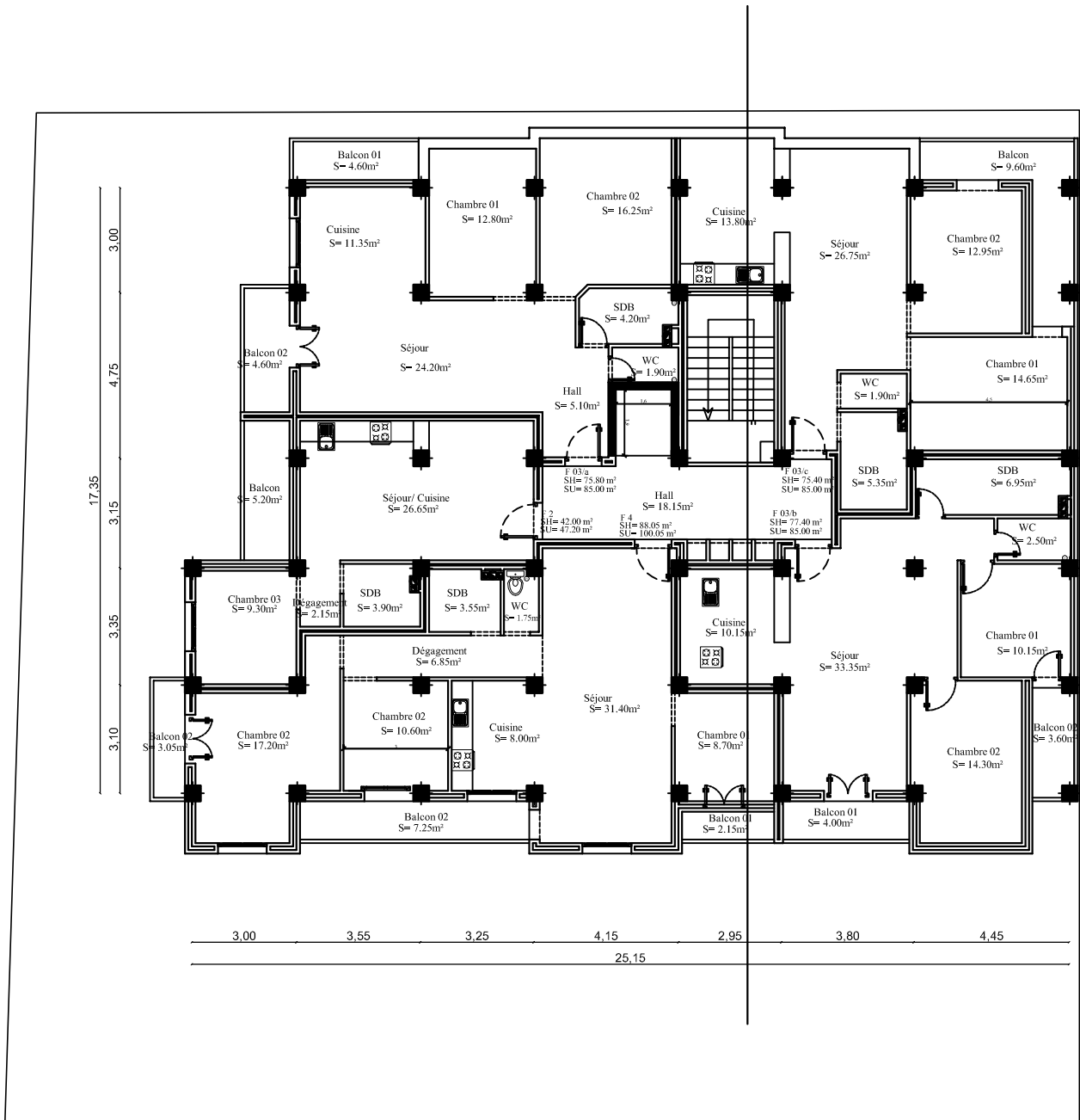
ENTRESOL 1



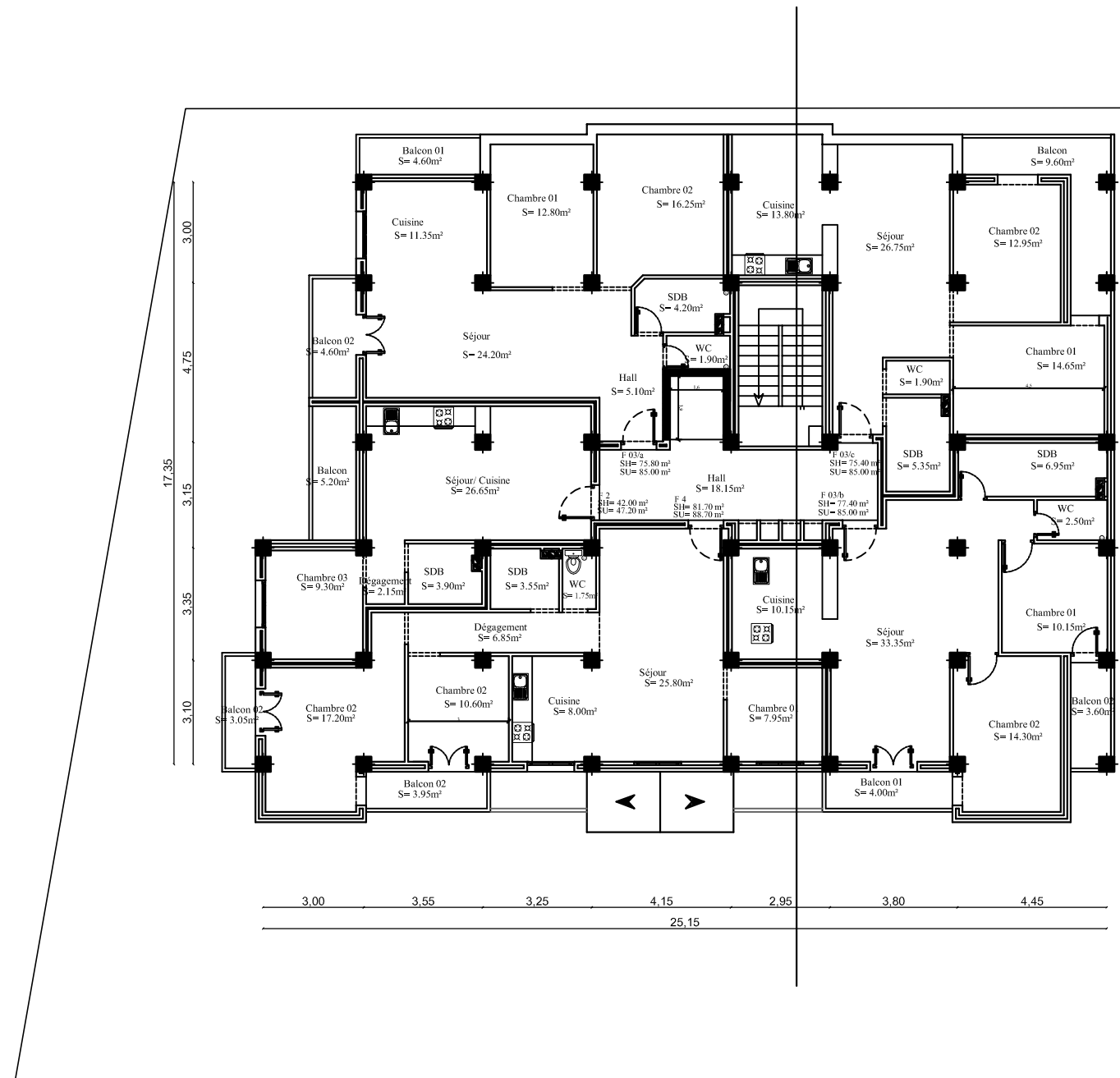
ENTRESOL 2



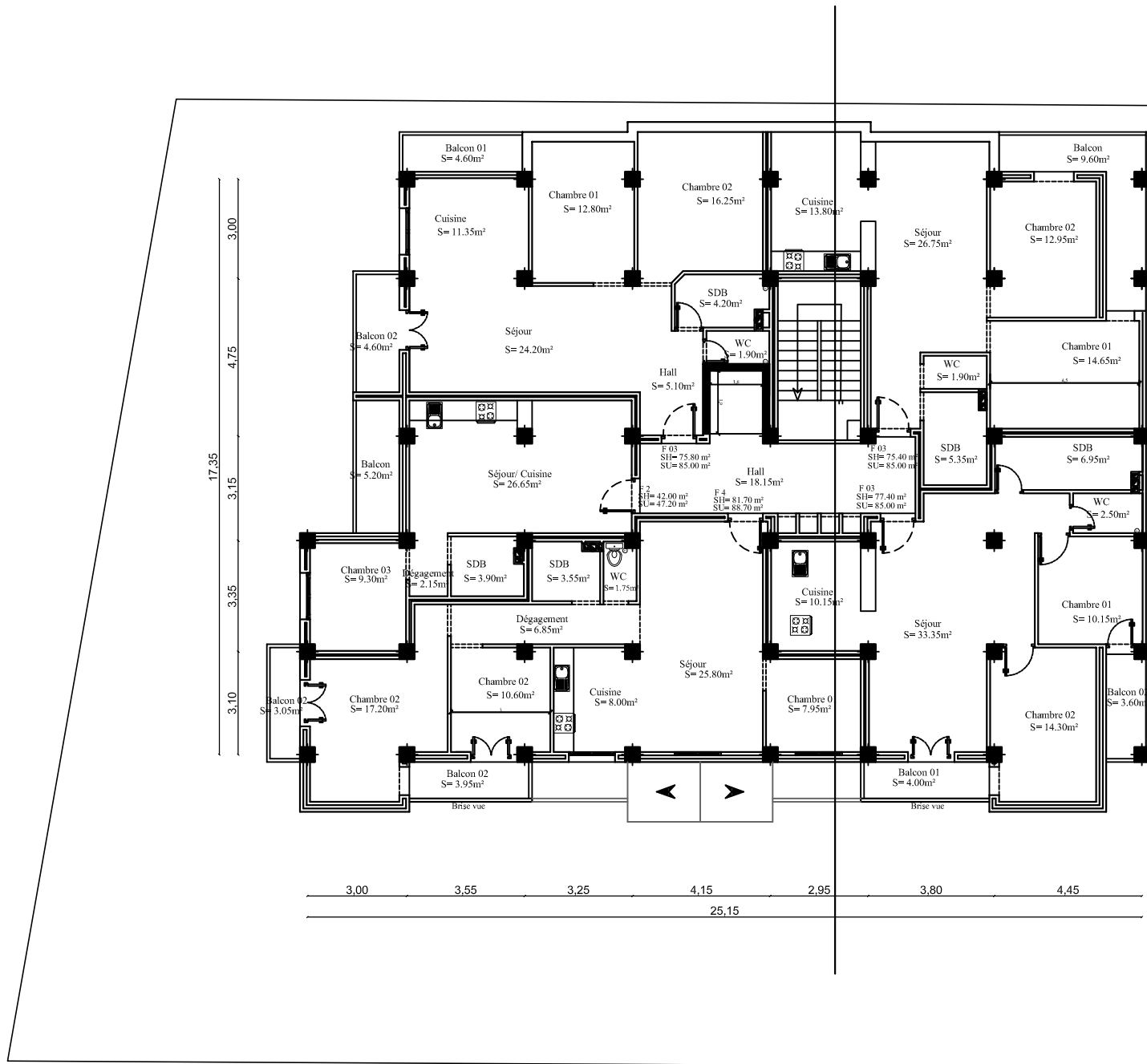
PLAN RDC



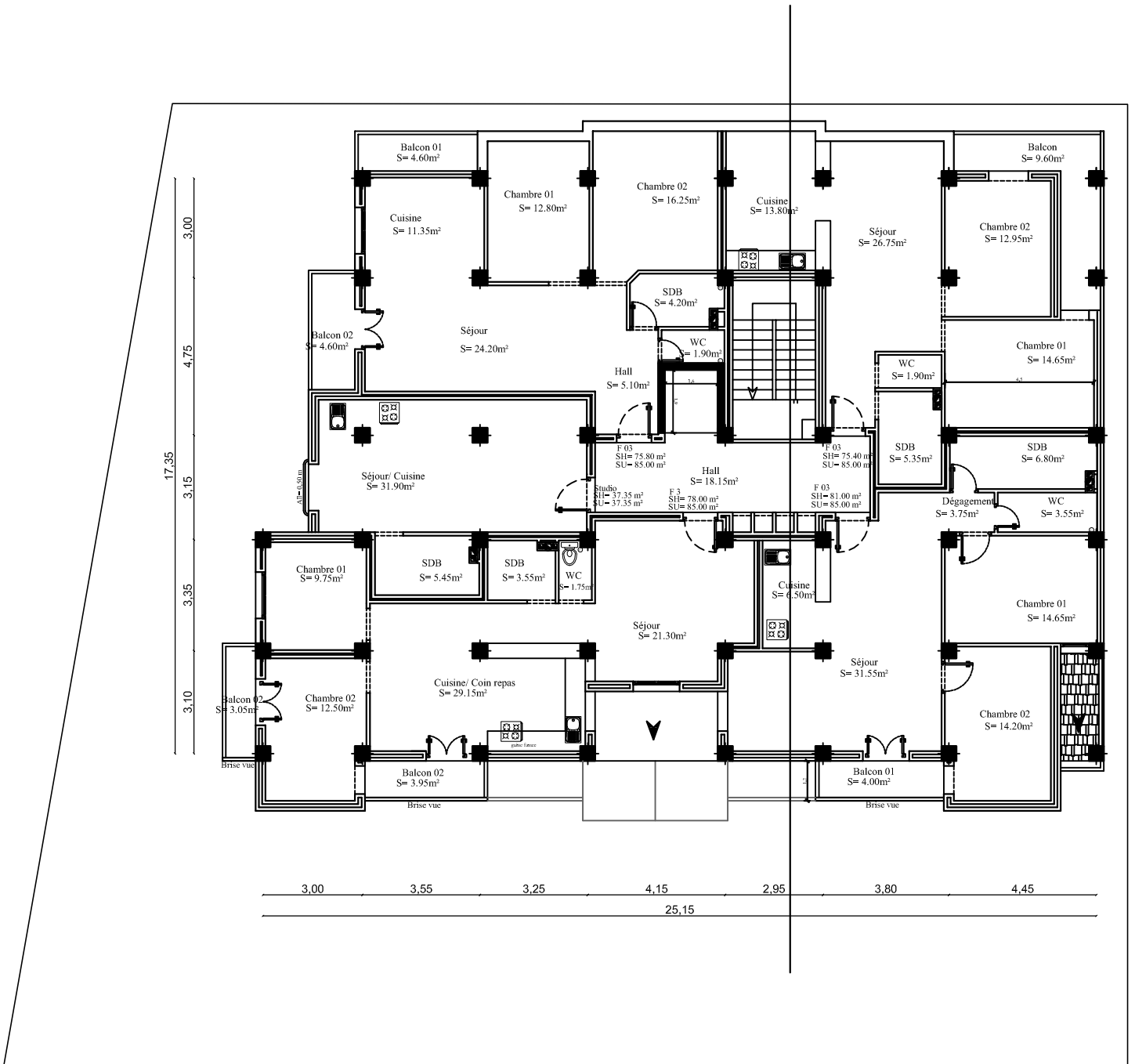
PLAN ETAGE 1



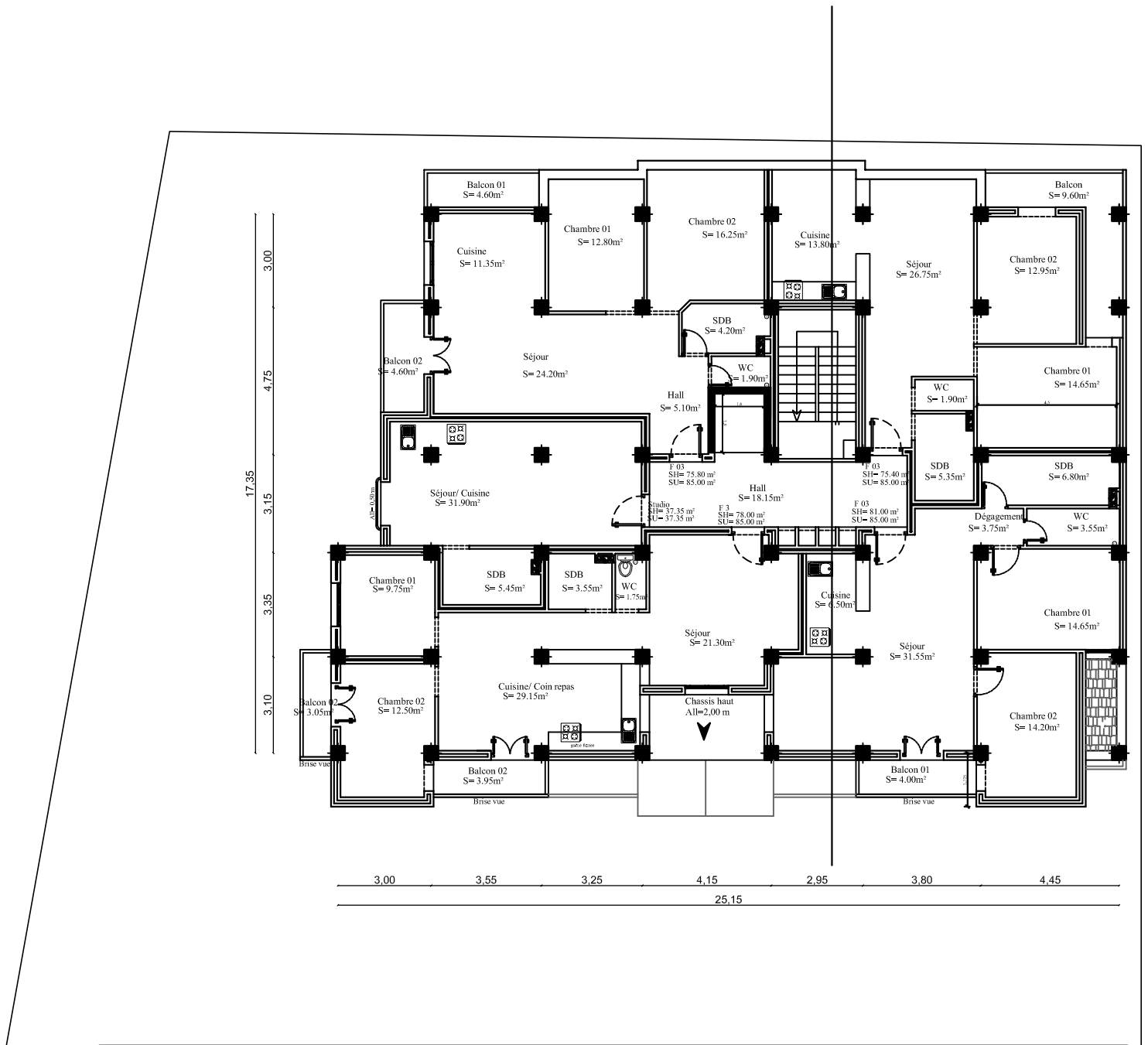
PLAN ETAGE 2



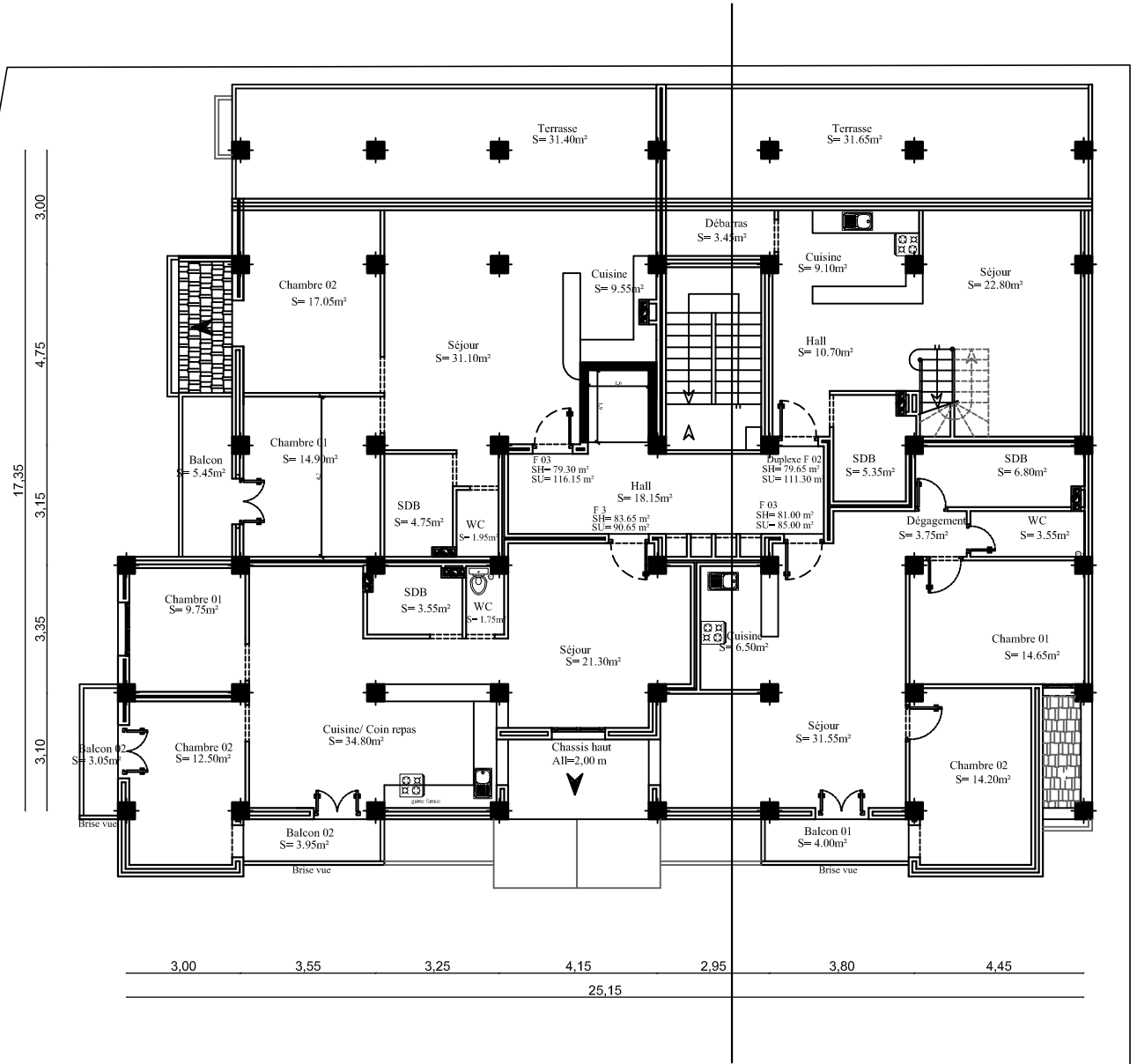
PLAN ETAGE 3



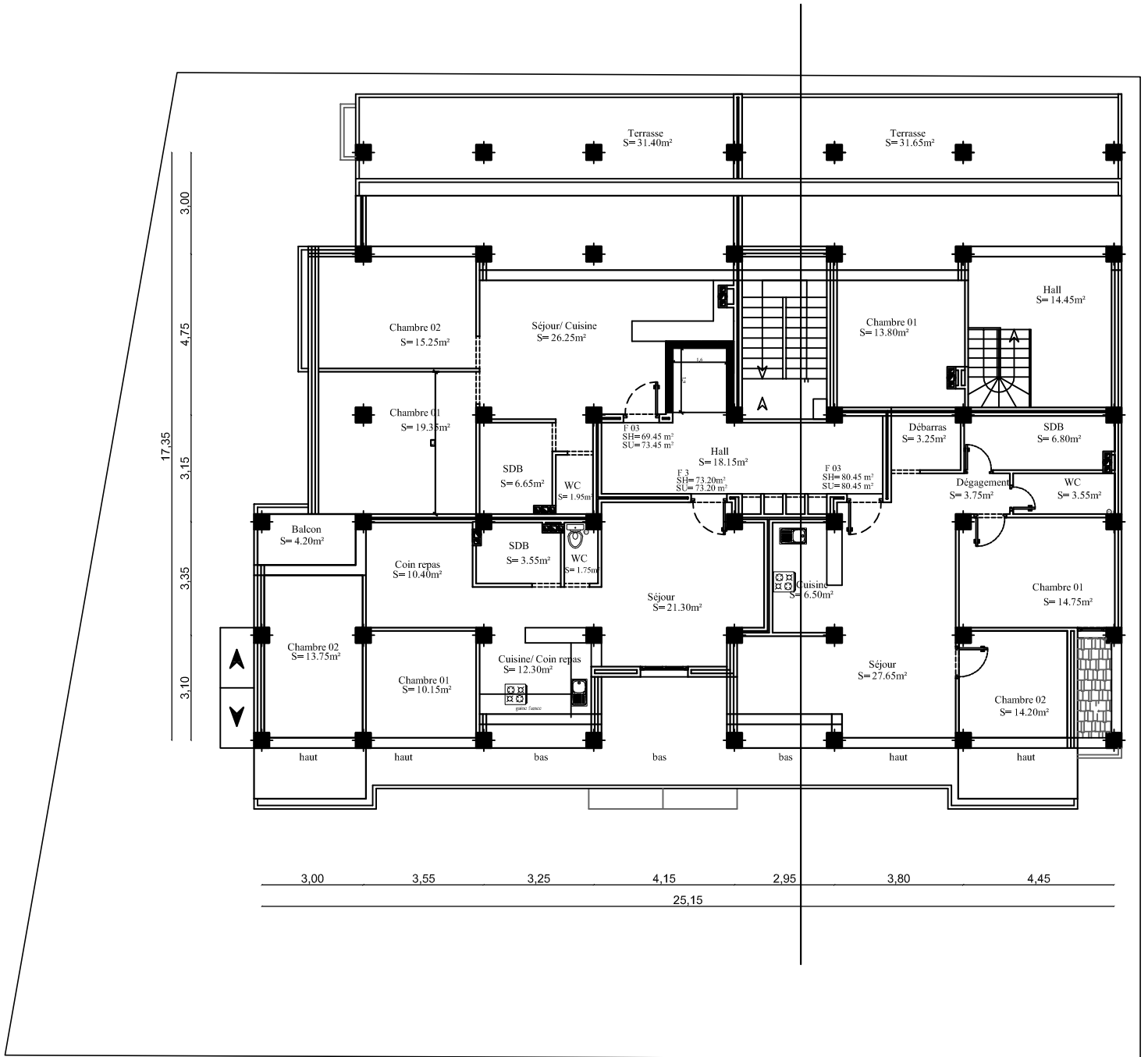
PLAN ETAGE 4



PLAN ETAGE 5



PLAN ATTIQUE



PLAN COMBLE

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumerdes, Alger et Tizi-Ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- ses caractéristiques géométriques (longueur et largeur)
- ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

I.2. Présentation de l'ouvrage à étudier

Notre projet consister l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment **R+5+SS+2 Entre sol +Comble+ Attique** à usage multiple à ossature mixte (constituée de portiques et de voiles en béton armé). Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à **Oued Falli** wilaya de **Tizi Ouzou** qui est, selon le **RPA99** modifié en 2003, une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

C'est un bâtiment qui comporte :

- 1 Sous-sol.
- 2 Entres sol et 5 étages courant et le comble et attique à usage habitation.
- 01 Cages d'escalier.
- 01 Cage d'ascenseur.
- Une charpente en bois.
- Un RDC a usage commerciale.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

➤ En élévation :

- La hauteur totale du bâtiment avec charpente. 37.393 m.
- La hauteur totale du bâtiment sans charpente. 34.615 m.
- La hauteur du RDC.....4.14 m.
- La hauteur des étages courants3,06 m.
- La hauteur du sous-sol 3.06m.
- La hauteur des entres sol3.06m.

➤ **En plan :**

La longueur et la largeur des différents étages sont présentées ci-dessous (Figure I.1) :

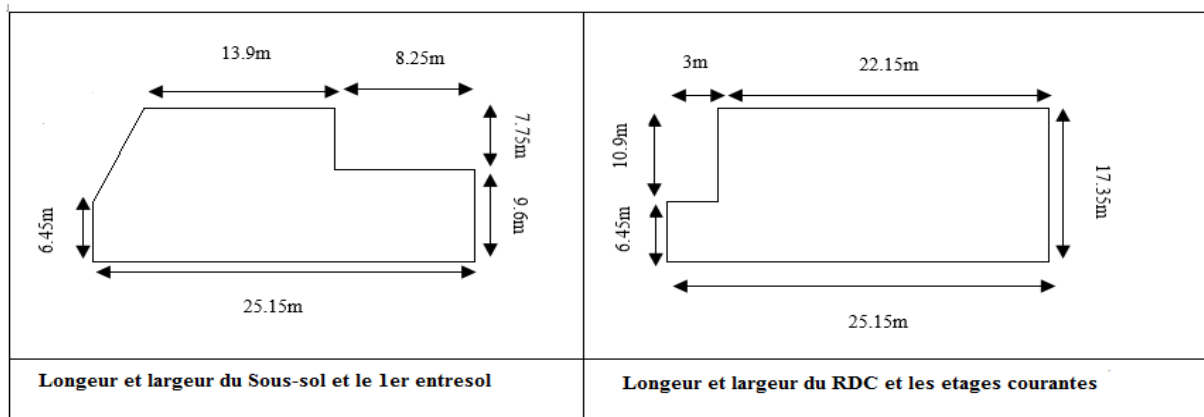


Figure I. 1 : Longueur et Largeur de l'ouvrage.

I.2.1. Propriétés mécanique du sol d'assise

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : **2.0 bar**
- Le site est considéré comme **meuble : s3**

I.3 Eléments de la structure

I.3.1. L'ossature

Le bâtiment à une ossature mixte constituée de :

➤ **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

➤ **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.3.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux, supportant et transmettent aux éléments porteurs les charges et les surcharges.

- ✓ Notre bâtiment comporte deux types de planchers :
- ✓ Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

✓ Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

Dans notre cas nous avons opté pour un plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- 1- facilité de réalisation.
- 2- réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- 3- Économie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

I.3.3. Maçonnerie (remplissage)

➤ **Les murs extérieurs** : ils seront réalisés en double cloisons de 25 [cm] d'épaisseur, en briques creuses de 10 [cm] avec une lame d'air de 5 [cm].

➤ **Les murs de séparation intérieurs** : ils seront réalisés en simples cloisons (briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur).

I.3.4. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escaliers

I.3.5. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

I.3.6. La Toiture

Elle est constituée des pannes, des chevrons, liteaux et de tuiles mécanique à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

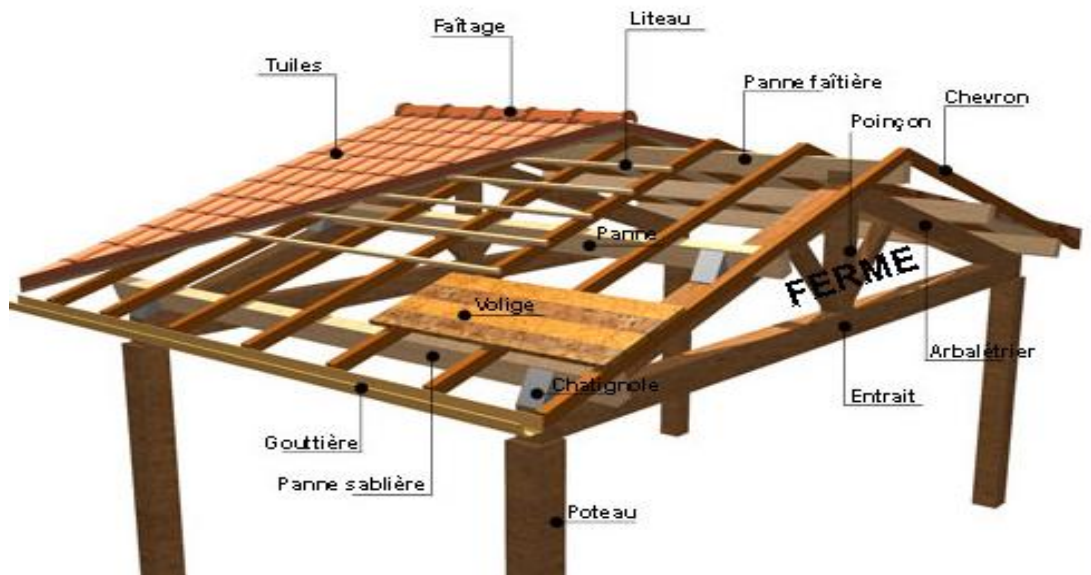


Figure I. 2: Schéma descriptif de la toiture.

I.3.7. Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.8. Les Coffrages

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3.9. Les fondations

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

- Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.
- Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. Hypothèses de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91**(béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I.4.1. Etats limites ultimes (ELU)

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Équilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ Hypothèses :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2. Etats limites de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :**

✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Le béton sera conforme aux normes **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à **350kg/m³** de ciment (**CPJ 325**).

➤ **Les composants du béton :**

Ciment : est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance.

L'eau de gâchage : l'eau employée pour le béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Tout excès se traduit par augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

Les granulats : leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et les techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils présentent le squelette du béton.

I.5.1.1 Résistance du béton

On définit deux types de résistance :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées de forme cylindrique ($d=16$ et $h=32$) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la Compression est calculée par les formules données par le BAEL91 modifié 99.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \geq 40 \text{MPa}.$$

Pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

b) La Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement Définie par la relation suivante :

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

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0.6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 12}).$$

I.5.1.2. Les contraintes limites

a) La contrainte limites ultime à la compression :

Elle correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPA} \quad (\text{BAEL 91, Art A.4.3, 41}).$$

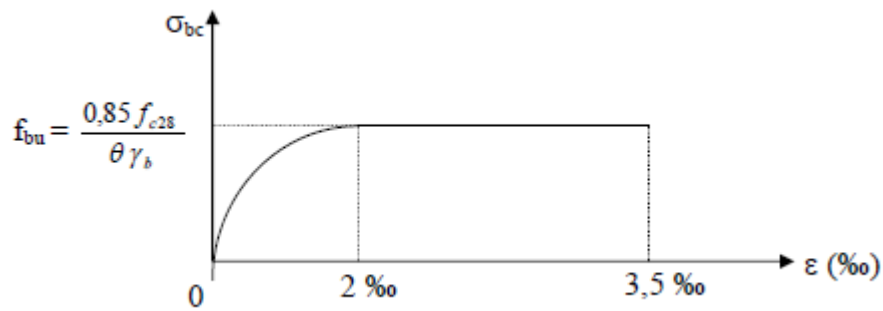


Figure I. 3: Diagramme contrainte – déformation à L'ELU.

Avec :

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

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

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

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.50 & \text{en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) La contrainte limite de service à la compression :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{en [Mpa]}. \quad (\text{ART.A.4.5.2 / BAEL 91modifié99})$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

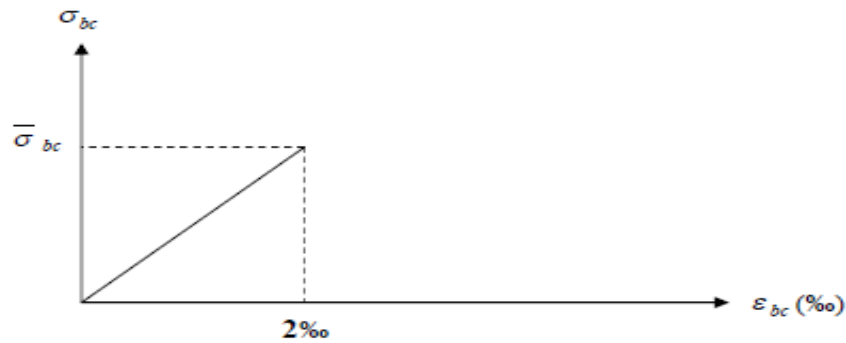


Figure I. 4: Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

c) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.2.1 /BAEL 91modifié 99})$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\bar{\tau} = \min\{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min\{0.10f_{c28} ; 4\text{MPa}\} \quad \text{Fissuration préjudiciable, très préjudiciable.}$$

I.5.1.3. Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules d'élasticité.

a) Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifies 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

b) Module de déformation différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Le fluage : il correspond à un raccourcissement dans le temps sous contrainte qui se stabilise au bout d'une période comprise entre 3 et 5 ans.

Le retrait : c'est un phénomène de raccourcissement différé due principalement au départ de l'eau libre interne.

c) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (**Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99**).

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

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.5.2. Acier

a) Définition :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant

b) Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8‰	1.3	1

Tableau I. 1: caractéristiques des aciers.

c) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifiés 99})$$

d) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

✓ Dans notre cas, on utilise des aciers à haute adhérence avec une nuance Fe E400 avec $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

e) Contrainte limite :

e-1) à l'ELU Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables (S.D).

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles (S.A).

f_e : limite d'élasticité.

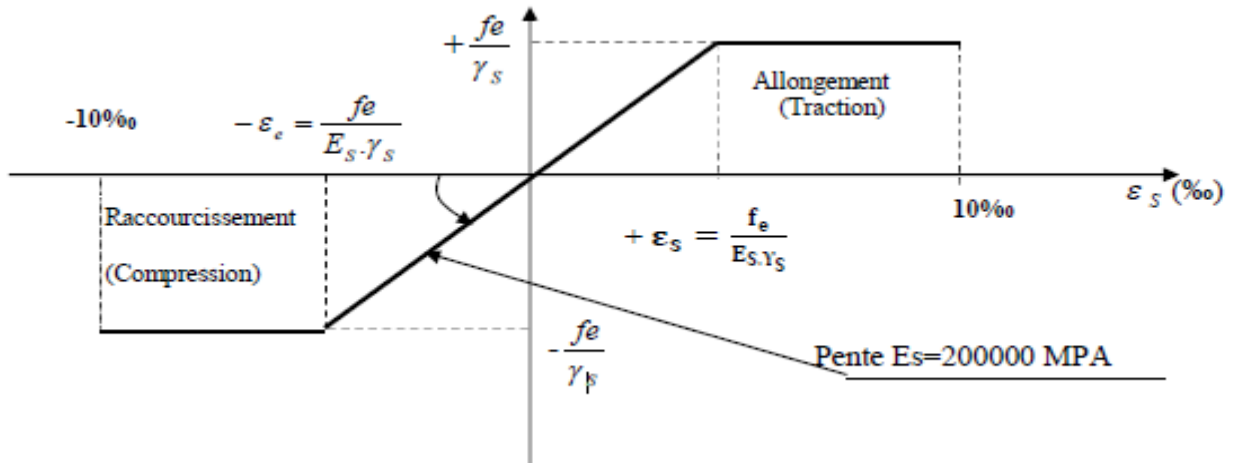


Figure I. 5: Diagramme de contrainte déformation de l'acier

e-2) à L'ELS Contrainte limite de service :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, en fonction de la fissuration.

e-2-1) Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5, 32)

Dans ce cas l'élément se trouve dans des locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation donc il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

e-2-2) Fissuration préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5, 33)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, il faut vérifier que

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

e-2-3) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5.34)

Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, on observe la règle suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.0 \text{ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.} \end{array} \right.$$

✓ Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2.4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

➤ $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

➤ $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, Condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

➤ $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

✓ La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

❖ **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

❖ **RPA 99 VERSION 2003** (Règles Parasismiques Algériennes).

❖ **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

❖ **DTR-BC-2.2** (Document Technique Réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

❖ **RNV 99** (Règlement Neige et Vent).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux et voiles) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement. Pour cela, nous évaluons les charges et les surcharges qui reviennent à chaque élément porteur de la structure.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. les plancher

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- la séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
- la transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- la résistance aux charges et surcharges.
- l'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de protection des occupants.

Dans notre structure ont a opté deux types (dalle plein et corps creux).

a) Plancher en corps creux :

Il constitué de corps creux et une dalle de compression en béton armé coulée sur place et ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

(BAEL 91, modifié 99, Art B.6.8.424).

h_t : hauteur totale du plancher en (cm).

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles en (cm).

✓ Remarque :

Pour le pré dimensionnement des planchers on se référera dans un premier temps au **RPA 99 version 2003** En zone sismique **IIa**, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25x25) cm²**.

$$L_{\max} = 445 - 25 = 420 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22.5} = 18,66 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur de (16+4) $\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$.

Soit :

Epaisseur de corps creux = 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

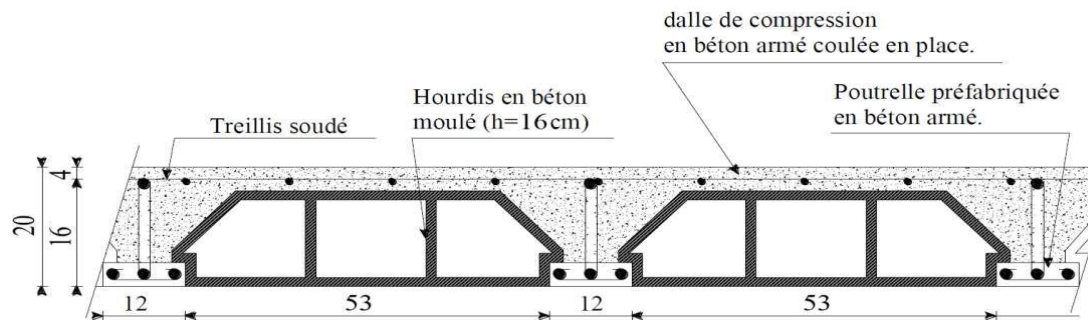


Figure II. 1: plancher en corps creux (16+4)

b) Plancher en dalle pleine :

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur de la dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

- **Condition de résistance acoustique :**

Selon (CBA93) l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique

- **Condition de résistance au feu (CBA 93) :**

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure du coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures du coupe-feu.

- **Résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par :

➤ **Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :**

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4, \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec} \quad l_x \leq l_y.$$

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

Une dalle porte dans deux sens, lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

$$0.4 \leq \alpha \leq 1, \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec} \quad l_x \leq l_y$$

- Le nombre d'appuis sur les quels reposant la dalle pleine (**CBA93**).

$$e \geq \frac{l_x}{10} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

Avec :

L_x : les plus petits portés du panneau de dalle.

L_y : les plus grands portés du panneau de dalle.

➤ **Résistance à la flexion (salle machine) :**

Dans notre cas nous avons :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.9} = 0.842 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Dalle travaille dans deux sens (4 appuis).

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Avec} \quad l_x = 1.6\text{m}$$

$$\text{Ceci engendre} \quad \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq \alpha \leq 4 \text{ cm}$$

Donc :

On prend le max (4cm, 11cm, 13cm)

On prend : **e = 15 cm**

➤ **Résistance à la flexion (Balcon) :**

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux est compris les balcons est donnés par la formule suivant :

$$e \geq \frac{l_0}{10}$$

Avec : $L_0 = 1.30\text{m}$: portée libre du porte à faux.

$$e \geq \frac{130}{10} \Rightarrow e \geq 13\text{cm.}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm.

II.2.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées L_x , telles que :

Règlement Art 7.5.1 RPA99/version 2003.

- Largeur : $b \geq 20$ cm
- Hauteur : $h \geq 30$ cm
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.
- b_1 : Largeur du poteau.

II.2.2.1. Poutres Principales

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$30 \leq h \leq 45$ cm ; Nous optons pour $h_t = 40$ cm

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 30$ cm

➤ Vérifications relatives aux exigences du RPA : (RPA99, Art 7.5.1)

$b \geq 20$ cm	$30 \geq 20$ cm	condition Vérifiée.
$h_t \geq 30$ cm	$40 \geq 30$ cm	condition Vérifiée.
$h_t / b \leq 4$	$40 / 30 = 1,33 \leq 4$	condition Vérifiée.

II.2.2.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$28 \leq h \leq 42$ cm ; Nous optons pour $h_t = 35$ cm

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 30$ cm.

Vérifications relatives aux exigences du RPA : (RPA99, Art 7.5.1)

$b \geq 20 \text{ cm}$	$30 \geq 20 \text{ cm}$	condition Vérifiée.
$h_t \geq 30 \text{ cm}$	$35 \geq 30 \text{ cm}$	condition Vérifiée.
$h_t / b \leq 4$	$35 / 25 = 1,4 \leq 4$	condition Vérifiée.

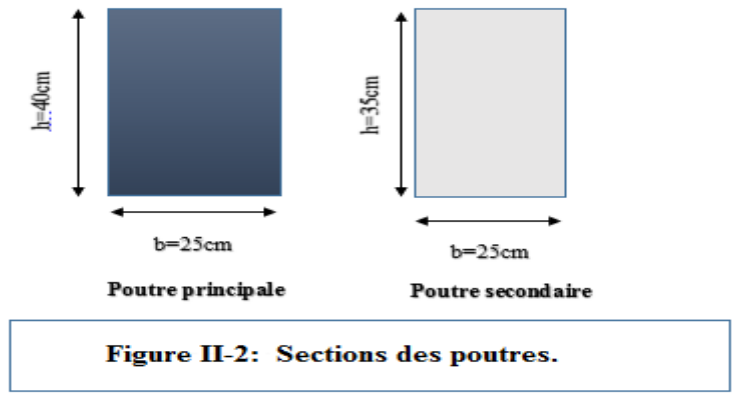


Figure II. 2:sections des poutres

II.2.2.3.La poutre palière

C'est un élément de section rectangulaire (**b x h**), reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse avec une portée max de **270 cm**. On choisit la poutre palière du **sous-sol** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10}$$

$18 \leq h \leq 27 \text{ cm}$; Nous optons pour **$h = 30 \text{ cm}$**

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour **$b = 25 \text{ cm}$**

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

➤ Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$.	Condition Vérifiée.
$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$.	Condition Vérifiée.
$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \text{ cm}$.	Condition Vérifiée.

II.2.2.4. La poutre de Chainage

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du mur en double cloisons.

- Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h \leq 39 \text{ cm} \quad ; \text{ Nous optons pour } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

- La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour $\mathbf{b = 25 \text{ cm}}$.

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

➤ Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$$b \geq 20 \text{ cm} \text{ On a } b = 25 \geq 20 \text{ cm.}$$

Condition Vérifiée.

$$h \geq 30 \text{ cm} \text{ On a } h = 30 \geq 30 \text{ cm.}$$

Condition Vérifiée.

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{On a } \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4.$$

Condition Vérifiée.

II.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure, Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considèrent un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$$

Ns : effort de compression

S : section transversale du poteau

σ_{bc} : Contrainte limite du service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA.}$$

II.2.3.1. Localisation du poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau on constate que le poteau (D-4) est le plus sollicité vis-à-vis de la décent de charge.

▪ **La surface revenant aux poteaux:**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

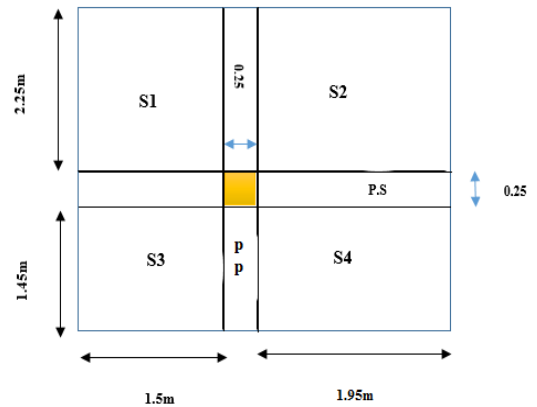
$$S1 = 2.25 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.95 \times 2.25 = 4.3875 \text{ m}^2$$

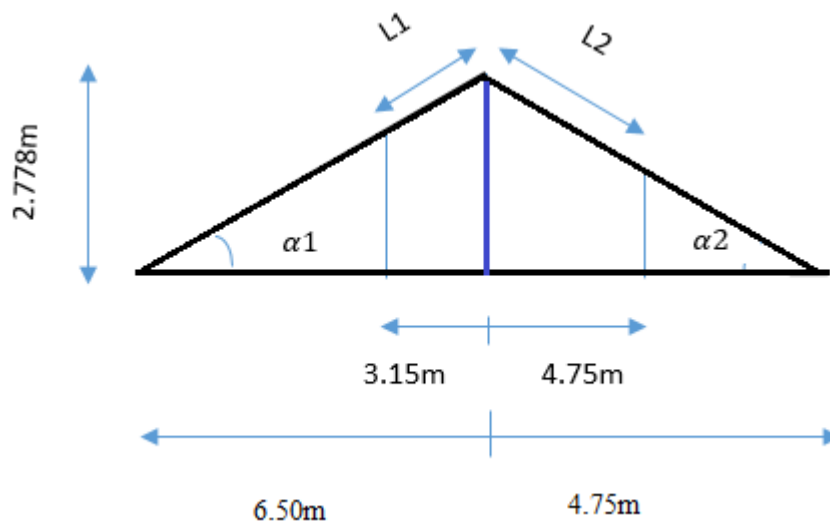
$$S3 = 1.45 \times 1.5 = 2.175 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.95 \times 1.45 = 2.827 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 12.764 \text{ m}^2.$$



➤ **La surface inclinée de la toiture revenant au poteau :**



- Calcul de α_1 et α_2 :

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\alpha_1 &= \frac{2.778}{6.50} = 0.427 \leftrightarrow \alpha_1 = 23.12^\circ \\ \operatorname{tg}\alpha_2 &= \frac{2.778}{4.75} = 0.58 \leftrightarrow \alpha_2 = 30.11^\circ \end{aligned}$$

- Calcul de L_1 et L_2 :

$$L_1 = \frac{3.15}{\cos\alpha_1} = \frac{3.15}{0.91} = 3.46\text{m}$$

$$L_2 = \frac{4.75}{\cos\alpha_2} = \frac{4.75}{0.86} = 5.523\text{m}$$

- Calcul de la surface inclinée :

$$St = \left(\frac{L_1}{2} \times \frac{4.15}{2}\right) + \left(\frac{L_1}{2} \times \frac{3.25}{2}\right) + \left(\frac{L_2}{2} \times \frac{4.15}{2}\right) + \left(\frac{L_2}{2} \times \frac{3.25}{2}\right).$$

$$St = 16.61\text{m}^2.$$

II.2.3.2. Détermination des charges et des surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les charges d'exploitation Q (KN/m²); nous allons nous référer au document technique règlementaire :

DTR B.C.2.2 « charges et surcharges »

✓ Charges permanentes G :

- **Toiture :**
 - Couverture en tuile mécanique (litage compris).....0,45 KN/m²
 - Pannes+chevrons+fixation.....0,1 KN/m²
 - Mur de séparation (ep=10cm).....0,90 KN/m²

G_T = 1,45 KN/m²
- **Plancher terrasse sous toiture (corps creux) :**
 - Plancher corps creux (16+4).....2,8 KN/m²
 - Enduit plâtre (ep=2 cm).....0,2 KN/m²

G_T = 3,00 KN/m²
- **Plancher étage courant :**
 - Carrelage scellé (ep=2 cm).....0,44 KN/m²
 - Mortier de pose (ep=2 cm).....0,40 KN/m²
 - Lit de sable (ep=2 cm).....0,36 KN/m²
 - Plancher corps creux (ep=20 cm).....2,8 KN/m²
 - Enduit plâtre (ep=2 cm).....0,20 KN/m²
 - Cloisons intérieurs + enduit1,3 KN/m²

G_{PC} = 5,50 KN/m²
- **Dalle pleine (balcon):**
 - Carrelage scellé (ep=2 cm).....0,44 KN/m²
 - Mortier de pose et lit de sable (ep=2 cm).....0,76 KN/m²
 - Cloisons intérieurs + enduit1,30 KN/m²
 - Dalle pleine (ep=15 cm).....3,75 KN/m²
 - Enduit de ciment (ep=2cm).....0,36 KN/m²

G_{Dp} = 6,61 KN/m²

- **Les murs :**

- **Murs extérieurs :**

- Enduit de ciment ($e_p=2$ cm).....0,36 KN/m²
 - Brique creuse ($e_p=10$ cm) en double cloisons1,80 KN/m²
 - Enduit plâtre ($e_p=2$ cm).....0,20 KN/m²
- G_{ME}=2,36 KN/m²**

- **Murs intérieurs :**

- Enduit de plâtre ($e_p=2$ cm).....0,20 KN/m²
 - Brique creuse ($e_p=10$ cm).....0,90 KN/m²
 - Enduit de plâtre ($e_p=2$ cm).....0,20 KN/m²
- G_{MI}=1,30 KN/m²**

- ✓ **Les charges d'exploitation :**

Les charges d'exploitation données par le **DTR** sont :

- Toiture (inaccessible).....Q = 1,00 KN/m².
- Plancher étage courant à usage d'habitation.....Q = 1,50 KN/m².
- Plancher à usage commercial.....Q = 2,50 KN/m².
- L'escalier.....Q = 2,50 KN/m².
- Balcon.....Q = 3,50 KN/m².

Poids propre des différents niveaux :

- ✓ **Niveau de la toiture :**

- P toiture = $(16,61 \times 0,55) + (7,15 \times 0,90) = 15,57$ KN.
 - P poutre = $(0,3 \times 0,4 \times 4,49) \times 25 + (0,3 \times 0,35 \times 3,7) \times 25 = 23,182$ KN.
 - P poteau = $(0,25 \times 0,25 \times 2,23) \times 25 = 3,48$ KN.
- P total = 42,23 KN.**

- ✓ **Niveau du plancher sous toiture :**

- P plancher = $12,764 \times 3,00 = 38,29$ KN.
 - P poutres principales = $(0,3 \times 0,40) \times 3,7 \times 25 = 11,1$ KN.
 - P poutres secondaires = $(0,3 \times 0,35) \times 3,45 \times 25 = 9,05$ KN.
 - P poteau = $(0,25 \times 0,25 \times 2,93) \times 25 = 4,578$ KN.
- P total = 63,01 KN.**

- ✓ **Niveau des étages courants :**

- P plancher = $12,764 \times 5,5 = 70,202$ KN.
 - P poutres principales = $(0,3 \times 0,40) \times 3,7 \times 25 = 11,1$ KN.
 - P poutres secondaires = $(0,3 \times 0,35) \times 3,45 \times 25 = 9,05$ KN.
 - P poteau = $(0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,7812$ KN.
- P total = 95,132 KN.**

- ✓ **Niveau du RDC :**

- P plancher = $12,764 \times 5,5 = 70,202$ KN.
 - P poutres principales = $(0,3 \times 0,40) \times 3,7 \times 25 = 11,1$ KN.
 - P poutres secondaires = $(0,3 \times 0,35) \times 3,45 \times 25 = 9,05$ KN.
 - P poteau = $(0,25 \times 0,25 \times 4,14) \times 25 = 6,468$ KN.
- P total = 96,82 KN.**

II.2.3.3.Loi de dégression des surcharges

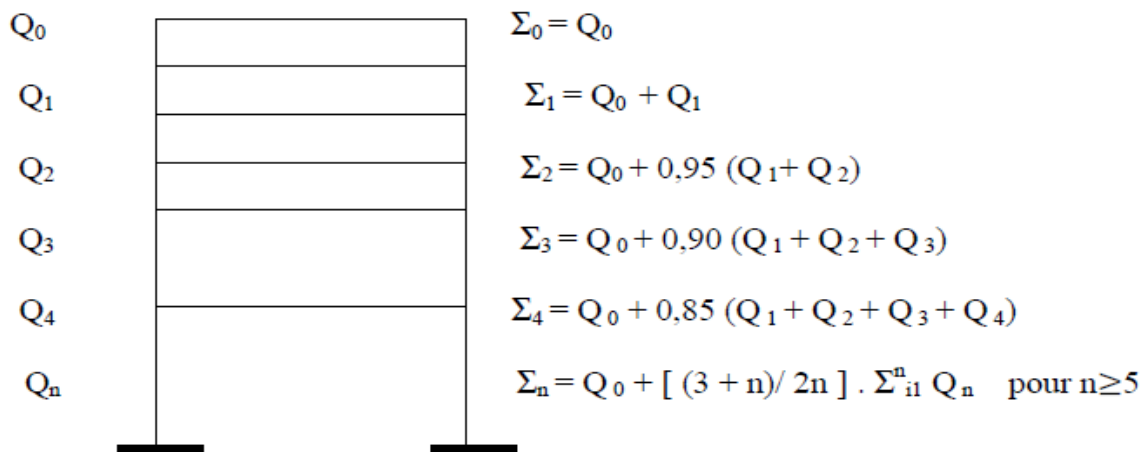
Le document technique règlementaire (DTR) nous impose une dégression des charges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des Surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q0) étant la charge d'exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment.

(Q1, Q2, Q3....., Qn) sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3,..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les charges d'exploitation sont réduites aux proportions suivantes :



✓ Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	Toiture	comble	Attique	05	04	03	02	01	RDC	E-S1	E-S2	S-s
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.636

▪ Les surcharges cumulées :

Toiture = Q_0

Comble = $Q_0 + Q_1$

Attique = $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

05^{ème} = $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

04^{ème} = $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

03^{ème} = $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

02^{ème} = $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

01^{er} = $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

RDC = $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Entresol 1 = $Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Entresol 2 = $Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Sous-sols = $Q_0 + 0,6636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$.

▪ **Application numérique :**

$$\text{Toiture} = Q_0 = 16.61 \text{ KN}$$

$$\text{Comble} = 16.61 + 19.146 = 35.756 \text{ KN}$$

$$\text{Attique} = 16.61 + 0,95(19.146 \times 2) = 52.987 \text{ KN}$$

$$05^{\text{ème}} = 16.61 + 0,90(19.146 \times 3) = 68.304 \text{ KN}$$

$$04^{\text{ème}} = 16.61 + 0,85(19.146 \times 4) = 81.706 \text{ KN}$$

$$03^{\text{ème}} = 16.61 + 0,80(19.146 \times 5) = 93.194 \text{ KN}$$

$$02^{\text{ème}} = 16.61 + 0,75(19.146 \times 6) = 102.767 \text{ KN}$$

$$01^{\text{er}} = 16.61 + 0,714(19.146 \times 7) = 112.301 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = 16.61 + 0,687(19.146 \times 7 + 12.764 \times 2.5) = 130.605 \text{ KN}$$

$$\text{Entresol 1} = 16.61 + 0,666[(19.146 \times 8) + 31.91] = 138.871 \text{ KN}$$

$$\text{Entresol 2} = 16.61 + 0,65[(19.146 \times 9) + 31.91] = 149.355 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sols} = 16.61 + 0.636[(19.146 \times 10) + 31.91] = 158.673 \text{ KN}$$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	N _s =G+Q	Section trouvée	Section adoptée
								[KN]		
Toiture	15.435	23.182	3.484	38.233	42.23	16.61	16.61	55.84	39.22	35 x35
Comble	38.29	20.15	4.578	63.01	105.24	19.146	35.756	140.996	93.99	40 x40
Attique	70.202	20.15	4.7812	95.13	200.37	19.146	52.987	253.35	168.9	40 x40
5^{ème}	70.202	20.15	4.7812	95.13	295.5	19.146	68.304	363.80	242.53	40 x40
4^{ème}	70.202	20.15	4.7812	95.13	390.63	19.146	81.7064	472.33	314.89	40 x40
3^{ème}	70.202	20.15	4.7812	95.13	485.76	19.146	93.194	578.95	385.96	45 x45
2^{ème}	70.202	20.15	4.7812	95.13	580.89	19.146	102.767	683.657	455.77	45 x45
1^{er}	70.202	20.15	4.7812	95.13	676.02	19.146	112.301	788.32	525.54	45 x45
RDC	70.202	20.15	6.468	96.82	772.84	31.91	130.605	903.44	602.29	45 x45
Ent-S 1	70.202	20.15	4.7812	95.13	867.97	19.146	138.871	1006.84	671.22	50 x50
Ent-S 2	70.202	20.15	4.7812	95.13	963.1	19.146	149.355	1112.45	741.63	50 x50
S – Sol	70.202	20.15	4.7812	95.13	1058.23	19.146	158.673	1216.90	811.26	50 x50

Tableau II. 1: Descente de charges sur le poteau D4.

▪ **Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1) :**

Selon **Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003** : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II_a** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition** : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- **Deuxième condition** : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- **Troisième condition** : $1/4 \leq \text{Min}(b_1, h_1) \leq 4$.

Conditions du RPA	Poteaux	Valeur calculée	Observation
première condition: Min (b₁ , h₁) ≥25cm	35*35	Min (b ₁ , h ₁) =35	Condition vérifiée
	40*40	Min (b ₁ , h ₁)= 40	
	45*45	Min (b ₁ , h ₁)= 45	
	50*50	Min (b ₁ , h ₁)= 50	
Deuxième condition : Min (b₁, h₁) ≥ h_e /20	RDC : h=4,14m	$50 \geq 414/20=20,7$	Condition vérifiée
	Étage courant :h=3,06m	$45 \geq 306/20 =15,3$	
	Toiture : h=2.23m	$35 \geq 223 /20 =11,15$	
Troisième condition : 1/4 ≤ b/h≤4	b=h	$0,25 \leq b/h=1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau II. 2: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.

▪ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau
Poteaux	L ₀	S(cm ²)	L _f =0,7l ₀	I _{min} =h.b ³ /12	i=√I/S	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
50*50	414	2500	289,8	520833,3	14,43	20,08
45*45	306	2025	214,2	341718,75	12,99	16,48
40*40	306	1600	214,2	213333,33	11,54	18,56
35*35	2,93	1225	205,1	125052,08	10,10	20,30

Tableau II. 3: Vérification des poteaux aux flambements.

➤ **Conclusion :**

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

II.2.4. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

3-1) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4a$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**h_e**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

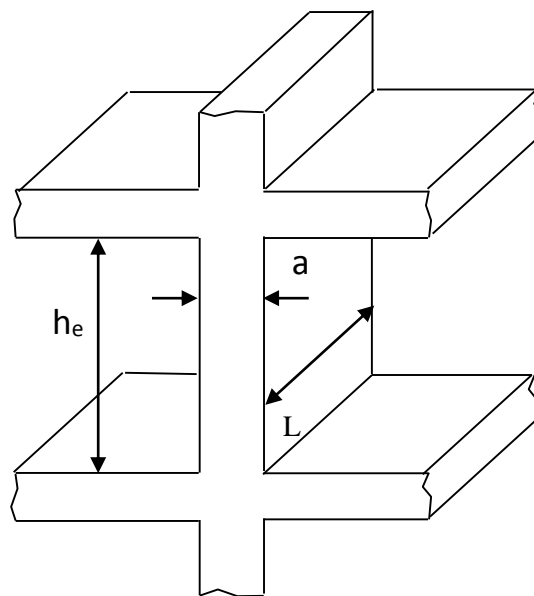


Figure II. 3: Dimensions du voile.

Dans notre cas, on prend :

- Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm, donc $a \geq 286/20 = 14.3$ cm
- Pour le RDC : $h_e = 414 - 20 = 394$ cm, donc $a \geq 394/20 = 19.7$ cm

➤ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

Vérification du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

a) Vérification d'épaisseur : (Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)	b) Vérification de la largeur: (Art 7.7.1) du RPA99/version2003.
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit :</p> $a \geq \max \left\langle \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right\rangle$ <p>$h_e = h - h_t = 414 - 20 = 394$ [cm].</p> <p>$a \geq 394/20 = 19,7\text{cm}$ soit : $a = 20\text{cm}$.</p>	<p>seuls considéré comme étant des Voile Les éléments satisfaisant à la Condition suivante.</p> $L_{\min} \geq 4a.$ <p>Dans notre cas :</p> $L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]}$ <p>Remarque : On prend la largeur minimale dans notre cas :</p> $L_{\min} = 1\text{m}.$

Tableau II. 4: Les dimensions de voile.

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

	<i>Eléments</i>		<i>Dimensions</i>
Eléments secondaires	Dalle pleine	Balcon	e=15cm
		Salle machine	e=15cm
	Plancher corps creux	Etage courant	h=16+4
		Terrasse	
Eléments principales	Poutres	Principales	30*40
		Secondaires	30*35
		Paliers	25*30
		Chainages	25*30
	Poteaux	Sous-sol +Entresol 1+ Entresol 2	50*50
		RDC +1 ^{er} +2 ^{eme} +3 ^{eme} etages	45*45
		4 ^{eme} +5 ^{eme} + Attique + Comble	40*40
		Toiture	35*35
	Voile		e=20cm
			L ≥80cm

Tableau II. 5 : Dimensions des sections des éléments.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1. Planchers en corps creux

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à assurer l'isolation thermique et phonique.

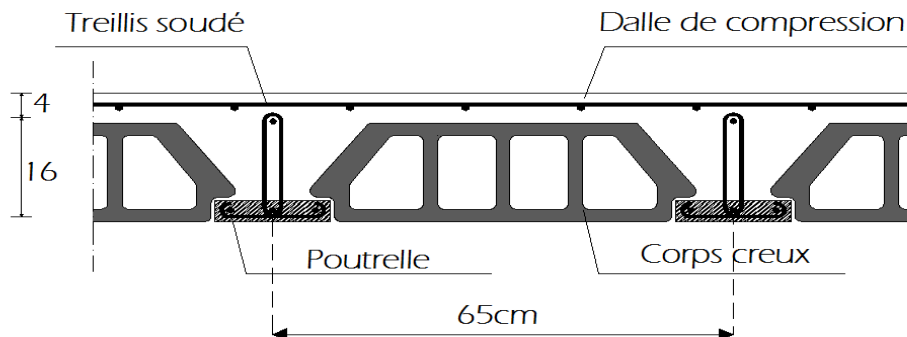


Figure III.1. 1: Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.1.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm » d'épaisseur dont les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées ci-dessous :

(BAEL91modifié99/ Art B.6.8.423)

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

a. Calcul des armatures:

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

- l : Distance en centimètres entre axes des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 520 \text{ MPa}$).

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A^{\pm}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0.46 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

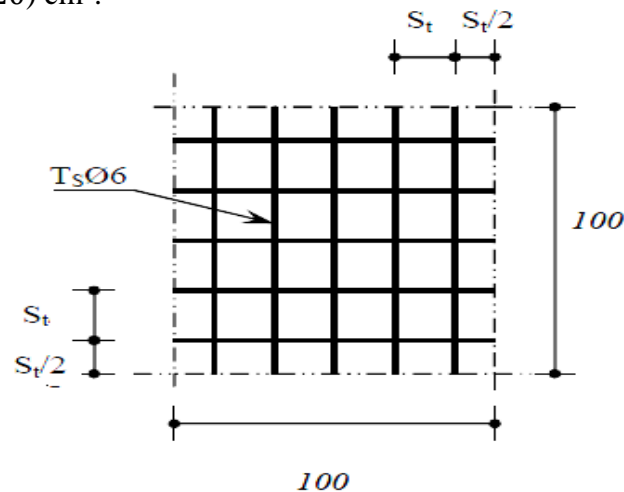


Figure III.1. 2: Treillis soudés.

III.1.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée. Le calcul quant à lui, se fait en deux étapes :

a. 1^{ère} étape : Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités (les deux poutres principales), elle est soumise au chargement suivant :

- Son poids propre
- Le poids du corps creux
- Poids de l'ouvrier estimé à 100 kg.

▪ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$.

Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$.

→ $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$.

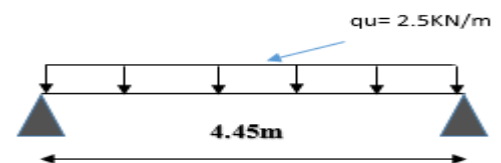


Figure III.1. 3: Schéma de calcul des poutrelles.

- **Charge d'exploitation :**

Poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}.$$

- **Calcul de moment max en travée :**

$$M_o = M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.45)^2}{8} = 6.188 \text{ kN.m}.$$

- **Calcul de l'effort tranchant max en travée :**

$$T_{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.45}{2} = 5.5625 \text{ KN}.$$

➤ **Calcul des armatures :**

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

b = 12 cm; h = 4 cm; d = h - c = 4 - 2 = 2 cm.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_o}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.188 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 9.078 > \mu_l = 0.392.$$

La section est doublement armée (SDA).

Les armatures de compression sont nécessaires. Comme la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de les placer, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Les étais sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées.

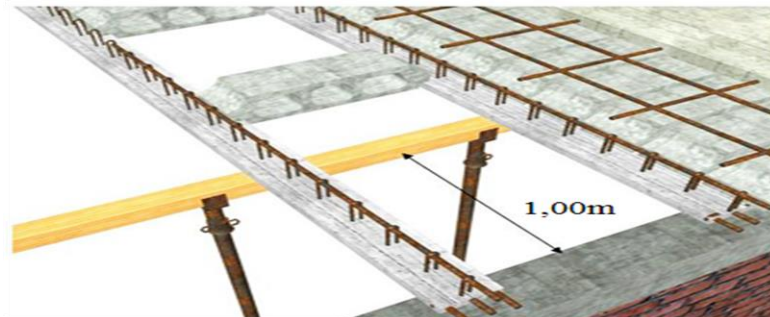


Figure III.1. 4: Disposition des étais.

b. 2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles venant au plancher.

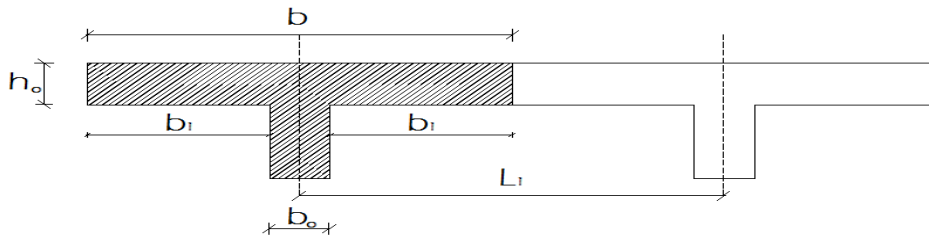


Figure III.1. 5: Dimensions de la section en T.

Avec :

- . L_1 : Longueur entre axes des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).
- . b_o : Largeur de la nervure ($b_o = 12$ cm).
- . h_o : Épaisseur de la dalle de compression ($h_o = 4$ cm).
- . b_1 : Largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ($b_1 = 26.5$ cm)

➤ Détermination des sollicitations et des combinaisons des charges :

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui représente le cas le plus défavorable et pour cela on compare les deux cas suivants :

a. Plancher d'étage courant:

- . Poids propre du plancher : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575$ kN/ml
- . Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ kN/ml.
- . A l'ELU : $q_{u1} = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.288$ kN/ml.
- . A l'ELS: $q_{s1} = 3.575 + 0.975 = 4.55$ kN/ml.

b. Plancher RDC :

- Poids propre du plancher : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0.65 = 1,625 \text{ kN/ml}$
- A l'ELU : $q_{u1} = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 1.625 = 7,263 \text{ kN/ml}$.
- A l'ELS: $q_{s1} = 3.575 + 1,625 = 5,2 \text{ kN/ml}$.

Donc :

L'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher RDC) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

➤ Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide l'une de ces méthodes :

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

a) Choix de la méthode :**1- La méthode forfaitaire (BAEL91 modifié 99/Art B.6.2, 210).****A- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

1- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN.

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}.$$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25.$$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

A-1) Vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1-la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN.

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}.$$

On a:

$$Q=2.5\text{KN/ml} < 2G=2 \times 3,575 =7,15\text{KN/ml}.$$

⇒ $Q=2.5\text{KN} \leq 5 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées. **Condition vérifiée.**

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

On a:

$$- L1 / L2 = 3.55 / 3.25 = 1.09$$

$$- L2 / L3 = 3.25 / 4.15 = 0.783$$

$$- L3 / L4 = 4.15 / 2.95 = 1.40$$

$$- L4 / L5 = 2.95 / 3.8 = 0.77$$

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ **Condition non vérifiée.**

4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....**Condition vérifiée.**

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

➤ Méthode des 3 moments :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire.

✓ **Remarque :**

Nos planchers comportent **4 types** de poutrelles.

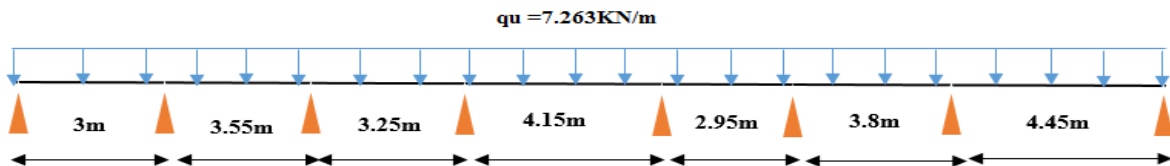
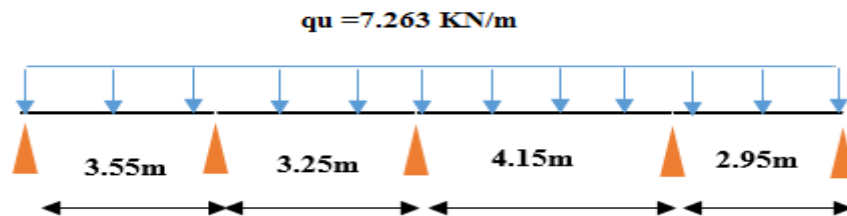
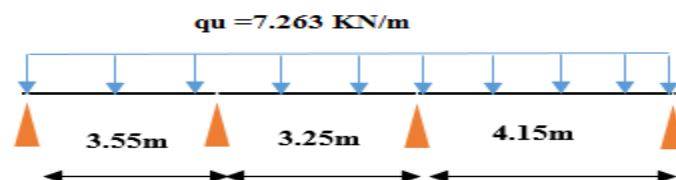
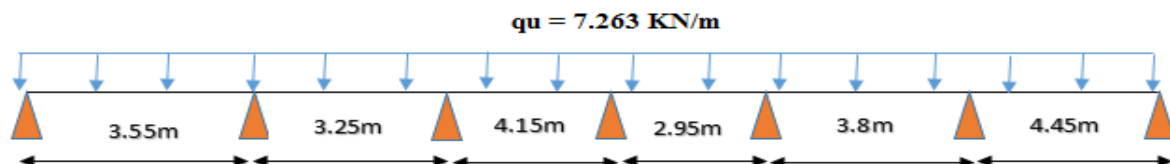
b) Différents type des poutrelles :➤ **Type 1 :**➤ **Type 2 :**➤ **Type 3 :**➤ **Type 4 :**

Figure III.1. 6: Dimensions de la section en T.

➤ **Rappel sur la méthode des trois moments :**

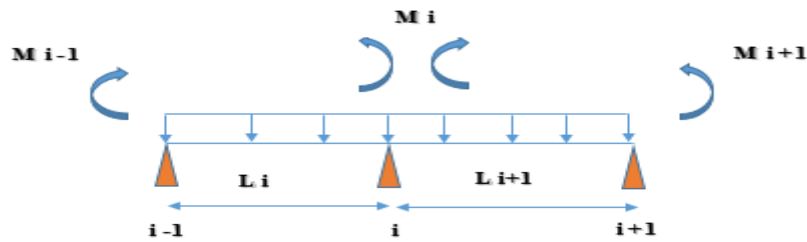


Figure III.1. 7: Méthode des trois moments.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➤ **Moment aux appuis :**

$$M(X) = M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -\left(\frac{q l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}\right).$$

➤ **Moment en travée :**

$$M(X) = \mu(x) + M_i \left(1 + \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{l_{i+1}}\right).$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeur algébriques sur les appuis « $i-1$ », « i » et « $i+1$ ».

L_i : portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

L_{i+1} : portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : charge répartie à droite de l'appui « i ».

$$M(X) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \cdot X \quad \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i, i+1)$$

$$\mu(x) = q \frac{l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dx} = \frac{q \cdot l}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$\text{Pour } x = i \rightarrow T(i) = \frac{dM(X)}{dx} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$\text{Pour } x = i+1 \rightarrow T(i) = \frac{dM(X)}{dx} = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

➤ Calcul à l'ELU :

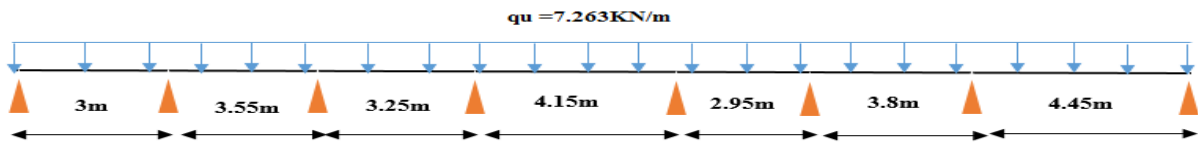
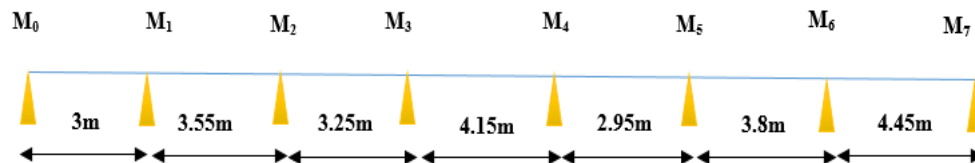


Figure III.1. 8: Coupe transversale de la poutrelle à 7 travées.

1- Moment aux appuis :



- Avec la Méthode des trois moments on obtient :

$$6 M_0 + 3 M_1 = -49,03 \quad (1)$$

$$3 M_0 + 13,1 M_1 + 3,55 M_2 = -130,26 \quad (2)$$

$$3,55 M_1 + 13,6 M_2 + 3,25 M_3 = -143,57 \quad (3)$$

$$3,25 M_2 + 14,8 M_3 + 4,15 M_4 = -192,11 \quad (4)$$

$$4,15 M_3 + 14,2 M_4 + 2,95 M_5 = -176,39 \quad (5)$$

$$2,95 M_4 + 13,5 M_5 + 3,8 M_6 = -146,25 \quad (6)$$

$$3,8 M_5 + 16,5 M_6 + 4,45 M_7 = -259,64 \quad (7)$$

$$3,8 M_6 + 8,9 M_7 = -160,01 \quad (8)$$

On obtient le système d'équations suivant :

$$\begin{pmatrix} 6 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & 13,1 & 3,55 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3,55 & 13,6 & 3,25 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,25 & 14,8 & 4,15 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,15 & 14,2 & 2,95 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2,95 & 13,5 & 3,8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,8 & 16,5 & 4,45 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,45 & 8,9 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -49,03 \\ -130,26 \\ -143,57 \\ -192,11 \\ -176,39 \\ -146,25 \\ -259,64 \\ -160,01 \end{pmatrix}$$

NB : la résolution de ce système d'équations a été faite par le logiciel Excel.

La résolution de ce système nous donne :

$$M_0 = -4,61 \text{ [KN.m]}, M_1 = -7,12 \text{ [KN.m]}, M_2 = -6,51 \text{ [KN.m]}, M_3 = -9,16 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -8,54 \text{ [KN.m]}, M_5 = -5,81 \text{ [KN.m]}, M_6 = -11,23 \text{ [KN.m]}, M_7 = -11,74 \text{ [KN.m]}.$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Avec la même manière on obtient la matrice suivante :

$$\begin{pmatrix} 6 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & 13.1 & 3.55 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.55 & 13.6 & 3.25 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.25 & 14.8 & 4.15 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.15 & 14.2 & 2.95 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2.95 & 13.5 & 3.8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.8 & 16.5 & 4.45 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.45 & 8.9 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -35.10 \\ -93.26 \\ -102.79 \\ -137.54 \\ -126.29 \\ -104.71 \\ -185.89 \\ -114.59 \end{pmatrix}$$

NB : la résolution de ce système d'équations a été faite par le logiciel **Excel**.

La résolution de ce système nous donne :

$$M_0 = -3,30 \text{ [KN.m]}, M_1 = -5,10 \text{ [KN.m]}, M_2 = -4,66 \text{ [KN.m]}, M_3 = -6,56 \text{ [KN.m]}$$

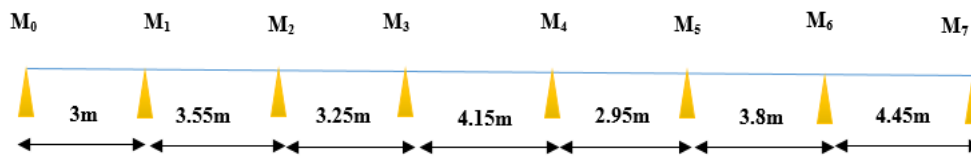
$$M_4 = -6,11 \text{ [KN.m]}, M_5 = -4,16 \text{ [KN.m]}, M_6 = -8,04 \text{ [KN.m]}, M_7 = -8,41 \text{ [KN.m]}.$$

- On résume les résultats dans le tableau suivant :

Appui	ELU [M_u [KN.m]]	ELS [M_s [KN.m]]
0	-4.61	-3.30
1	-7.12	-5.10
2	-6.51	-4.66
3	-9.16	-6.56
4	-8.54	-6.11
5	-5.81	-4.16
6	-11.23	-8.04
7	-11.74	-8.41

Tableau III.1. 1: Moments aux appuis.

2- Moment en travées :



Exemple de calcul :

➤ Travée (0-1) :

- $X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l}$

$$X = \frac{3}{2} + \frac{(-7.12 + 4.61)}{7.263 \times 3}, \quad X = 1.38\text{m}$$

- $\mu(x) = q \frac{l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$

$$\mu(x) = 7.263 \frac{3}{2} \cdot 1.38 - \frac{7.263}{2} 1.38^2$$

$$\mu(x) = 8.12$$

- $M(X) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \cdot X$

$$M(X) = 8.12 + (-4.61) + \frac{(-7.12 + 4.61)}{3} \cdot 1.38$$

$$M(X) = 2.35 \text{ KN.m.}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres moments et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Travée	ELU			ELS		
	X(m)	$\mu(x)$	M(x) (KN.m)	X(m)	$\mu(x)$	M(x) (KN.m)
0 - 1	1.38	8.12	2.35	1.38	5.82	1.68
1 - 2	1.80	11.44	4.63	1.80	8.19	3.31
2 - 3	1.51	9.54	1.80	1.51	6.83	1.29
3 - 4	2.10	15.63	6.79	2.10	11.19	4.86
4 - 5	1.60	7.84	0.79	1.60	5.61	0.56
5 - 6	1.70	12.97	4.73	1.70	9.29	3.39
6 - 7	2.21	17.98	6.49	2.21	12.87	4.65

Tableau III.1. 2: Moments en travée.

➤ **Remarque :**

✓ L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée.

✓ le béton est un matériau hétérogène, on réduit donc les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

➤ **Moments en travées (ELU) :**

$$M(0-1) = 2,35 + 0,33(2,35) = 3,14 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1-2) = 4,63 + 0,33(4,63) = 6,17 \text{ [KN.m]}$$

$$M(2-3) = 1,80 + 0,33(1,80) = 2,40 \text{ [KN.m]}$$

$$M(3-4) = 6,79 + 0,33(6,79) = 9,05 \text{ [KN.m]}$$

$$M(4-5) = 0,79 + 0,33(0,79) = 1,05 \text{ [KN.m]}$$

$$M(5-6) = 4,73 + 0,33(4,73) = 6,31 \text{ [KN.m]}$$

$$M(5-6) = 6,49 + 0,33(6,49) = 8,65 \text{ [KN.m]}$$

➤ **Moments aux appuis (ELU):**

$$M_0 = -4,61 + 0,33(4,61) = -3,07 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -7,12 + 0,33(7,12) = -4,75 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -6,51 + 0,33(6,51) = -4,34 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -9,16 + 0,33(9,16) = -6,10 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -8,54 + 0,33(8,54) = -5,69 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -5,81 + 0,33(5,81) = -3,87 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -11,23 + 0,33(11,23) = -7,49 \text{ [KN.m]}$$

$$M_7 = -11,74 + 0,33(11,74) = -7,83 \text{ [KN.m]}$$

La même procédure pour le calcul à l'ELS est adoptée. Les résultats obtenus sont dans les tableaux ci-dessous :

Travée	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
0 - 1	3,14	2,25
1 - 2	6,17	4,42
2 - 3	2,40	1,72
3 - 4	9,05	6,48
4 - 5	1,05	0,75
5 - 6	6,31	4,52
6 - 7	8,65	6,20

Tableau III.1. 3: Moments corrigés en travée.

Appuis	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
0	-3,07	-2,20
1	-4,75	-3,40
2	-4,34	-3,11
3	-6,10	-4,37
4	-5,69	-4,08
5	-3,87	-2,77
6	-7,49	-5,36
7	-7,83	-5,61

Tableau III.1. 4: Moments corrigés aux appuis.

➤ Effort tranchant :

Exemple de calcul :

Travée (0-1) à (ELU) :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dx} = \frac{q.l}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

- Pour $x = i \rightarrow T(i) = \frac{dM(X)}{dx} = \frac{q.l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} = \frac{7.263 \times 3}{2} + \frac{-7.12 + 4.64}{3}$

$$T_0 = 10.34 \text{ KN.}$$

- Pour $x = i+1 \rightarrow T(i) = \frac{dM(X)}{dx} = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

$$T_0 = -11.45 \text{ KN.}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres efforts tranchants et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Travée	ELU [KN]		ELS [KN]	
	T (i)	T (i+1)	T (i)	T (i+1)
0 - 1	10,34	-11,45	7,40	-8,21
1 - 2	13,01	-12,78	9,32	-9,15
2 - 3	11,26	-12,35	8,07	-8,84
3 - 4	15,17	-14,97	10,87	-10,73
4 - 5	11,33	-10,10	8,12	-7,23
5 - 6	12,85	-14,75	9,20	-10,57
6 - 7	16,08	-16,24	11,52	-11,63

Tableau III.1. 5: Efforts tranchant.

➤ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

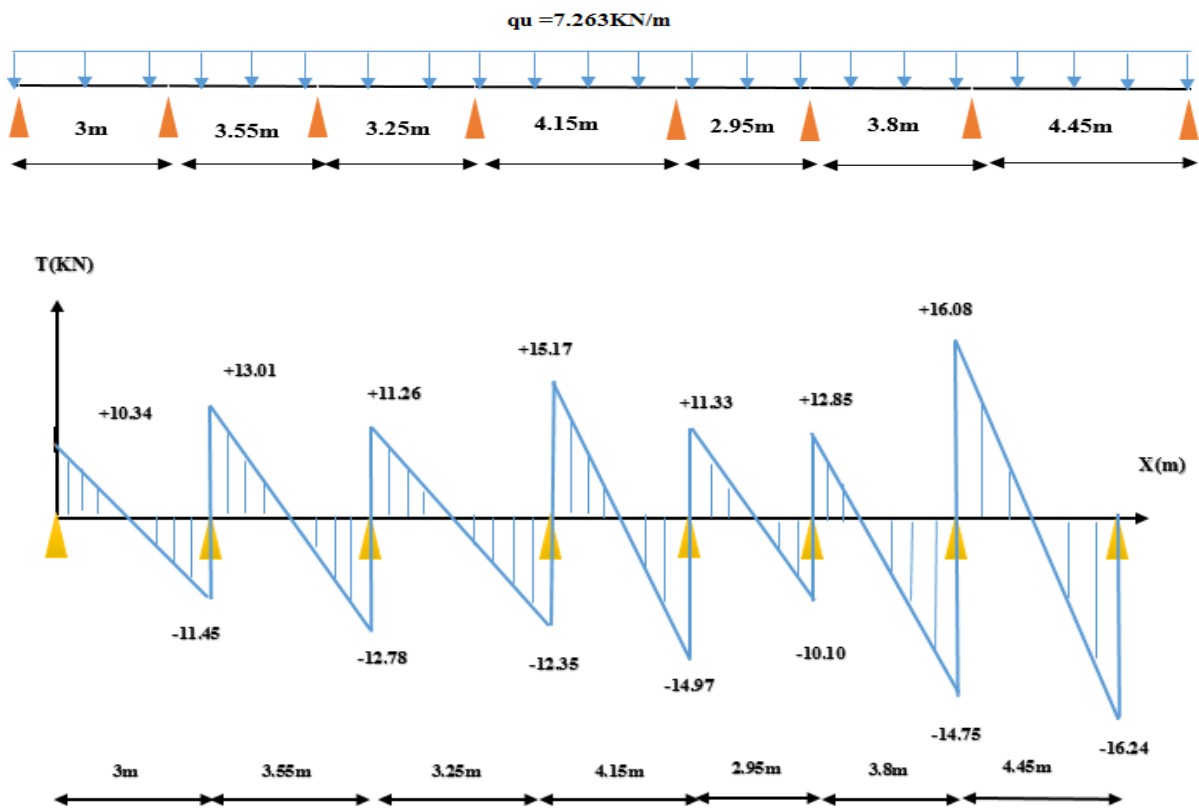


Figure III.1. 9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

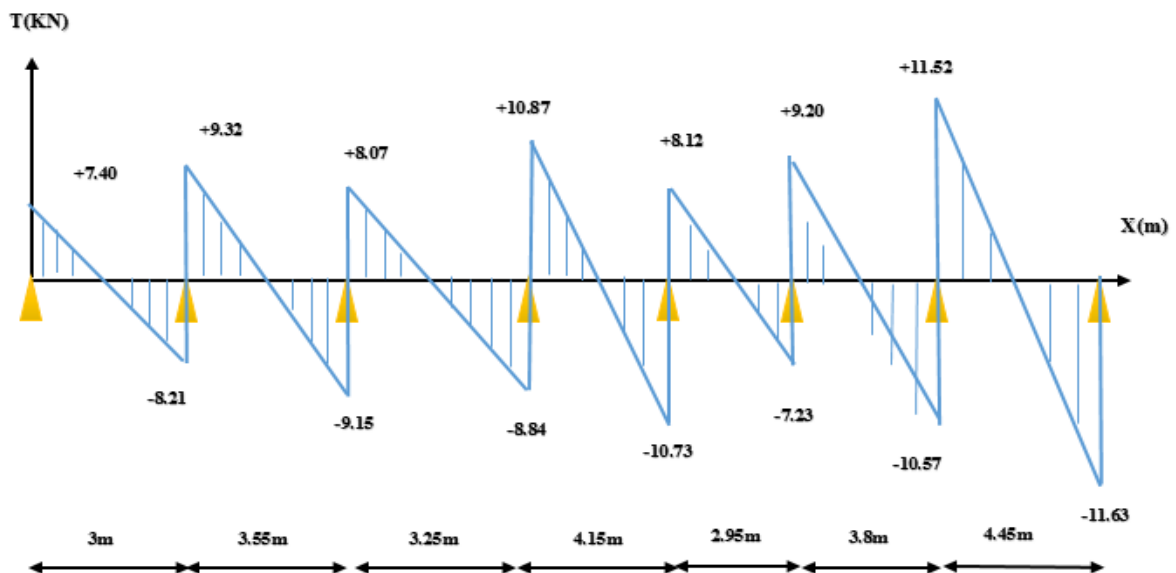


Figure III.1. 10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

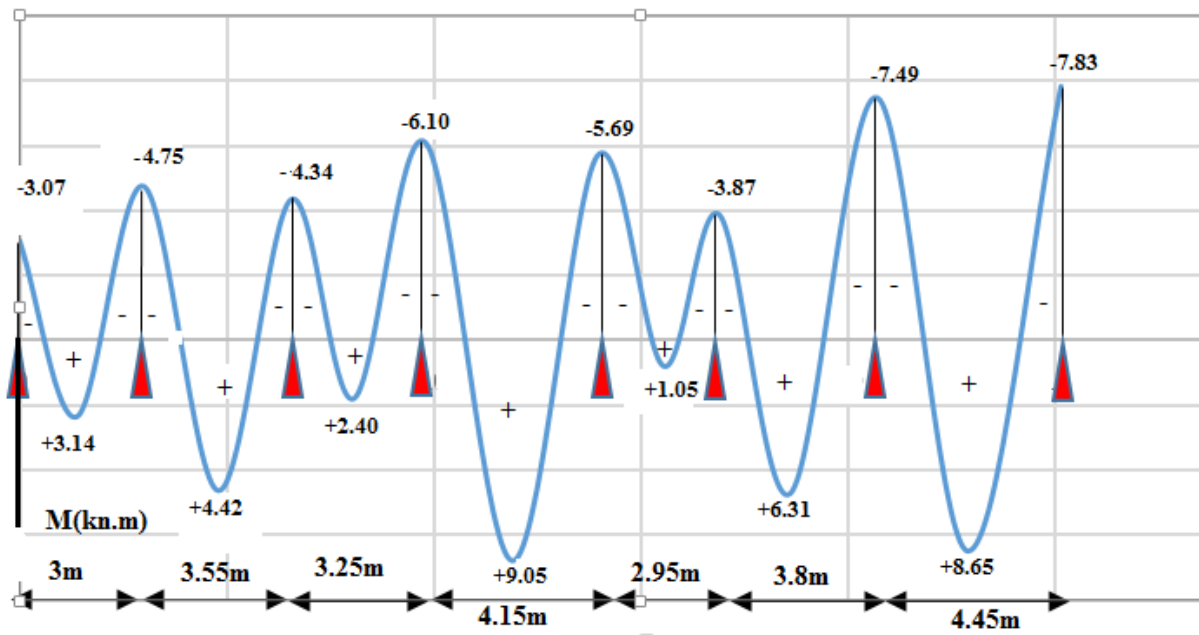


Figure III.1. 11: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

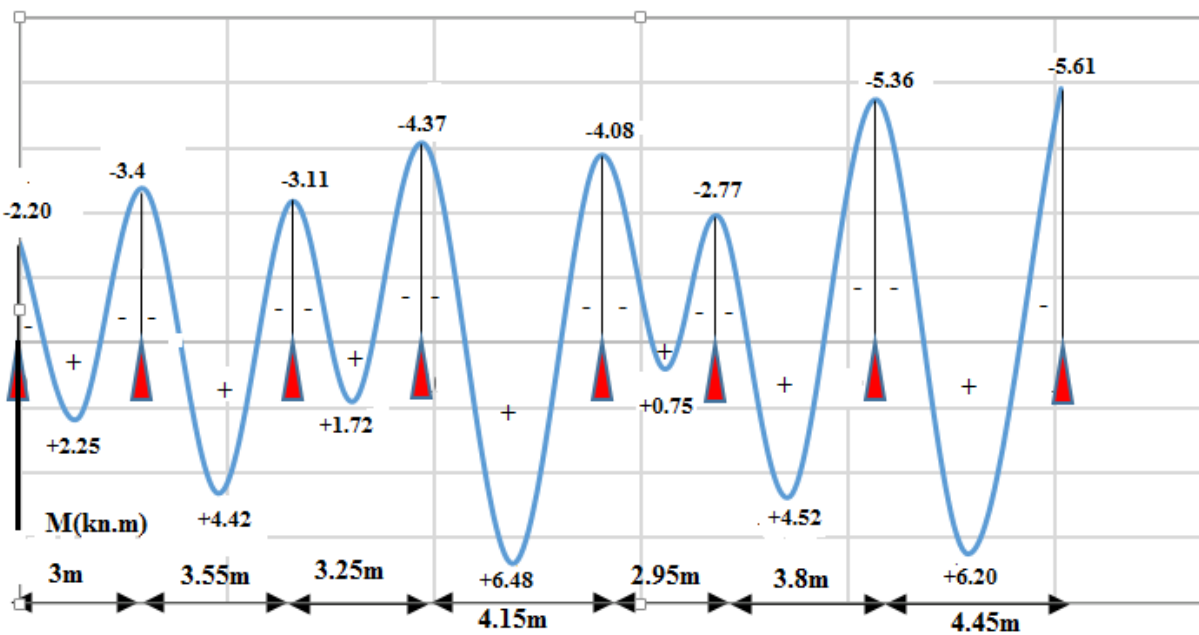


Figure III.1. 12: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

III.1.3. Calcul des armatures à l'ELU

1) Armatures longitudinales :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont

$$b=65[\text{cm}]; b_0=12[\text{cm}]; h=20[\text{cm}]; h_0=4[\text{cm}]; d=18[\text{cm}]$$

➤ En travées :

Le moment maximum en travée

$$M_t^{\max} = 9.05 \text{ KN.m}$$

Moment équilibré par la table de compression

$$M_o = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot d \cdot \left(\frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ kN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 9.05 \text{ kN.m} < M_o = 59.072 \text{ kN.m.}$$

Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh) = (65x20 cm²).

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.05 \cdot 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (**S.S.A**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.03$ et $\beta = 0.985$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.05 \times 10^3}{0.985 \cdot 18 \cdot 348} = 1.46 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

➤ Aux appuis :

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = 7,83 \text{ KN.m}$$

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12x20 cm²)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,83 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,14 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.14$ et $\beta = 0.924$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,83 \times 10^3}{0,924 \times 18 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

Conclusion :

On adopte le ferrailage suivant :

- En travée : 3HA12
- Aux appuis : 2HA12

2) Armatures transversales :

a. Le diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.7.2,2)[14]

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_T = 8 \text{ mm}$.

b. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1.22)[14]

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.} \quad \text{D'où: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA8, avec un espacement $S_t = 15 \text{ [cm]}$ sur la totalité de la poutrelle.

III.1.4. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.4.2.1) [14]

➤ En travées

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(65) (18) \frac{2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

➤ Sur appuis

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(12) (18) \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1.) [14]

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_p}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{15.17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.702 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)[14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = (5 \times 3,14 \times 12) = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,17 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,497 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,497 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

d. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 .22.1) [14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 25 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad \text{Donc : } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0,4 L_s = 20 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant

✓ **Au niveau des appuis de rive (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,312)[14]**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 15,17 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Donc :

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1,321)[14]**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 \cdot V_u \cdot d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$ »

Avec :

$$0,9 \cdot V_u \cdot d = 0,9 \times 15,17 \times 0,18 = 2,45 \text{ kN.m.}$$

$$M_u = 9.05 \text{ kN.m.}$$

Donc :

$$. 0,9.V_u.d = 2,45 < M_u = 9,05 \text{ kN.m.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Sur le béton (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1, 313)[14]**

$$\frac{2V_u}{f_e.0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 15,17 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 180} = 0,468 \text{ MPa} < \frac{0,8.25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,322)[14]

$$\frac{2V_u}{f_e.0,9d} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 15,17 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 180} = 0,468 \text{ MPa} < \frac{1,3.25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g. Vérification de la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.3,2)[14]

Il y a lieu de justifier la jonction des membrures d'une poutre à l'âme (Jonction table-nervure). Pour cela, la contrainte tangente τ_u doit être au plus égale à la contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u$. C'est-à-dire :

$$\tau_u = \frac{V_u}{z.h_o} \frac{b_l}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Pratique du BAEL 91 modifiée99, p. 171}) [17].$$

Avec :

$$. z = 0,9d, \text{ d'où :}$$

$$. \tau_u = \frac{V_u}{0,9d.h_o} \frac{b_l}{b} = \frac{15,17 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 40} \frac{265}{650} = 0,922 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa (Fissuration non préjudiciable).}$$

$$\tau_u = 0,922 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) ». D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0.4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

III.1.5. Vérifications à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre (chargement uniformément réparties), ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,20}{7,263} = 0.715$$

1. Etat limite de compression du béton**➤ En travée**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 1.56$; $\beta_1 = 0.837$; $K_1 = 15.67$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{6,48 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 126,87 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{126.87}{15.67} = 8,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,05$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 1,05$: $\beta_1 = 0.858$; $K_1 = 20.21$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{5,61 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 2,26 \times 10^2} = 162,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{147,66}{20,21} = 8,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99**)[14].

3. Etat limite de déformation : BAEL91modifié 99 (Art B.6.8,424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.0449 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.00104 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.0449 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{9.05}{15 \times 15.63} = 0.0386$$

Condition vérifiée.

Donc :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

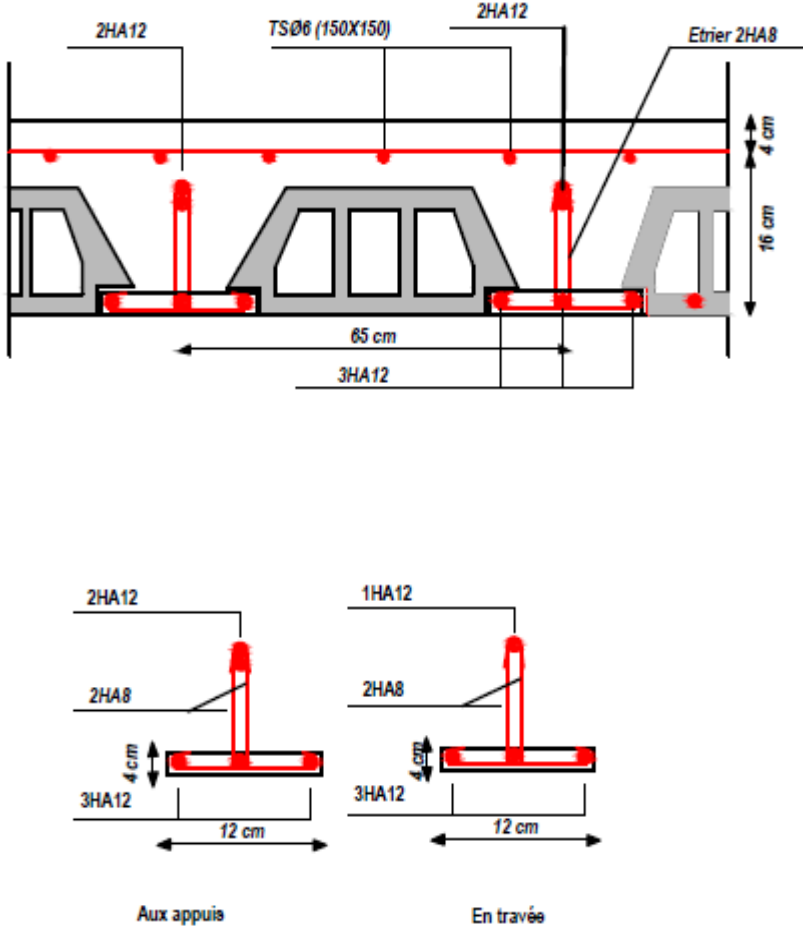


Figure III.1. 13: Schema de ferrellage des poutrelles.

III.2. Les balcons

III.2.1. Introduction

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine.

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

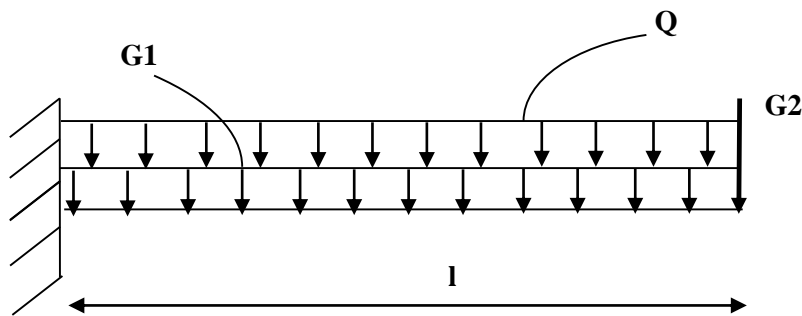


Figure III.2. 1: Schéma statique de la console.

G: charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Charge d'exploitation verticale revenant au balcon.

P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.2. Dimensionnement de la console

-largeur $L = 1.50$ m

-épaisseur $e = 15$ cm (voir chapitre II)

-un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

III.2.2.1. Détermination des charges et surcharges de la console

Charge permanente : $G_1 = 5.31 \text{KN/m}^2$ (déterminée dans le chapitre II).

Charge permanente de garde-corps : $G_2 = 1.30 \text{KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : d'après le DTR : $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$.

III.2.3. Calcul à l'ELU

III.2.3.1. Combinaisons de charges

Pour une bande 1m de largeur :

La dalle : $q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{m}$.

$$\Rightarrow q_{u1} = 12.418 \text{KN/ml.}$$

$$\text{Le garde-corps : } q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.30) \times 1\text{m} .$$

$$\Rightarrow q_{u2} = 1.755 \text{KN/ml.}$$

III.2.3.2.Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

➤ Calcul du moment d'encastrement :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.418 \times (1.5)^2}{2} + 1.755 \times 1.5 \Rightarrow M_u = 16,602 \text{KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.418 \times 1.5 + 1.755 \Rightarrow T_u = 20,382 \text{ KN}$$

III.3.Ferraillage à L'ELU

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .La section de la console est comme suit :

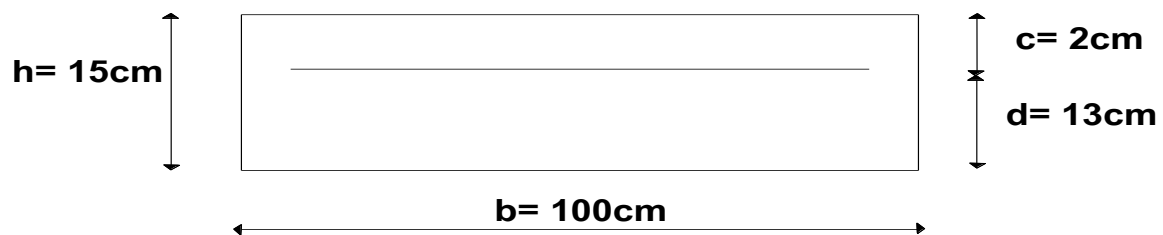


Figure III.2. 2 : Section de la console.

III.3.1.Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,602 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.070.$$

$$\mu = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.602 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 348} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{cm}$$

III.3.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.80}{4} = 0.951 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

III.4 .vérifications à L'ELU**A. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2.1))**

On doit vérifier que $A > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B. Espacement des armatures BAEL 91 modifier 99 (Art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :** $S_t \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm})$
 $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Armatures de répartition :** $S_t \leq \text{Min}(4h; 45\text{cm})$
 $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

C. contrainte de cisaillement BAEL 91 modifier 99 (A.5.1. 211)

pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\right)$$

Avec : $T_u = 20,382 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{20,382 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Vérification de la condition d'adhérence BAEL 91 modifier 99 (Art A.6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,382 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.924 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.924 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2.84 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

E. Ancrage des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $l_c = 0,4l_s$.

- Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $l_c = 12 \text{ cm}$.

III.5. Calcul à l'ELS

III.5.1. Combinaisons de charges

$$\text{La dalle : } q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1 \text{ m} = [5.31 + 3.5] \times 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_{s1} = 8.81 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Le garde-corps : } q_{s2} = (G_2) \times 1 \text{ m} = (1.30) \times 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_{s2} = 1.30 \text{ KN/ml.}$$

III.5.2. Calcul des efforts internes

➤ Calcul du moment d'encastrement :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.81 \times (1.5)^2}{2} + 1.30 \times 1.5 \Rightarrow M_s = 11,86 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.81 \times 1.5 + 1.30 \Rightarrow T_s = 14,515 \text{ KN}$$

III.6. Vérification à l'ELS

A. contrainte de compression dans l'acier et le béton

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

B. La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32)

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}) = \min(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) = 200 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{11,86 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 5.65} = 167.50 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 167,50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C. La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435 \Rightarrow \beta = 0.900 \Rightarrow k_1 = 35.00 \Rightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0.028$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0.028 \times 167.50 = 4.69 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.69 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

D. Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1)

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15 \cdot M_0} \right\rangle.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{10.733}{15 \times 10.733} = 0.067 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

La console sera ferrillée comme suit :

Armatures principales : **5HA12/ml** (St= 20 cm).

Armatures répartition : **5HA10/ml** (St= 20 cm).

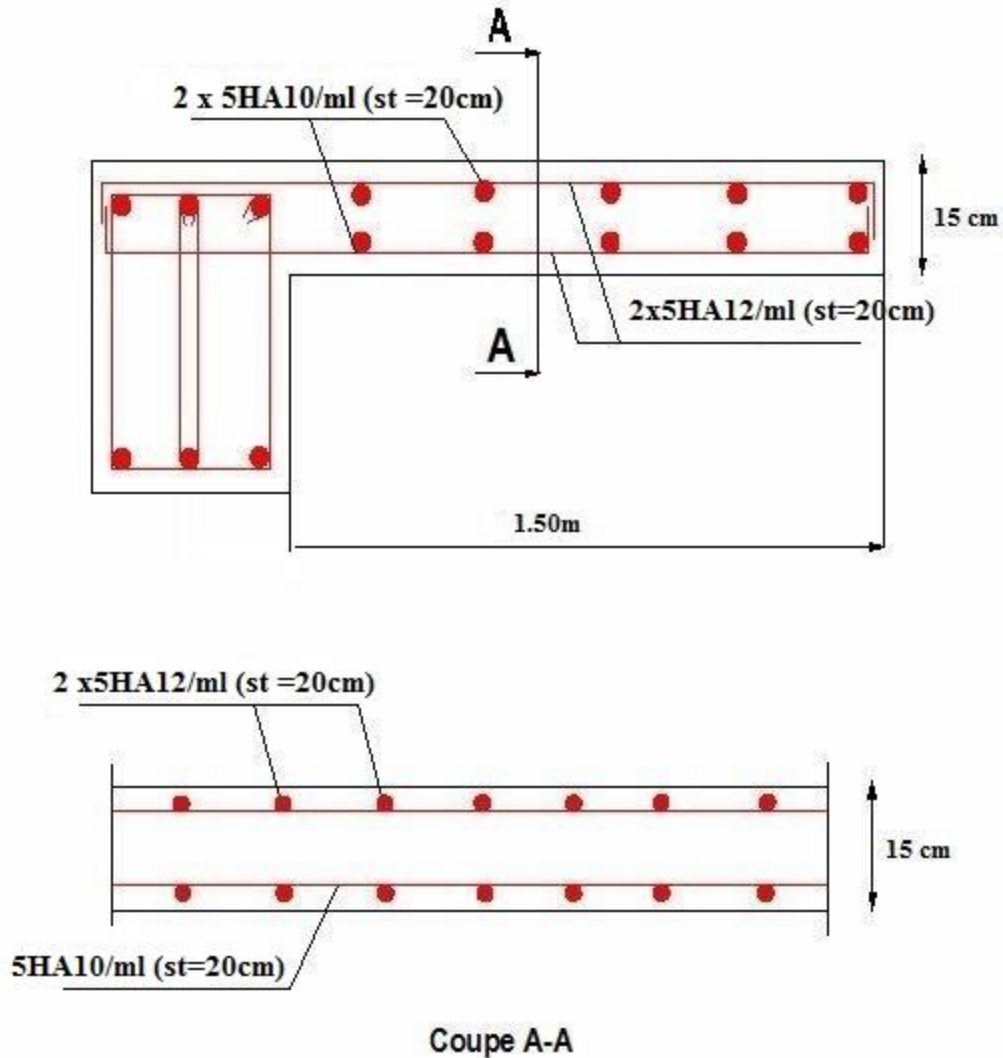


Figure III.2. 3: Ferrailage de la console.

III.3.Calcul de la salle machine

III.3.1.Introduction

Un ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($1.60 \times 1.90 = 3,04 \text{ m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 10 tonnes ($P=9T=90 \text{ KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$.

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/m^2

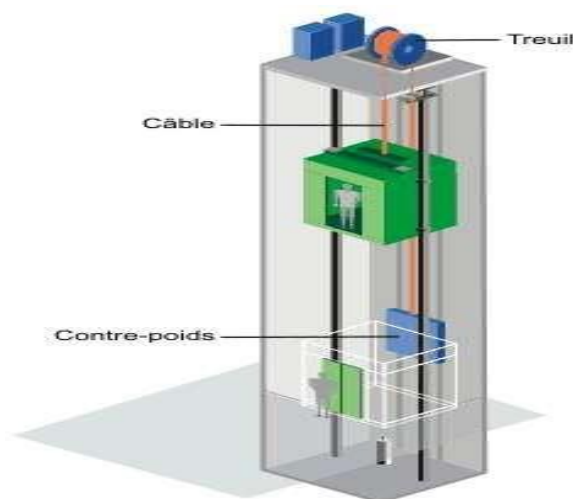


Figure III.3.1 : Salle machine.

III.3.2.Calcul de la dalle pleine

➤ Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

III.3.2.1 Dimensionnement

La dalle n'est pas continue.

$L_x = 160 \text{ cm}$; $L_y = 190 \text{ cm} \rightarrow S = 3,04 \text{ m}^2$.

$$H_t = \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

NB:

le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12$ cm, ainsi, nous adoptons une hauteur: **$h_t = 15$ cm.**

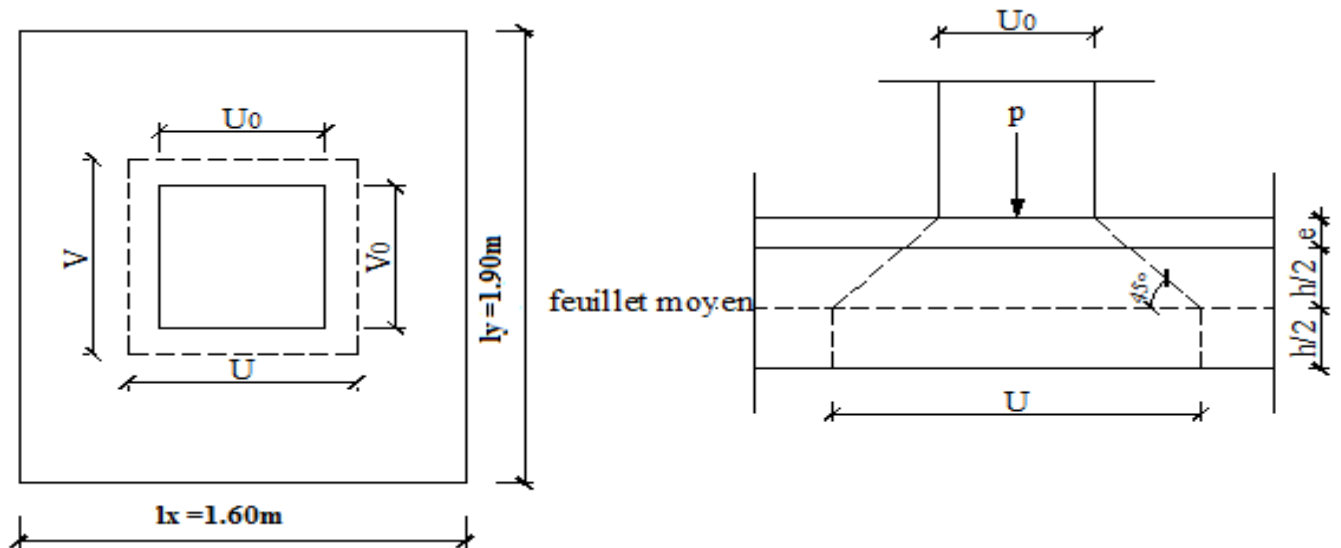


Figure III.3. 1: Caractéristique de la dalle pleine de la salle machine.

Épaisseur de la dalle : $e_p = 15$ cm

Épaisseur du revêtement : $e = 5$ cm

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{190} = 0.840 \rightarrow 0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.91 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Nous avons : $U = U_0 + 2 \cdot \varepsilon_r \cdot e + h_0$

$V = V_0 + 2 \cdot \varepsilon_r \cdot e + h_0$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm)

ε_r : coefficient dépendant de la nature de revêtement ($\varepsilon_r = 1$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm)

$(U_0 \times V_0)$: surface de contact ($V_0 = 80$ cm ; $U_0 = 80$ cm)

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillelet moyenne.

Donc :

$$V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.}$$

III.3.3.Détermination des sollicitations

➤ **À L'ELU :**

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75$ KN/ml

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml.

$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5$ KN (charge concentrée du système de levage).

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56$ KN/ml (charge uniformément répartie).

➤ **À L'ELS :**

$P_s = P = 90$ KN/ml

$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75$ KN/ml

III.3.4.Calcul à l'état limite ultime (ELU)

➤ **Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \quad ; \quad M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

$$\nu: \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients données en fonction de $(\rho; \frac{u}{l_x}; \frac{v}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.90} = 0.84 \quad ; \quad \frac{u}{l_x} = 0.656 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = 0.552.$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0.656 \\ \frac{v}{l_y} = 0.552 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.055 \end{cases}$$

➤ **À l'ELU :**

$$M_{x1} = P_u \cdot M_1 \quad \text{et} \quad M_{y1} = P_u \cdot M_2$$

$$M_{x1} = P_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.082 = 9.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.055 = 6.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

Nous avons : $0.4 \leq \rho = 0.84 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens (l_x et l_y).

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Les moments sont donnés par les formules

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

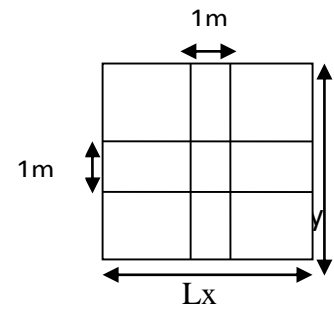
Avec :

$$\begin{cases} M_x^2 : \text{le moment fléchissant dans le sens de } L_x \\ M_y^2 : \text{le moment fléchissant dans le sens de } L_y \\ \mu_x \text{ et } \mu_y : \text{coefficients données en fonction de } \rho \text{ et } \vartheta \end{cases}$$

Pour: $\begin{cases} \rho = 0.84 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0520 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0520 \times 6.56 \times 1.6^2 = 0,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.667 \times 0.87 = 0,58 \text{ KN.m}$$



➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,96 + 0.87 = \mathbf{10,83 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,68 + 0.58 = \mathbf{7,26 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **5% (0.95)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

• **Sens Lx :**

En travées : $M_x^t = 0.85 \times 10,83 = \mathbf{9,20 \text{ KN.m}}$

Aux appuis : $M_x^a = -0.3 \times 10,83 = \mathbf{-3,25 \text{ KN.m}}$

• **Sens Ly :**

En travées : $M_y^t = 0.85 \times 7,26 = \mathbf{6,171 \text{ KN.m}}$

Aux appuis : $M_y^a = -0.3 \times 7,26 = \mathbf{-2,178 \text{ KN.m}}$

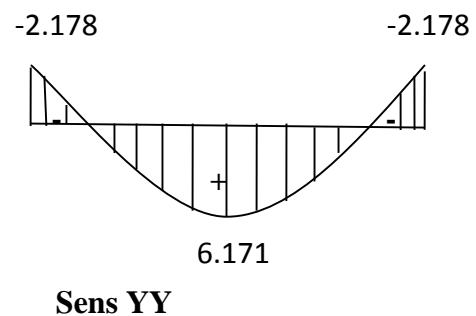
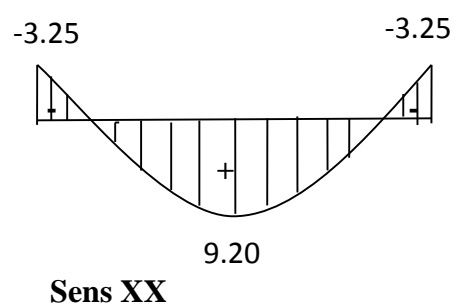


Figure III.3. 2: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELU.

III.3.5 .Ferrailage à L'ELU

- Les armatures dans le sens de la petite portée (X-X):

➤ En travée :

$$M_{xt} = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mx^t}{b.d^2.fbu} = \frac{9.20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_b = 0.038 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{Mx^t}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{9.20 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA12/ml = 4,52 cm² ; s_t=25 cm**

➤ Aux appuis :

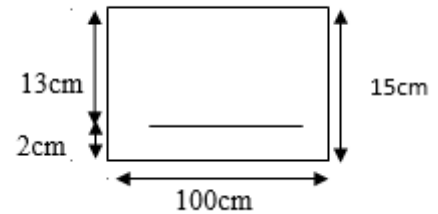
$$M_{xa} = -3.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b.d^2.fbc} = \frac{3.25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0135 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_{xa}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3.25 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.723 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA12 = 4,52 /ml cm² ; s_t=25 cm**



- Les armatures dans le sens de la grande portée (Y-Y) :

➤ En travée :

$$M_y^t = 6,171 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.fbu} = \frac{6,171 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.025$$

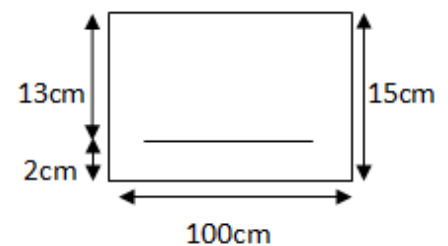
$$\mu_b = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.025 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{6.171 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

Soit une section de : **4 HA10 = 3.14 cm² ; S_t = 25 cm**



➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -2.178 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.178 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.178 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.483 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA10 = 3.14 cm²/ml ; s_t=25 cm**

III.3.6 .Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Sens x-x: $\begin{cases} A_x^t = 4,56 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 4.56 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Sens y-y: $\begin{cases} A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

2. Espacement des armatures : (BAEL modifié 99/ Art A.8.2.42):

La fissuration est préjudiciable.

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- **Direction la plus sollicitée :**

$$S_t \leq \min (2h_t, 25 \text{ cm}) = \min (30 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Direction perpendiculaire :**

$$S_t \leq \min (3h_t ; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérifications de non poinçonnement (Art A.5.2.42/ BAEL) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0.045 \mu_c h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.
 h_t : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL modifié 99/Art A.5.5.2) :

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

- Au milieu de "U" nous avons :

$$T_u = \frac{pu}{2u+v} \quad ; \quad \text{avec } p_u = 121.5 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} \times 1 \text{ ml} = 38,57 \text{ kN}$$

- Au milieu de "V" nous avons :

$$T_u = \frac{pu}{3v} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} \times 1 \text{ ml} = 38,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000.135} = 0.285 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.285 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3.7. Calcul a l'état limite de service (ELS)

➤ Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1)$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad v = 0.2 \text{ (à l'ELS)}$$

$$M_1 = 0.082 \quad ; \quad M_2 = 0.055$$

$$M_{x1} = 100 \times (0.082 + 0.2 \times (0.055)) = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 \times (0.055 + 0.2 \times (0.082)) = 6,43 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\rho = 0.84 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_{Y2} = \mu_y \cdot M_{X2}$$

$$q_s = G + Q = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{X2} = 0.0589 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.716 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = 0.764 \times 0.716 = 0.547 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 8.37 + 0.716 = 9.086 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{Y1} + M_{Y2} = 6.43 + 0.547 = 6.977 \text{ KN.m}$$

• **Sens L_x :**

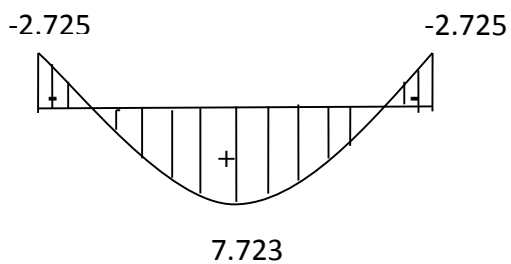
$$\text{En travée : } M_x^t = 0.85 \times 9.086 = \mathbf{7.723 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 \times 9.086 = \mathbf{-2.725 \text{ KN.m}}$$

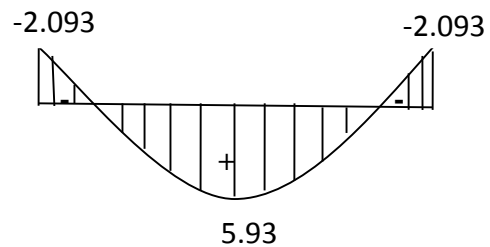
• **Sens L_y :**

$$\text{En travée : } M_y^t = 0.85 \times 6.977 = \mathbf{5.93 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0.3 \times 6.977 = \mathbf{-2.093 \text{ KN.m}}$$



Sens XX



Sens YY

Figure III.3. 3: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELS.

III.3.8 .Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \times \sigma_s ; \rho = \frac{100 A}{b d}$$

- **Aux appuis :**

- **Sens x-x ($M_x^a = -2.726 \text{ KN.m}$)**

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,34$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,909 \\ K_1 = 39,95 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{A \beta_1 d} = \frac{2.726 \times 10^3}{4.52 \times 0,909 \times 13} = 51.036 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{51.036}{39.95} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.27 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

⇒ condition vérifiée

- **Sens y-y ($M_y^a = -2,093 \text{ KN.m}$)**

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho_1 = 0.241 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48.29 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_y^a}{A \beta_1 d} = \frac{2.093 \times 10^3}{3.14 \times 0,921 \times 13} = 54.838 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{54.838}{48.29} = 1.135 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.135 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

⇒ condition vérifiée

- **En travée :**

- **Sens x-x ($M_x^t = 7,723 \text{ KN.m}$)**

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,34$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K_1 = 39.95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{A \beta_1 d} = \frac{7.723 \times 10^3}{4.52 \times 0.909 \times 13} = 144.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{144.59}{39.95} = 3.619 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} = 3.619 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Sens y-y ($M_y^t = 5,93 \text{ KN.m}$)

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_y^t}{A \beta_1 d} = \frac{5.93 \times 10^3}{3.14 \times 0,921 \times 13} = 157.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{157.73}{48.29} = 3,26 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{160} = 0.093 \geq \frac{M_x^t}{20.M_x} = \frac{0,85.7.723}{20.9.86} = 0.0332 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans notre cas.

Conclusion :

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

Dans le sens X-X :

- Aux appuis: 4HA12/ml = 4.52 cm² ; st=25cm
- En travée: 4HA12/ml = 4.54 cm² ; st=25cm

Dans le sens Y-Y :

- Aux appuis: 4HA10/ml = 3.14 cm² ; st=25cm
- En travée: 4HA10 /ml = 3.14 cm² ; st=25cm

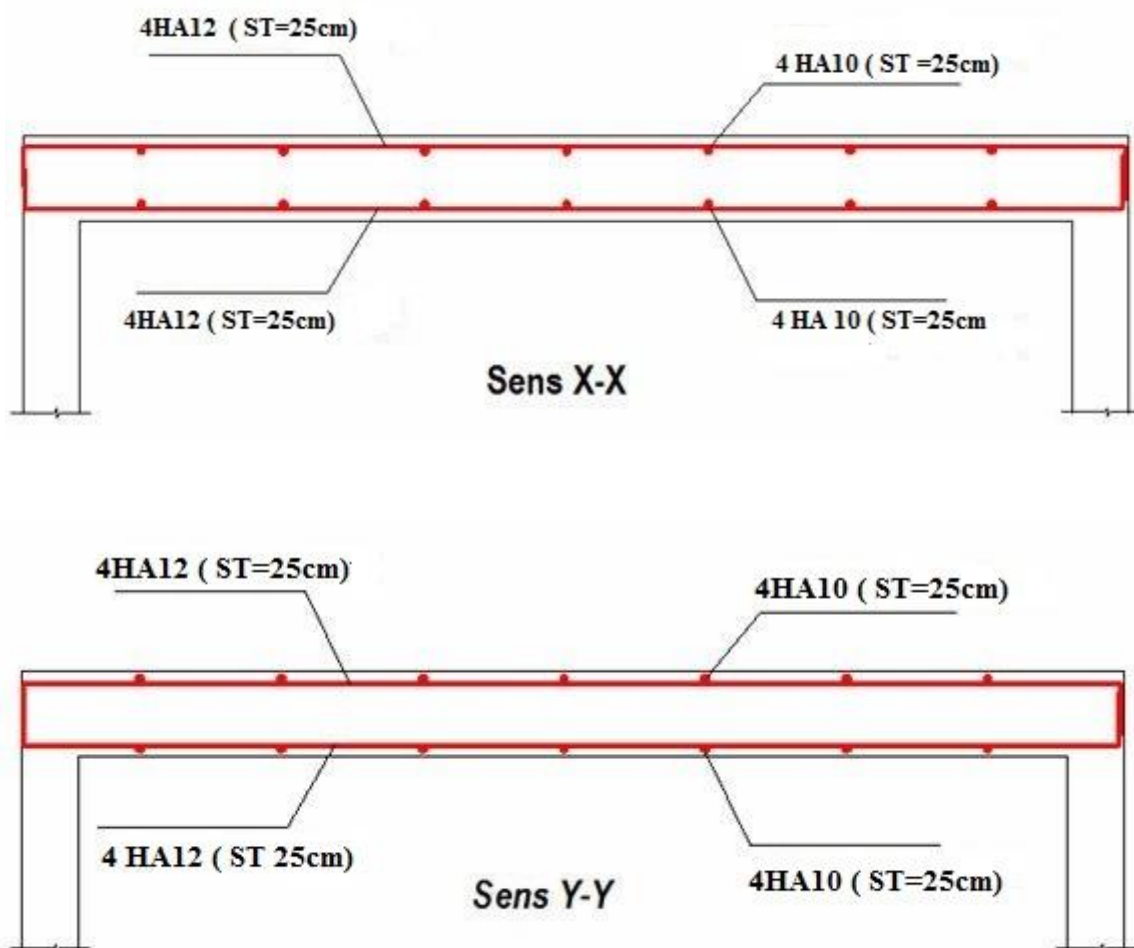


Figure III.3. 4: Ferrailage de la salle machine

III.4. Les escaliers

III.4.1. Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

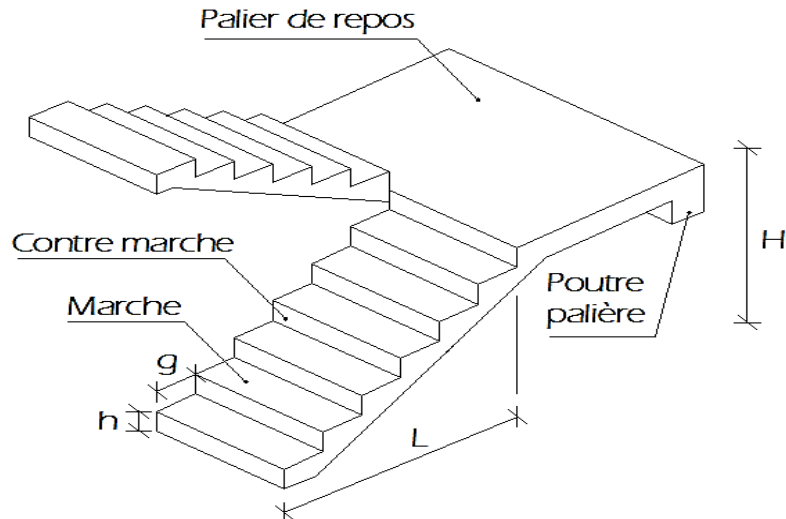


Figure III.4. 1: Terminologie d'un escalier.

Avec :

- . **h** : Hauteur de la contre marche.
- . **g** : Longueur de la marche.
- . **H** : Hauteur de la volée.
- . **L** : Longueur de la volée.

III.4.2 Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

· **Remarque :**

Notre structure contient deux types d'escalier :

➤ Le premier type est celui des **étages courants** qui a une hauteur de **3.06m**. Il est constitué de deux volées et d'un seul palier de repos.

➤ Le second type est celui du niveau du **RDC** qui a une hauteur de **4.14 m**. Il est constitué de deux volées et d'un seul palier de repos.

Les dimensions des contres marches et des marches :

On a les conditions suivantes :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{ Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}.$$

1. Calcul du nombre de marches et de contre marches :

1^{eme} type :

$$h = 17 \text{ cm} ; n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de :}$$

$$n-1 = 8 \text{ marches.}$$

2^{er} type :

$$h = 17.25 \text{ cm} ; n = \frac{H}{h} = \frac{207}{17.25} = 12 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de :}$$

$$n-1 = 11 \text{ marches.}$$

2. Calcul du giron :

1^{er} type:

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

2^{eme} type:

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la loi de BRANDEL**

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm.}$$

1^{er} Type : $30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} ;$ **Condition vérifiée.**

2^{eme} Type : $30 + 2 \times 17.25 = 64.5 \text{ cm,}$ **Condition vérifiée.**

III.4.3. Epaisseur de la paillasse

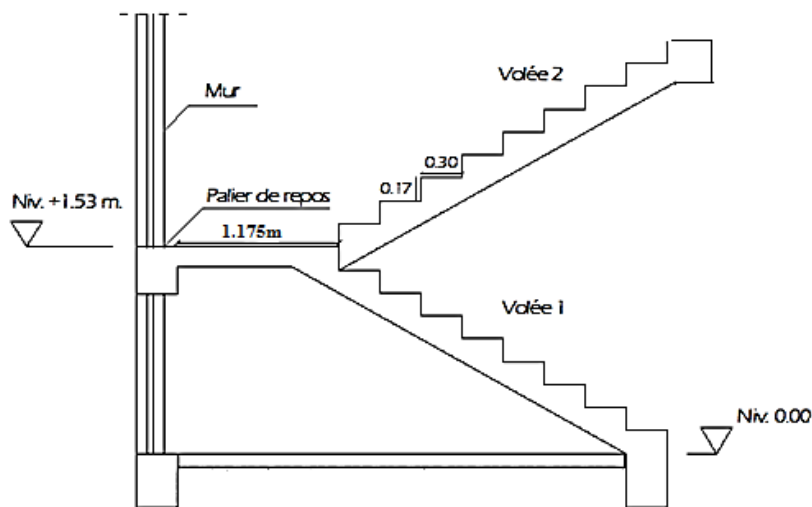


Figure III.4. 2: Coupe verticale de l'escalier de la structure.

3. Calcul de L (Longueur réel de la paillasse) :

1^{er} type :

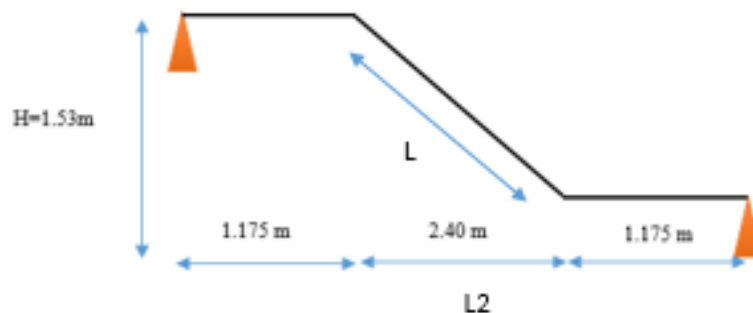


Figure III.4. 3: Schéma du 1er type d'escalier.

$$\text{Tan}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos}(\alpha) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\text{cos}(\alpha)} = \frac{2.40}{\text{cos}(32.52)} \Rightarrow L = 2.85 \text{ m.}$$

Finalement

$$L_0 = L_1 + L + L_2 = 1.175 + 2.4 + 1.175 = 5.2 \text{ m.}$$

$$\frac{520}{30} \leq e \leq \frac{520}{20} \Rightarrow 17.33 \text{ cm} \leq e \leq 26 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse $e = 20 \text{ cm.}$

. 2^{ème} type :

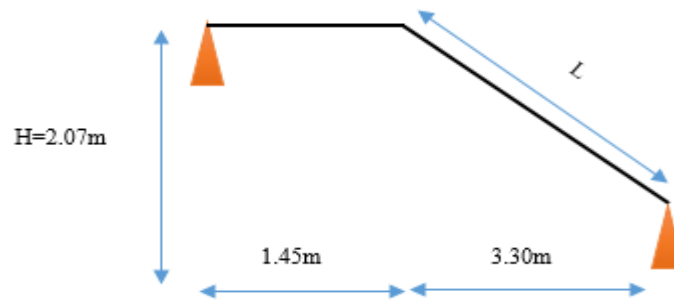


Figure III.4. 4: Schéma du 2^{ème} type d'escalier.

$$\operatorname{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{2.07}{3.30} = 0.627 \Rightarrow \alpha = 32.09^\circ$$

$$\operatorname{Cos}(\alpha) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\operatorname{cos}(\alpha)} = \frac{3.30}{\operatorname{cos}(32.09)} \Rightarrow L = 3.90 \text{ m.}$$

. **Finalement**

$$. L_0 = L_1 + L.$$

$$L_0 = 1.45 + 3.90 = 5.345 \text{ m}$$

$$\frac{534.5}{30} \leq e \leq \frac{534.5}{20} \Rightarrow 17.81 \text{ cm} \leq e \leq 26.725 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse **e = 20 cm.**

III.4.4. Détermination des charges et surcharges

- Charges permanente (1^{er} type) :

a.1. La Volée :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la pailasse	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(32.52)}$	25	5.929
2. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
6. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
7. Lit de sable	0.02	18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
9. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{\text{volée}} =$			10.094

Tableau III.4. 1: Détermination du poids propre de la volée.

a.2. Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$			6.2

Tableau III.4. 2: Détermination du poids propre du palier.

- Charges permanente (2^{ème} type) :

b.1. La Volée :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
10. Poids propre de la pailasse	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(32.09)}$	25	5.90
11. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.1725}{2}$	25	2.156
12. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
13. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
14. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
15. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
16. Lit de sable	0.02	18	0.36
17. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
18. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{volée} =$			10.05

Tableau III.4. 3: Détermination du poids propre de la volée.

b.2. Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
6. Poids propre du palier	0.20	25	5
7. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
8. Mortier de pose	0.02	22	0.44
9. Lit de sable	0.02	18	0.36
10. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{palier} =$			6.2

Tableau III.4. 4: Détermination du poids propre du palier.

• Charge d'exploitation :

D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la charge d'exploitation pour un escalier est de : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$.

III.4.5. Calcul des efforts internes

➤ **Combinaisons de charges (1^{er} type) :**

a. À l'ELU

. Volée : $q_1 = 1,35(10,094) + 1,5(2,5) = 17,38 \text{ kN/ml}$.

. Palier : $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12 \text{ kN/ml}$.

b. À l'ELS

. Volée : $q_1 = 10,094 + 2,5 = 12,59 \text{ kN/ml}$.

. Palier : $q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7 \text{ kN/ml}$.

➤ **Combinaisons de charges (2^{eme} type) :**

c. À l'ELU

. Volée : $q_1 = 1,35(10,05) + 1,5(2,5) = 17,32 \text{ kN/ml}$.

. Palier : $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12 \text{ kN/ml}$.

d. À l'ELS

. Volée : $q_1 = 10,05 + 2,5 = 12,55 \text{ kN/ml}$.

. Palier : $q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7 \text{ kN/ml}$.

III.4.6. Calcul à l'ELU

➤ **1^{er} type :**

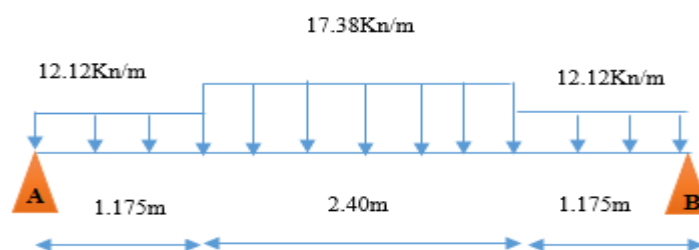


Figure III.4. 5: Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELU.

1- Détermination des réactions d'appuis :

. $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17,38 (2,4) + 12,12 (1,175) (2) \Rightarrow R_A + R_B = 70,194 \text{ kN}$.

$R_A = R_B = 35,097 \text{ kN}$.

Donc :

$$R_A = 35.097 \text{ kN.}$$

$$R_B = 35.097 \text{ kN.}$$

2- Calcul des efforts internes :

- Tronçon 1 : $0 \leq x < 1.175 \text{ m}$

$$T_y = -12.12 \cdot x + 35.097$$

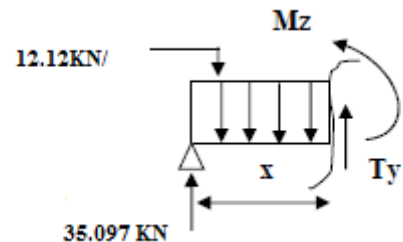
$$x = 0 ; T_y = 35.097 \text{ kN.}$$

$$x = 1.175 ; T_y = 20.856 \text{ kN.}$$

$$M_z = -12.12 \cdot x \cdot \frac{x^2}{2} + 35.097 \cdot x$$

$$x = 0 ; M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.175 ; M_z = 32.87 \text{ kN.m.}$$



- Tronçon 2 : $1.175 \leq x < 3.575 \text{ m}$

$$T_y = -17.38 X + 41.276$$

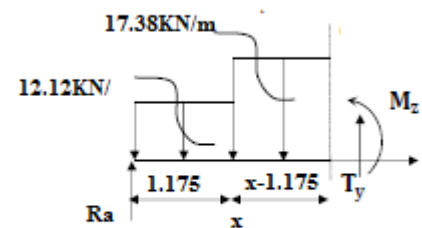
$$x = 1.175 ; T_y = 20.856 \text{ kN.}$$

$$x = 3.575 ; T_y = -20.856 \text{ kN.}$$

$$M_z = 41.276X - 8.69X^2 - 3.624$$

$$x = 1.175 ; M_z = 32.87 \text{ kN.m.}$$

$$x = 3.575 ; M_z = 32.87 \text{ kN.m.}$$



- Tronçon 3 : $0 \leq x < 1.175 \text{ m}$

$$T_y = 12.12 \cdot x - 35.097$$

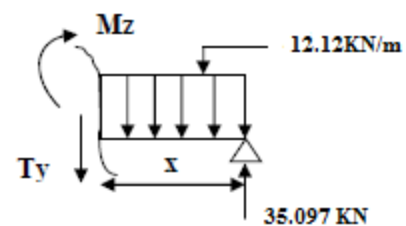
$$x = 0 ; T_y = -35.097 \text{ kN.}$$

$$x = 1.175 ; T_y = -20.856 \text{ kN.}$$

$$M_z = -12.12 \cdot x \cdot \frac{x^2}{2} + 35.097 \cdot x$$

$$x = 0 ; M_z = 0 \text{ kN.m.}$$

$$x = 1.175 ; M_z = 32.87 \text{ kN.m.}$$



3- Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.
D'où :

$$. Ty = -17.38.x + 41.276 = 0 \Rightarrow x = \frac{41.276}{17.38} = 2.375 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $Mz = 41.276x - 8.69x^2 - 3.624$

$$M_{z_{max}} = 45.38 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$. \text{En travée} : M_t = 0,85M_{z_{max}} = 38.573 \text{ kN.m.}$$

$$. \text{Aux appuis} : M_a = -0,3M_{z_{max}} = -13.614 \text{ kN.m.}$$

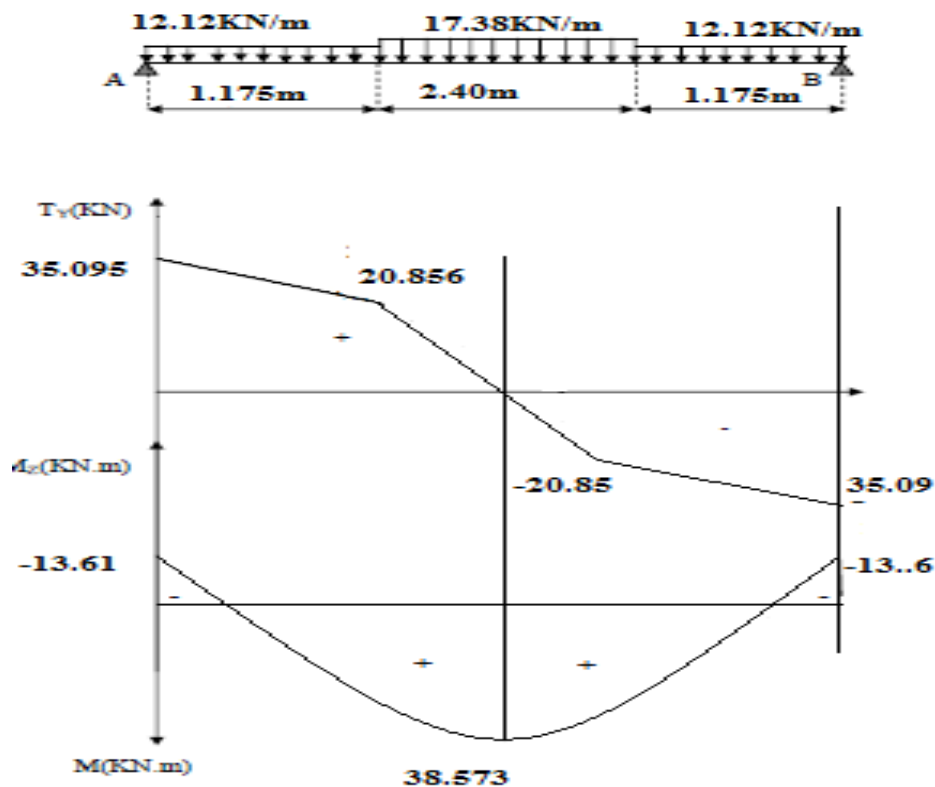
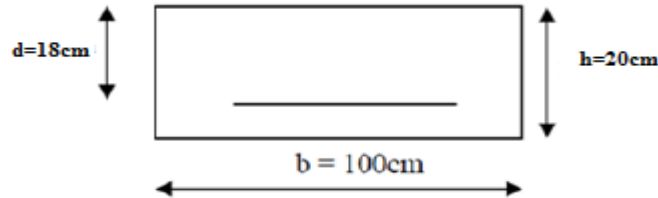


Figure III.4. 6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 1er type.

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m.).



➤ **En travée :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38.573 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.084$: $\beta = 0.956$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{38.573 \cdot 10^3}{0,956 \cdot 18 \cdot 348} = 6.44 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

Selon l'article **A.8.2, 41 du BAEL 91 modifiée99 [14]**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à $1/3 A_{adoptée}$, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 2.31 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Aux appuis :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.614 \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.03$: $\beta = 0.985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.614 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 2.20 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA } 14 = 7,70\text{cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20\text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 2.31\text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 10 = 3.14\text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25\text{ cm}$.

➤ **2^{ème} type :**

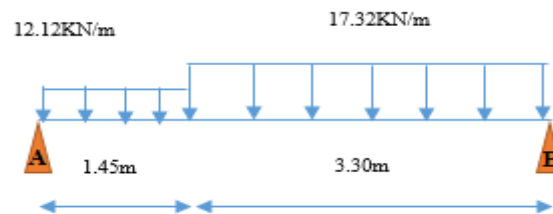


Figure III.4. 7: Schéma statique de calcul du 2^{ème} type d'escalier à l'ELU.

1- Détermination des réactions d'appuis :

$$\cdot \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.12 (1.45) + 17.38 (3.30) \Rightarrow R_A + R_B = 74.73\text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A = 0 \Rightarrow 4.75R_B = 12.12 \times \frac{(1.45)^2}{2} + 17.32 \times 3.3 \times 3.1 \Rightarrow R_B = 39.98\text{ kN.}$$

$$D'où: R_A = 74.73 - 39.98 = 34.74\text{ kN.}$$

$$R_A = 34.74\text{ KN}$$

$$R_B = 39.98\text{ KN}$$

2- Calcul des efforts internes :

- **Tronçon 1: $0 \leq x < 1.45\text{ m}$**

$$Ty = -12.12x + 34.74$$

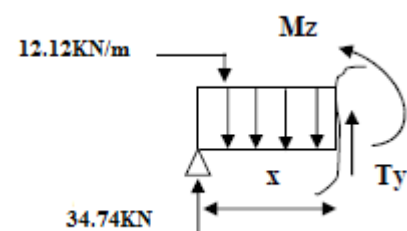
$$x = 0; Ty = 34.74\text{ KN.}$$

$$x = 1.45; Ty = 17.166\text{ KN.}$$

$$Mz = -12.12 \times \frac{x^2}{2} + 34.74 \cdot x$$

$$x = 0; Mz = 0\text{ KN.m.}$$

$$x = 1.45; Mz = 37.63\text{ KN.m.}$$

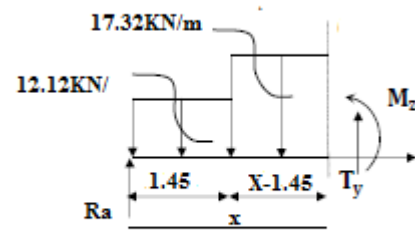


- **Tronçon 2: $1.45 \leq x < 4.75$ m :**

$$T_y = 42.28 - 17.32x$$

$$x = 1.45; T_y = 17.66 \text{ KN.}$$

$$x = 4.75; T_y = -39.98 \text{ KN.}$$



$$M_z = 42.28x - 8.66x^2 - 5.448$$

$$x = 1.45; M_z = 37.63 \text{ KNm.}$$

$$x = 4.75; M_z = 0 \text{ KNm.}$$

3- Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$:

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = 42.28 - 17.32x = 0 \Rightarrow x = \frac{42.28}{17.32} = 2.44 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M_z = 42.28x - 8.66x^2 - 5.448$

$$M_{z_{\max}} = 46.15 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée :** $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 39.22 \text{ KN.m.}$

. **Aux appuis :** $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -13.84 \text{ KN.m}$

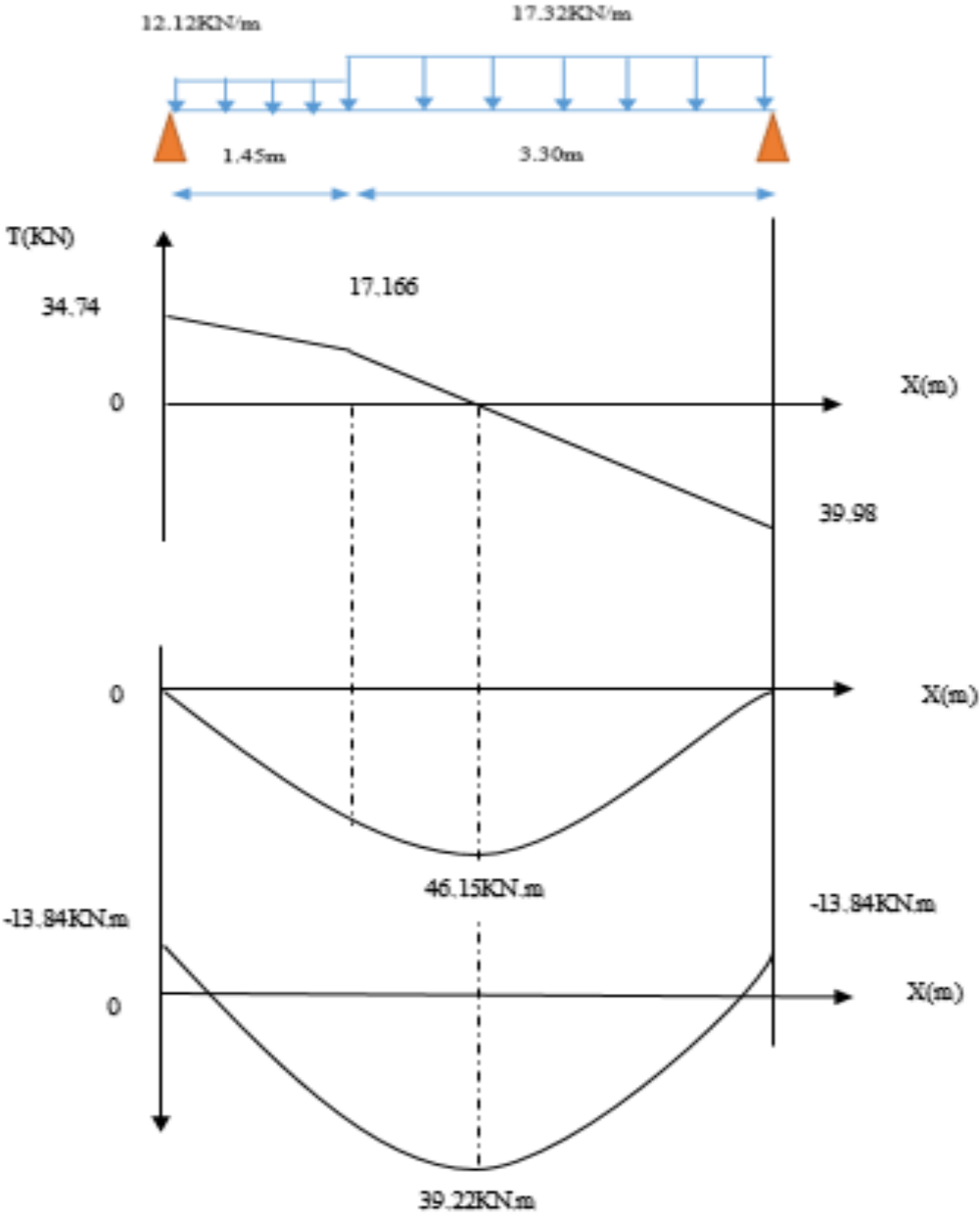


Figure III.4. 8: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type.

4- Calcul des armatures :

➤ En travée :

➤ Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39.22 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,086 < \mu_I = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,086$: $\beta = 0,955$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{39.22 \cdot 10^3}{0,955 \cdot 18 \cdot 348} = 6,556 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 5HA14/ml = 7,70 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 2,31 \text{ cm}^2$. Soit : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Aux appuis :

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.84 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,03 < \mu_I = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,03$: $\beta = 0,985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.84 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 2,24 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 5HA 14 = 7,70 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

· Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 2,31 \text{ cm}^2$. Soit : $4HA 10 /ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4.7. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.4.2.1)[14]

- 1^{er} type :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(18) \frac{2,1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2.$$

. En travée : $A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$. **Condition vérifiée.**

. Aux appuis : $A_a = 7,70 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$. **Condition vérifiée.**

- 2^{ème} type :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) (18) \frac{2,1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2.$$

. En travée : $A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. **Condition vérifiée.**

. Aux appuis : $A_a = 7,70 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. **Condition vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1, 211)[14]

- Fissuration préjudiciable.

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

$$\tau_1 = \frac{V_{1\max}}{b \cdot d} = \frac{35.095 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,20 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_2 = \frac{V_{2\max}}{b \cdot d} = \frac{39.98 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,222 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)[14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$)

➤ **1^{er} type :**

$$\sum \mu_i = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,095 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 263,8} = 0,8 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

Donc :

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **2^{ème} type :**

$$\sum \mu_i = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,98 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 263,8} = 0,935 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,935 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

Donc :

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,312)[14]**

➤ **1^{er} type :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 35,095 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,008 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 7,70 \text{ cm}^2 > 1,008 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **2^{ème} type :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 39,98 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,149 \text{ cm}^2$$

$A_{st\text{ adopté}} = 7,70 \text{ cm}^2 > 1.149 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

Finalemment :

La longueur du croché $L_c = 15 \text{ cm}$.

f. Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art. A.8.2, 42)[14]

Pour des charges réparties seulement :

➤ 1^{er} type :

. Armatures principales en travée : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures principales aux appuis : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

➤ 2^{ème} type :

. Armatures principales en travée : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures principales aux appuis : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.4.8. Calcul à l'ELS

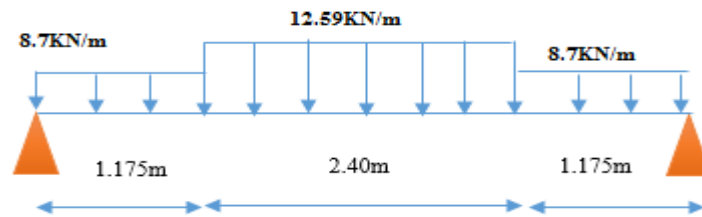
➤ 1^{er} type :

Figure III.4. 9: Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELS.

1. Détermination des réactions d'appuis :

$$\cdot \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (8.7 \times 1.175 \times 2) + (12.59 \times 2.4) \Rightarrow R_A + R_B = 50.66 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A = 0 \Rightarrow 4.75 \cdot R_B = (8.7 \times 1.175 \times 0.58) + (12.59 \times 2.4 \times 2.375) + (8.7 \times 1.175 \times 4.16) \\ \Rightarrow R_B = 25.32 \text{ kN.}$$

$$D'où : R_A = 50.66 - 25.32 = 25.32 \text{ kN}$$

Finalement :

$$R_A = 25.32 \text{ kN.}$$

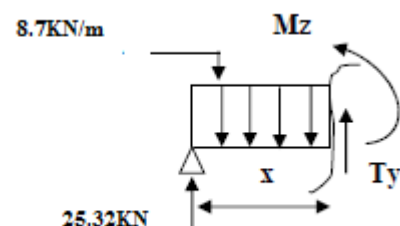
$$R_B = 25.32 \text{ kN.}$$

2. Calcul des efforts internes :

▪ Tronçon 1 : $0 \leq x < 1.175 \text{ m}$

$$\left[\begin{array}{l} T_y = -8.7 \cdot x + 25.32 \\ x = 0 ; T_y = 25.32 \text{ kN.} \\ x = 1.175 ; T_y = 15.09 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_z = -8.7x \frac{x^2}{2} + 25.32 \cdot x \\ x = 0 ; M_z = 0 \text{ kN.m.} \\ x = 1.175 ; M_z = 23.74 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

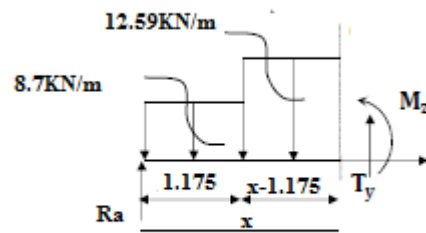


- **Tronçon 2 : $1.175 \leq x < 3.575$ m**

$$T_y = -12.59x + 29.89$$

$$x = 1.175; T_y = 15.09 \text{ kN.}$$

$$x = 3.575; T_y = -15.09 \text{ kN.}$$



$$M_z = 29.89x - 6.295x^2 - 2.68$$

$$x = 1.175; M_z = 23.74 \text{ kN.m.}$$

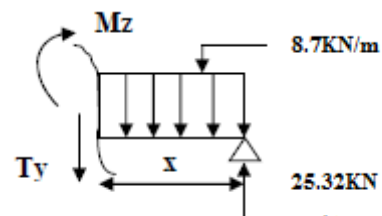
$$x = 3.575; M_z = 23.74 \text{ kN.m.}$$

- **Tronçon 3 : $0 \leq x < 1.175$ m**

$$T_y = 8.7x - 25.32$$

$$x = 0; T_y = -25.32 \text{ kN.}$$

$$x = 1.175; T_y = -15.09 \text{ kN.}$$



$$M_z = 8.7x \frac{x^2}{2} - 25.32x$$

$$x = 0; M_z = 0 \text{ kN.m.}$$

$$x = 1.175; M_z = 23.74 \text{ kN.m}$$

3. Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$:

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.
D'où :

$$T_y = -12.59x + 29.89 = 0 \Rightarrow x = \frac{29.89}{12.59} = 2.375 \text{ m}$$

$$\text{En remplaçant la valeur de } x \text{ dans l'équation : } M_z = 29.89x - 6.295x^2 - 2.68$$

$$M_{z_{max}} = 32.79 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- **En travée : $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 27.87 \text{ kN.m.}$**

- **Aux appuis : $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -9.83 \text{ kNm.}$**

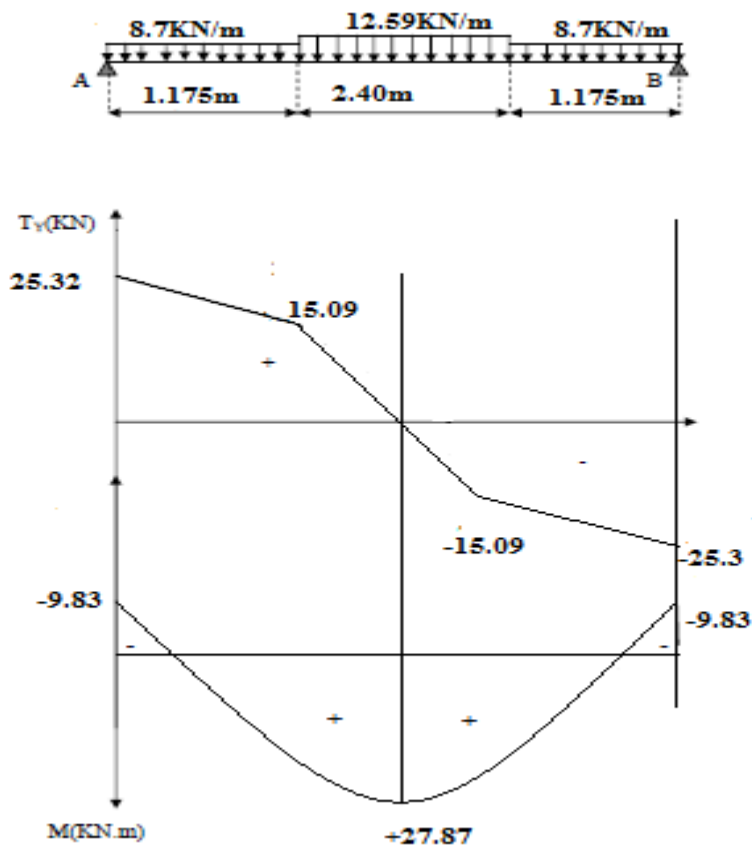


Figure III.4. 10: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 1er type.

➤ 2^{ème} type :

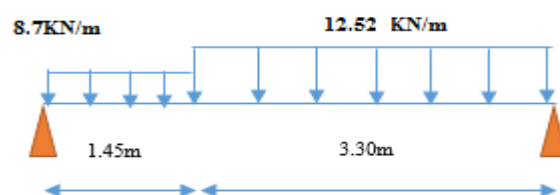


Figure III.4. 11: Schéma statique de calcul du 2ème type d'escalier à l'ELS.

1- Détermination des réactions d'appuis :

$$\cdot \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.7 (1.45) + 12.52 (3.30) \Rightarrow R_A + R_B = 53.93 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/A = 0 \Rightarrow 4.75 R_B = 8.7 \times \frac{(1.45)^2}{2} + 12.52 \times 3.3 \times 3.1 \Rightarrow R_B = 28.89 \text{ kN.}$$

$$D'où: R_A = 53.93 - 28.89 = 25.04 \text{ kN.}$$

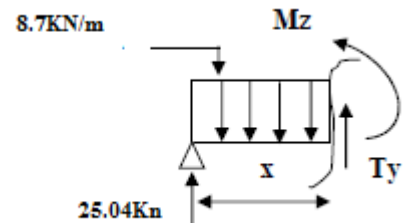
Donc:

$$R_A = 25.04 \text{ kN.} \quad / \quad R_B = 28.89 \text{ kN.}$$

2- Calcul des efforts internes :

▪ Tronçon 1 : $0 \leq x < 1.45 \text{ m}$

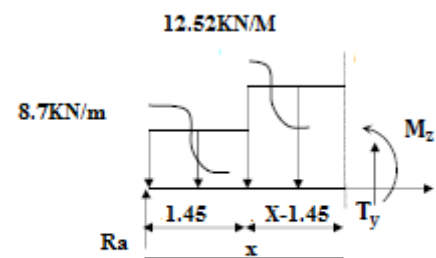
$$\left[\begin{array}{l} T_y = -8.7 \cdot x + 25.04 \\ x = 0 ; T_y = 25.04 \text{ kN.} \\ x = 1.45 ; T_y = 12.42 \text{ kN.} \end{array} \right.$$



$$\left[\begin{array}{l} M_z = -8.7x \frac{x^2}{2} + 25.04 \cdot x \\ x = 0 ; M_z = 0 \text{ kN.m.} \\ x = 1.45 ; M_z = 27.15 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

▪ Tronçon 2 : $1.45 \leq x < 4.75 \text{ m}$

$$\left[\begin{array}{l} T_y = -12.52 \cdot x + 30.58 \\ x = 1.45 ; T_y = 12.42 \text{ kN.} \\ x = 4.75 ; T_y = -28.89 \text{ kN.} \end{array} \right.$$



$$\left[\begin{array}{l} M_z = 30.58x - 6.26x^2 - 4.01 \\ x = 1.45 ; M_z = 27.15 \text{ kN.m.} \\ x = 4.75 ; M_z = 0 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

3- Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$:

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.
D'où :

$$. T_y = -12.52x + 30.58 = 0 \Rightarrow x = \frac{30.58}{12.52} = 2.44 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation : $M_z = 30.58x - 6.26x^2 - 4.01$

$$M_{z_{\max}} = 32.34 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- . En travée : $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 27.48 \text{ kN.m.}$
- . Aux appuis : $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -9.7 \text{ kN.m.}$

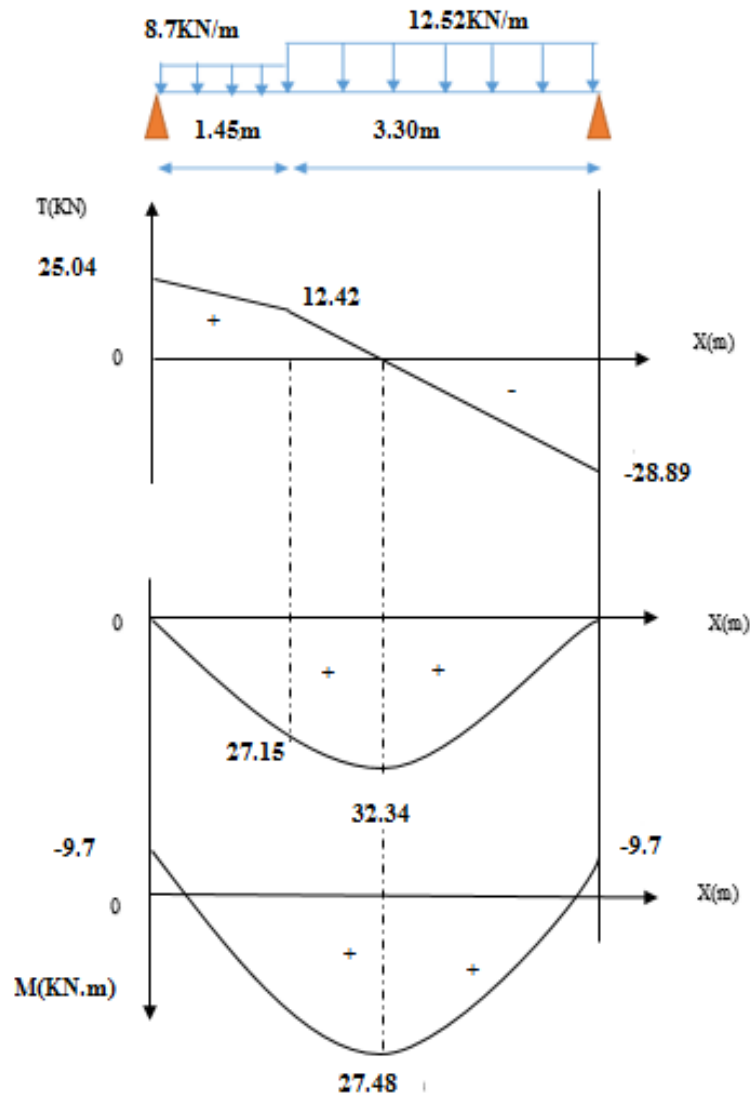


Figure III.4. 12: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS du 2eme type.

III.4.9. Vérifications à l'ELS

Etat limite de compression du béton

➤ 1^{er} type :

a. En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.42$: $\beta_1 = 0.900$; $K_1 = 35$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{27.87 \cdot 10^6}{0.900 \cdot 180 \times 7.70 \cdot 10^2} = 223.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{223.42}{35} = 6.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

➤ Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.42$: $\beta_1 = 0.900$; $K_1 = 35$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9.83 \cdot 10^6}{0.900 \cdot 180 \times 7.70 \cdot 10^2} = 78.80 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78.80}{35} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

➤ **2^{ème} type :**

a. En travée

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.42$: $\beta_1 = 0.900$; $K_1 = 35$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{27.48.10^6}{0.900.180 \times 7.7.10^2} = 220.29 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{220.29}{35} = 6.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.42$: $\beta_1 = 0.90$; $K_1 = 35$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9.7.10^6}{0.900.180 \times 7.70.10^2} = 77.76 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{77.76}{35} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

1. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(Article **A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99**)[14].

2. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifiée99/ Art. B.6.5,1**)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

➤ 1^{er} type :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{20}{520} = 0.0386 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition n'est pas vérifiée.

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.0386 < \frac{M_t}{10.M_0} = 0.085.$$

La condition n'est pas vérifiée.

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{9,23}{100 \times 18} = 0.0051 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105.$$

Condition vérifiée.

➤ 2^{ème} type :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{20}{535} = 0.0386 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition n'est pas vérifiée.

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.0386 < \frac{M_t}{10.M_0} = 0.0849.$$

La condition n'est pas vérifiée.

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{9.23}{100 \times 18} = 0.0051 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105.$$

Condition vérifiée.

Les conditions « $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ et $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour les deux types d'escaliers.

. Calcul de la flèche (BAEL 91 modifiée99/ Art B.6.5,2)[14]

➤ 1^{er} type :

$$F = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E_v \times I_f v} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

E_v : module de la déformation différée. |

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

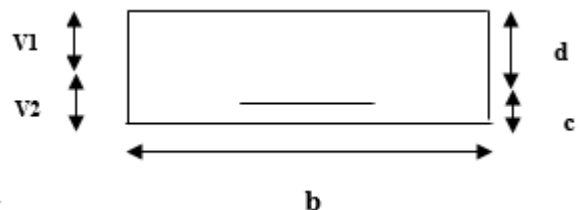
$$Q_s = \max (q_{s1} ; q_{s2}) = \max (8.7 \text{ KN/m} ; 12.59 \text{ KN/m}) .$$

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I : \frac{b}{3} (V1^3 + V2^3) + 15 A_t (V2 - C)^2 .$$

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B_0} .$$

S_{xx} : moment statique de la section homogène.



$$S_{xx} : \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 18 = 22079 \text{ cm}^2$$

B₀ : surface de la section homogène.

$$B_0 : b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 7.70 = 2115.5 \text{ cm}^2 .$$

$$V1 = \frac{22079}{2115.5} = 10.43 \text{ cm} \rightarrow V2 = 20 - 10.53 = 9.56 \text{ cm}.$$

Donc:

$$I = \frac{100}{3} (10.43)^3 + (9.56)^3 + 15 \times (9.49 - 2)^2 \times 7.7 \Rightarrow I = 45830.63 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 12.59 \times 4.75^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 45830.63 \times 10^{-8}} = 0.0016 \text{ m} < \bar{f} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

$$F = 1.6 \text{ mm} < F = 9.5 \text{ mm}$$

condition vérifiée.

➤ 2^{ème} type :

$$F = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E_v \times I f_v} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

E_v : module de la déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f c 28} = 10818.86 \text{ MPa}.$$

$$Q_s = \max (q_{s1} ; q_{s2}) = \max (8.7 \text{ KN/m} ; 12.52 \text{ KN/m}) .$$

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I : \frac{b}{3} (V1^3 + V2^3) + 15 A_t (V2 - C)^2 .$$

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B_0} .$$

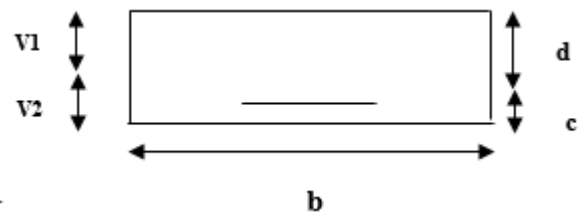
S_{xx} : moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} : \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 18 = 22079 \text{ cm}^2$$

B₀ : surface de la section homogène.

$$B_0 : b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 7.70 = 2115.5 \text{ cm}^2 .$$

$$V1 = \frac{22079}{2115.5} = 10.43 \text{ cm} \rightarrow V2 = 20 - 10.53 = 9.56 \text{ cm}.$$



Donc:

$$I = \frac{100}{3} (10.43)^3 + (9.56)^3 + 15 \times (9.49 - 2)^2 \times 7.70 \Rightarrow I = 45830.63 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 12.52 \times 4.75^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 45830.63 \times 10^{-8}} = 0.0016 \text{ m} < f = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

$$F = 1.6 \text{ mm} < F = 9.5 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.4.10. Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **1^{er} type :**

- . **En travée :**

- . **Armatures principales :** 5HA 14/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

- . **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- . **Aux appuis**

- . **Armatures principales :** 5HA 14/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

- . **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- **2^{ème} type :**

- . **En travée**

- . **Armatures principales :** 5HA 14/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

- . **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- . **Aux appuis**

- . **Armatures principales :** 5HA 14/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

- . **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- . **Armatures transversales :**

- . Un cadre et un étrier en HA 8.

III.5. La poutre palière

III.5.1. Introduction

La structure comporte deux types de poutre palière :

- **Le 1^{er} type** : est celle du niveau RDC, c'est une poutre rectangulaire d'une longueur de : **2.95 m** (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

- **Le 2^{ème} type** : est celle des étages courants, C'est une poutre rectangulaire d'une longueur De : **2.95 m** (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

III.5.2. Pré-dimensionnement

➤ **1^{er} Type :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

➤ **Hauteur :**

$$L = 295 \text{ cm}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10}$$

$$\text{D'où : } 19.67 \leq h \leq 29.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm.}}$$

➤ **Largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$\text{D'où : } 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)[13]

-b= 25 cm > 20 cm. **Condition vérifiée.**

-h= 30 cm ≥ 20 cm. **Condition vérifiée.**

-h/b = 1.667 ≤ 4. **Condition vérifiée.**

Donc :

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes : **25 x 30 cm².**

➤ **2^{eme} Type :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- **Hauteur :**

$$L = 295 \text{ m}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10}$$

$$\text{D'où : } 19.67 \leq h \leq 29.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

- **Largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$\text{D'où : } 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)[13]

$$-b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

$$-h = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

$$-h/b = 1.667 \leq 4.$$

Condition vérifiée.

Donc :

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes : **25x30 cm²**.

III.5.3 Détermination des charges et surcharges

➤ **1^{er} Type :**

. Poids propre de la poutre palière : $G = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$.

. Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 35.09 \text{ kN/ml}$.

. Réaction au point A à l'ELS : $R_{A-ELS} = Q_s = 25.32 \text{ kN/ml}$.

➤ **2^{eme} Type :**

. Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$.

. Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 34.74 \text{ kN/ml}$.

. Réaction au point A à l'ELS : $R_{A-ELS} = Q_s = 25.04 \text{ kN/ml}$

III.5.4. Combinaisons de charges

➤ **1^{er} Type :**

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + Q_u = 1.35 \times 1.875 + 35.09 = 37.62 \text{ kN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G + Q_s = 1.875 + 25.32 = 27.20 \text{ kN/ml.}$$

➤ **2^{ème} Type :**

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35(G) + Q_u = 1.35 \times 1.875 + 34.74 = 37.27 \text{ kN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G_1 + Q_s = 1.875 + 25.04 = 26.92 \text{ kN/ml.}$$

III.5.5. Calcul à l'ELU

a- Détermination des efforts internes :

➤ **1^{er} Type :**

$$R_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{37.62 \times 2.95}{2} = 55.49 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{37.62 \times 2.95^2}{8} = 40.92 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 40.92 = 34.78 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 40.92 = -12.17 \text{ kN.m.}$

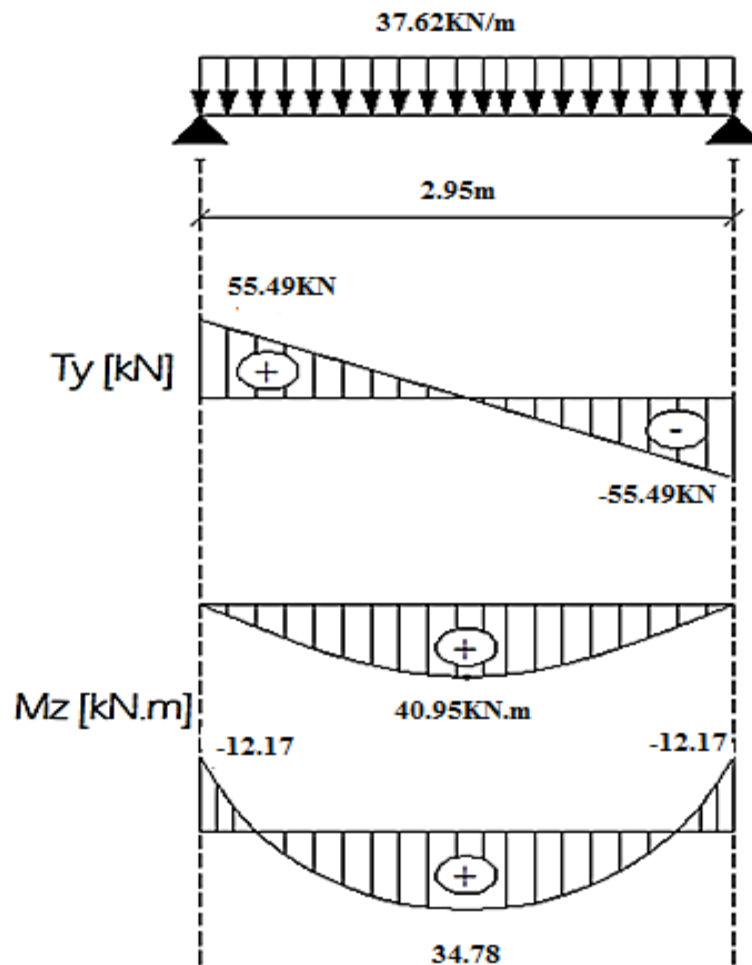


Figure III.5. 1: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 1er type.

➤ 2^{ème} Type :

$$R_A = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{37.27 \times 2.95}{2} = 54.97 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{37.27 \times 2.95^2}{8} = 40.54 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 40.54 = 34.46 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 40.54 = -12.16 \text{ kN.m.}$

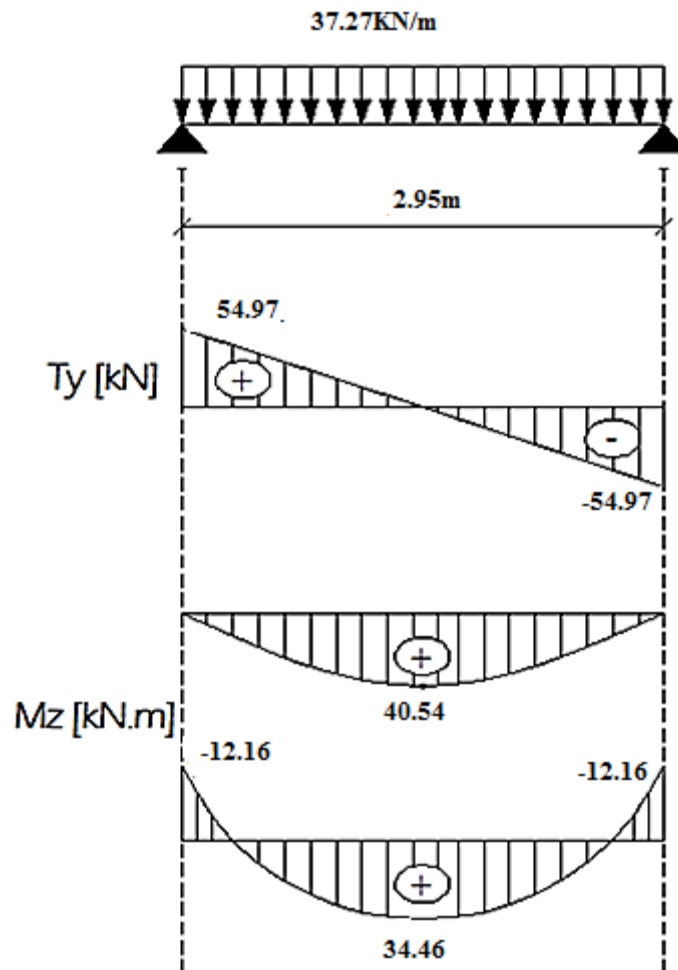


Figure III.5. 2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU pour le 2eme type.

b- Calcul des armatures :

➤ 1^{er} Type :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.78 \cdot 10^6}{250 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,124 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de : $\mu = 0.124$: $\beta = 0.934$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.78 \cdot 10^3}{0,934 \cdot 28 \cdot 348} = 3.82 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.17.10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (**S.S.A**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de : $\mu = 0.044$: $\beta = 0.978$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.17.10^3}{0,978 \cdot 28 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3HA 14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

➤ **2^{eme} Type :**- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.46.10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,124 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (**S.S.A**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de : $\mu = 0.124$: $\beta = 0.934$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.46.10^3}{0,934 \cdot 28 \cdot 348} = 3,78 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3HA 14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.16.10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (**S.S.A**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de : $\mu = 0.044$: $\beta = 0.978$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.16.10^3}{0,978 \cdot 28 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3HA 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.5.6. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.4.2.1)[14]

➤ **1^{er} Type :**

$$A_{\min} \geq 0,23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(25)(28) \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

. En travée : $A_t = 4,62 > 0,85 \text{ cm}^2$.

Condition vérifiée.

. Aux appuis : $A_a = 4,62 > 0,85 \text{ cm}^2$.

Condition vérifiée.

➤ **2^{eme} Type :**

$$A_{\min} \geq 0,23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(25)(28) \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

. En travée : $A_t = 4,62 > 0,85 \text{ cm}^2$.

Condition vérifiée.

. Aux appuis : $A_a = 4,62 > 1,00 \text{ cm}^2$.

Condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99 / Art. 5.1,211)[14]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_c28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}.$$

➤ **1^{er} Type :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{55,49.10^3}{250 \times 280} = 0,79 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} .$$

Condition vérifiée.

Donc :

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **2^{eme} Type :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{54,97.10^3}{250 \times 280} = 0,78 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Condition vérifiée.

Donc :

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99 / Art A.6.1 ,3)[14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Avec :

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

➤ 1^{er} Type :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{55.49 \cdot 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1.66 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.**Donc :**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ 2^{eme} Type :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{54.97 \cdot 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1.65 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.**Donc :**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)[14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

➤ **1^{er} Type :**

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$ (Aux appuis).

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$ (En travée).

➤ **2^{eme} Type :**

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$ (Aux appuis).

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$ (En travée).

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

➤ **1^{er} Type :**

. Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

. Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

➤ **2^{eme} Type :**

. Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

. Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

e. Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée99/ Art. 5.1, 312)[14]**

➤ **1^{er} Type :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 55.49 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1.59 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Donc :

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **2^{eme} Type :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 54.97 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,5 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Donc :

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1, 313)[14]**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{- 1^{er} Type : } \Rightarrow \frac{2 \times 55.49 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,9 \cdot 280} = 1.1 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

$$\text{- 2^{eme} Type : } \Rightarrow \frac{2 \times 54.97 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,9 \cdot 280} = 1.09 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- f. Calcul des armatures transversales pour les deux types (BAEL91 modifiée99 Art. A.7.2,2)[14]**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 , b/10 , \phi_1) = \min (0,85 ; 2,5 ; 1,4) = 0,85 \text{ cm.}$$

Donc :

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en :

$$\text{Ø8 (} A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \text{).}$$

- g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]**

- **1^{er} Type :** $S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm.}$
- **2^{eme} Type :** $S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm.}$

- h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.5.1,22)[14]**

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) ». D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

i. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)[13] :

1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1)[13]

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

➤ **1^{er} Type :**

$$. A_1 = 3HA 14 + 3HA 14 = 4,62 + 4,62 = 9.24 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_1 = 9.24 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3,75 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **2^{eme} Type :**

$$. A_2 = 3HA 14 + 3HA 14 = 4,62 + 4,62 = 9.24 \text{ cm}^2.$$

$$. 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

D'où :

$$A_2 = 9,24 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2)[13] :

▪ **Armatures transversales minimales pour les deux types :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (7,5 ; 16,8) = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

▪ **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.5.7. Calcul à l'ELS

- Détermination des efforts internes :

- 1^{er} type :

$$R_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{27.20 \times 2,95}{2} = 40.12 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{27.20 \times 2,95^2}{8} = 29.58 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

· En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 29.58 = 25.15 \text{ kN.m.}$

· Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 29.58 = -8.87 \text{ kN.m.}$

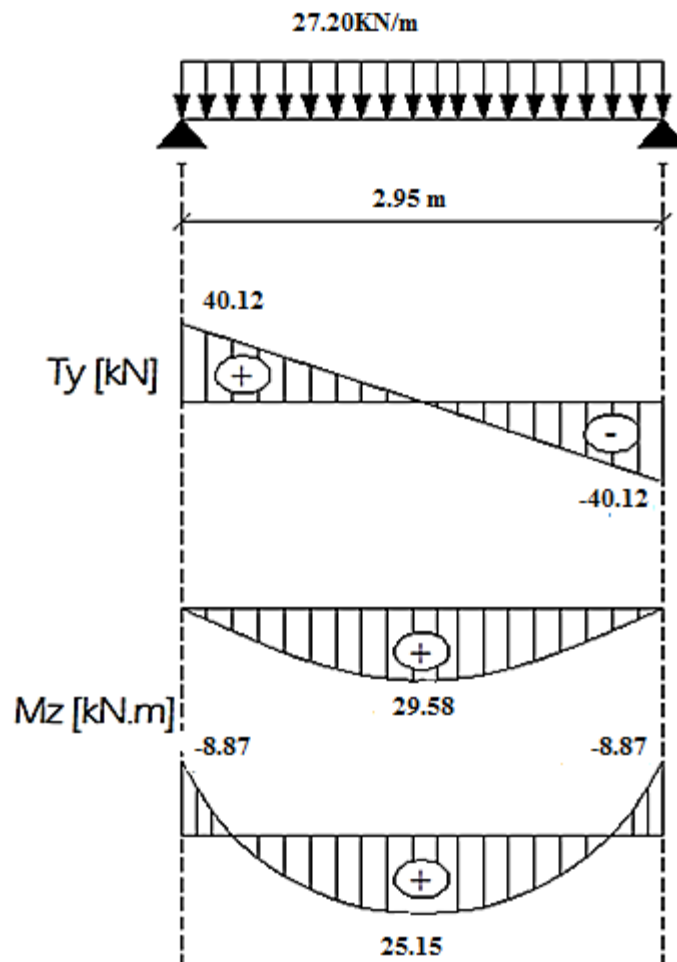


Figure III.5. 3: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 1er Type.

➤ . 2^{eme} type :

$$R_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{26.92 \times 2.95}{2} = 39.71 \text{ kN.m.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{26.92 \times 2.95^2}{8} = 28.69 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 28.69 = 24.38 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 28.69 = -8,61 \text{ kN.m.}$

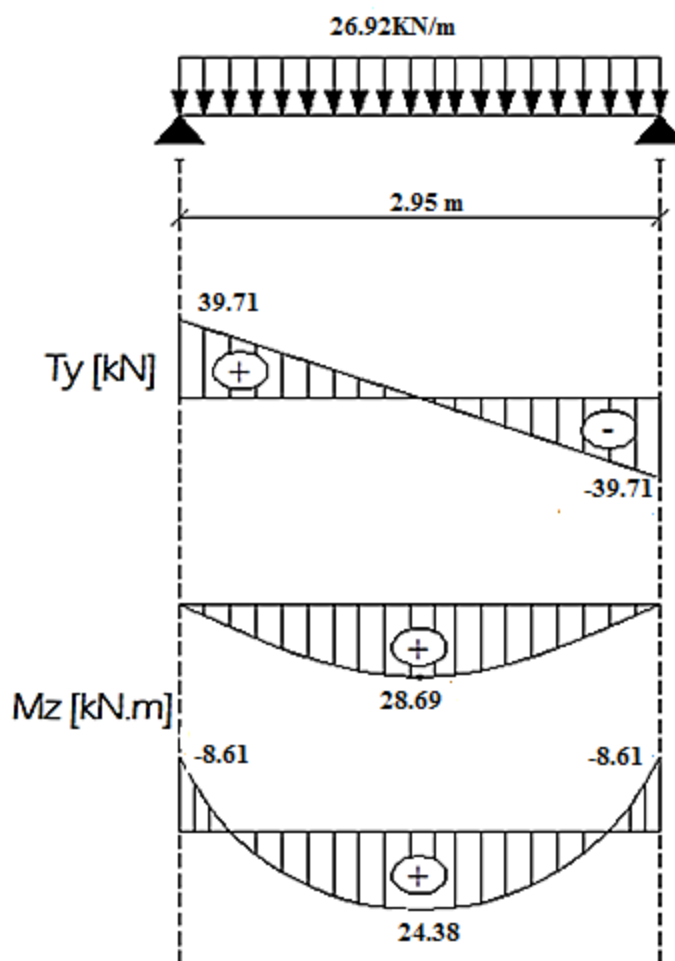


Figure III.5. 4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS pour le 2eme Type.

III.5.8. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton :

➤ 1^{er} Type :

- En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0.66.$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.66$; $\beta_1 = 0.881$; $K_1 = 27.02$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{25.15.10^6}{0.881.280 \times 4,62.10^2} = 220.68 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{220.68}{27.02} = 8,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

- Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0.66$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.66$; $\beta_1 = 0.881$; $K_1 = 27.02$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8.87.10^6}{0.881.280 \times 4,62.10^2} = 77.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{77.83}{27.02} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

➤ **2^{eme} Type :**

- **En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0.66$$

. Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.66$: $\beta_1 = 0.881$; $K_1 = 27,02$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{24.38 \cdot 10^6}{0.881 \cdot 280 \times 4,62 \cdot 10^2} = 213,93 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{213,93}{27,02} = 7,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0.66$$

. Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.66$: $\beta_1 = 0.881$: $K_1 = 27.02$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8,61 \cdot 10^6}{0.881 \cdot 280 \times 4,62 \cdot 10^2} = 75.55 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{75.55}{27.02} = 2.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifiée99)[14].

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifiée99/ Art. B.6.5,1)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

➤ 1^{er} Type :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.10 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{25.15}{10 \times 29.58} = 0.085. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

➤ 2^{eme} Type :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{24.38}{10 \times 28.69} = 0.085. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.5.9 Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **La poutre palière**

➤ **1^{er} Type :**

. **Armatures longitudinales :**

. **Armatures supérieures (Aux appuis) :** 3HA 14.

. **Armatures inférieures (En travée) :** 3HA 14.

. **Armatures transversales :**

. Un cadre et un étrier en **HA 8**.

➤ **2^{eme} Type :**

. **Armatures longitudinales :**

. **Armatures supérieures (Aux appuis) :**3HA 14.

. **Armatures inférieures (En travée) :** 3HA 14.

. **Armatures transversales :**

- Un cadre et un étrier en **HA 8**.

Remarque :

On optera pour un même plan de ferrailage pour les deux types.

III.6. Etude de la poutre de chaînage.

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.6.1. Le pré dimensionnement de la poutre

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{-La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

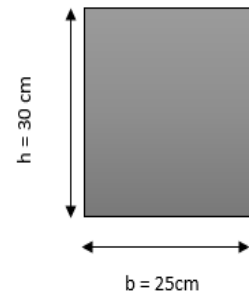
$$\text{-La largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 415 - 25 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} = 26 \leq h \leq \frac{390}{10} = 39$$



D'après le **RPA version 2003 (Art 7.5.1)** la condition ($h \geq 30$ cm) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit **$h_t = 30$ cm.**

$$-0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 < b < 21$$

D'après le **RPA version 2003 (Art 7.5.1)** la condition ($b \geq 20$ cm) doit être vérifiée.

Donc on prend une largeur qui soit **$b = 25$ cm.**

La section de notre poutre de chaînage est **(25x30) cm²**

III.6.2. Détermination des charges et surcharges

- Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre

$$0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,88 \text{ kN/ml}$$

Poids du mur (double cloison) :

$$(3,06 - 0,25) \times 2,36 = 6,63 \text{ kN/ml}$$

Poids du plancher :

$$5,50 \times \frac{0,65}{2} = 1,79 \text{ kN/ml}$$

$$G = 10,3 \text{ kN/ml}$$

- La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \cdot \frac{0,65}{2} = 0,81 \text{ kN/ml}$$

III.6.3. Combinaisons des charges

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (10,30) + 1,5(0,81) = 15,12 \text{ kN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q = 10,30 + 0,81 = 11,11 \text{ kN/ml}$$

III.6.4. Calcul à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.

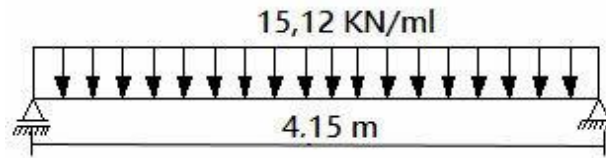


Figure III.6. 1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'E.L.U

✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{15,12 \times (4,15)^2}{8} = 32,55 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis : $M_A = M_B = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 32,55 = 9,77 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 32,55 = 27,67 \text{ kN.m}$

✓ Calcul des efforts tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{15,12 \times (4,15)}{2} = 31,37 \text{ kN}$$

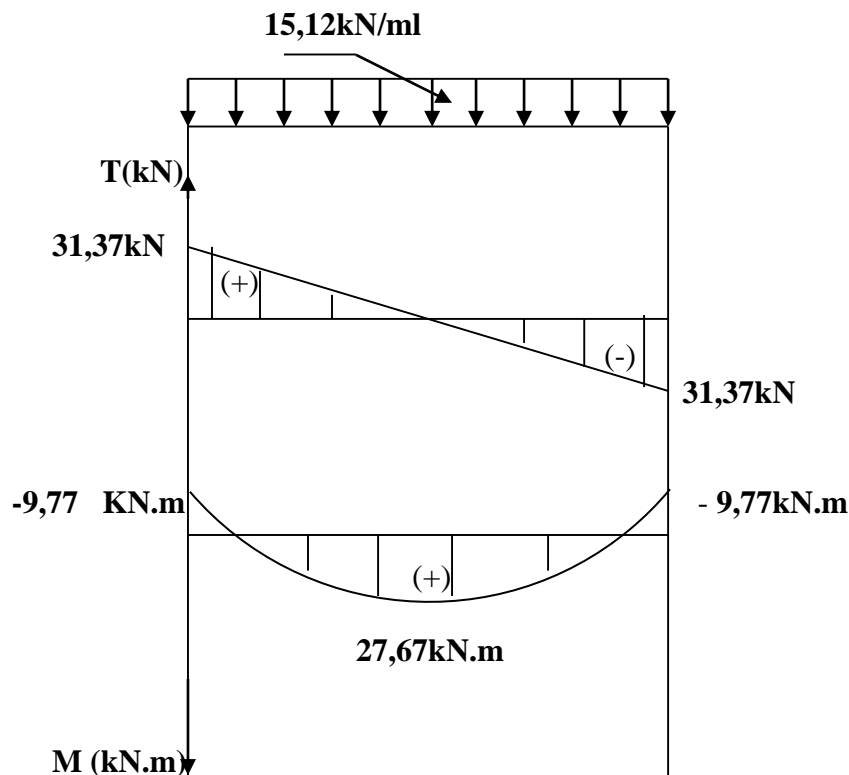


Figure III.6. 2: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.U

III.6.5 .Calcul des armatures

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27,67 \times 10^2}{25 \times (27)^2 \times 1,42} = 0,106$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27,67 \times 10^2}{0,944 \times 27 \times 34,8} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,77 \times 10^2}{25 \times (27)^2 \times 1,42} = 0,038$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,77 \times 10^2}{0,981 \times 27 \times 34,8} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39cm²**

III .6.6. Vérification a l'ELU

- a -Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2, 1) :**

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times (25) \times (27) = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 3,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_A = 1,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b -Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1. 211) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{31,37 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,464 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c -Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.5.1.313) :

• **Sur le béton :**

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,4bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$T_u \leq 0,4 \times 25 \times 27 \times \frac{2,5}{1,5} = 450 \text{ kN}$$

$$T_u = 31,37 \text{ kN} < 450 \text{ kN} \Rightarrow T < T_u$$

Condition vérifiée.

• **Sur les armatures inférieures :**

$T_u = 31,37 \text{ kN}$; $Ma = 9,77 \text{ kN.m}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{Ma}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left(31,37 + \frac{9,77 \times 10^2}{0,9 \times 27} \right) = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A_u \geq 2,06 \Rightarrow 3,38 > 2,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right)$$

$$\frac{b}{10} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm} ; \frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0,86 \text{ cm} ; \phi_l = 1 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \phi_t \leq 0,86 \text{ cm}$ On adoptera comme armatures transversales un cadre de **HA8**.

e- Espacement entre les barres :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (24,3 ; 40)$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{3,39 \times 400}{25 \times 20} = 2,71 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification selon le RPA 99, (version 2003/Art : 7-5-2.2) :

• **La zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right]$$

$$S_t \leq \min[7,5 ; 12] \text{ Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_{t,r} \geq A_{\min} = 0,003 S_t b$$

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,71 \geq A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.7. Calcul à l'E.L.S

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10,30 + 0,81 \Rightarrow q_s = 11,11 \text{ kN/ml}$$

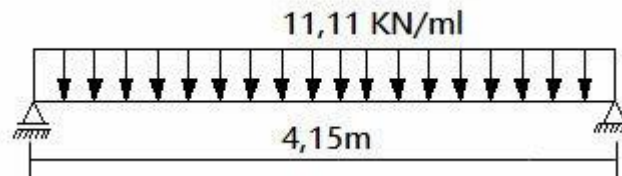


Figure III.6. 3: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'E.L.S.

✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{11,11 \times 4,15^2}{8} \Rightarrow M_0 = 23,92 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis** : $M_A = M_B = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 23,92 = 7,176 \text{ kN.m}$
- **En travée** : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 23,92 = 20,33 \text{ kN.m}$

✓ Calcul des efforts tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{11,11 \times (4,15)}{2} = 23,05 \text{ kN}$$

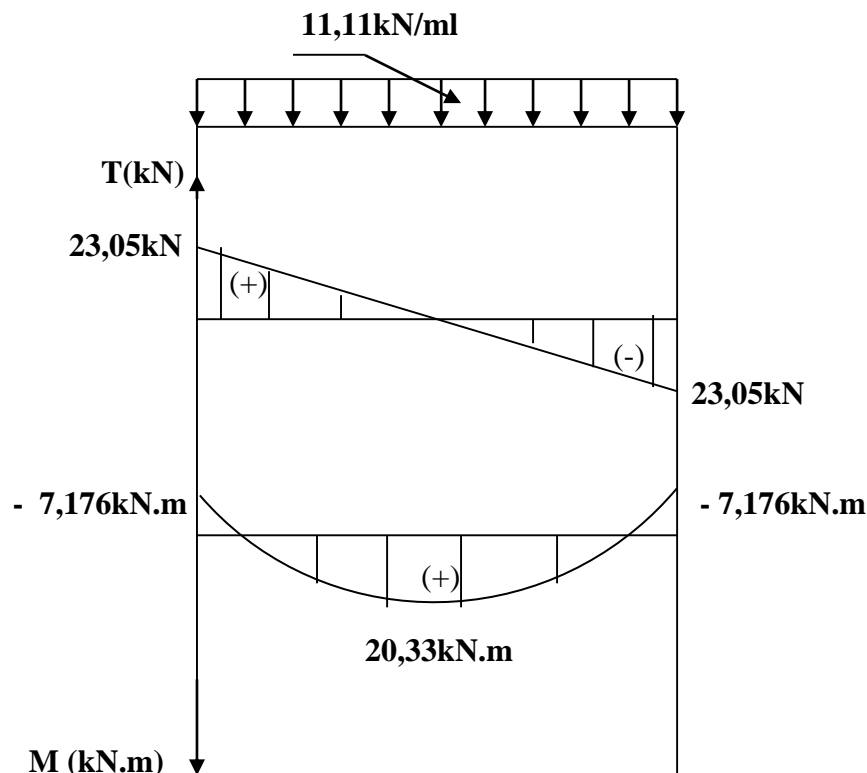


Figure III.6. 4 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S

III.6.8.Vérification à l'E.L.S

a –Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 /Art A-4-5 .3) :

Les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b – Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}, \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}, \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'E.L.S.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible à l'E.L.S.

σ_s : Contrainte dans les armatures à l'E.L.S ;

ρ_1 : Coefficient

A : section totale d'armatures dans la section du béton.

d : hauteur utile.

b : la largeur du lame du béton.

Ms : moment de flexion à l'E.L.S ;

β_1 et κ_1 : Sont des coefficients en fonction de ρ_1

- **Aux appuis :**

$$M_s = 7,176kN.m; A = 3,39cm^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \kappa_1 = 32,02 ; \beta_1 = 0,894$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{7,176 \times 10^6}{0,894 \times 270 \times 339} = 87,70 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{87,70}{32,02} = 2,73 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$M_t = 20,33kN.m; A = 3,39cm^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \kappa_1 = 32,02 ; \beta_1 = 0,894$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A} = \frac{20,33 \times 10^6}{0,894 \times 270 \times 339} = 225,72 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225,72}{32,02} = 7,05 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

FERRAILLAGE : POUTRE CHAINAGE (25X35)

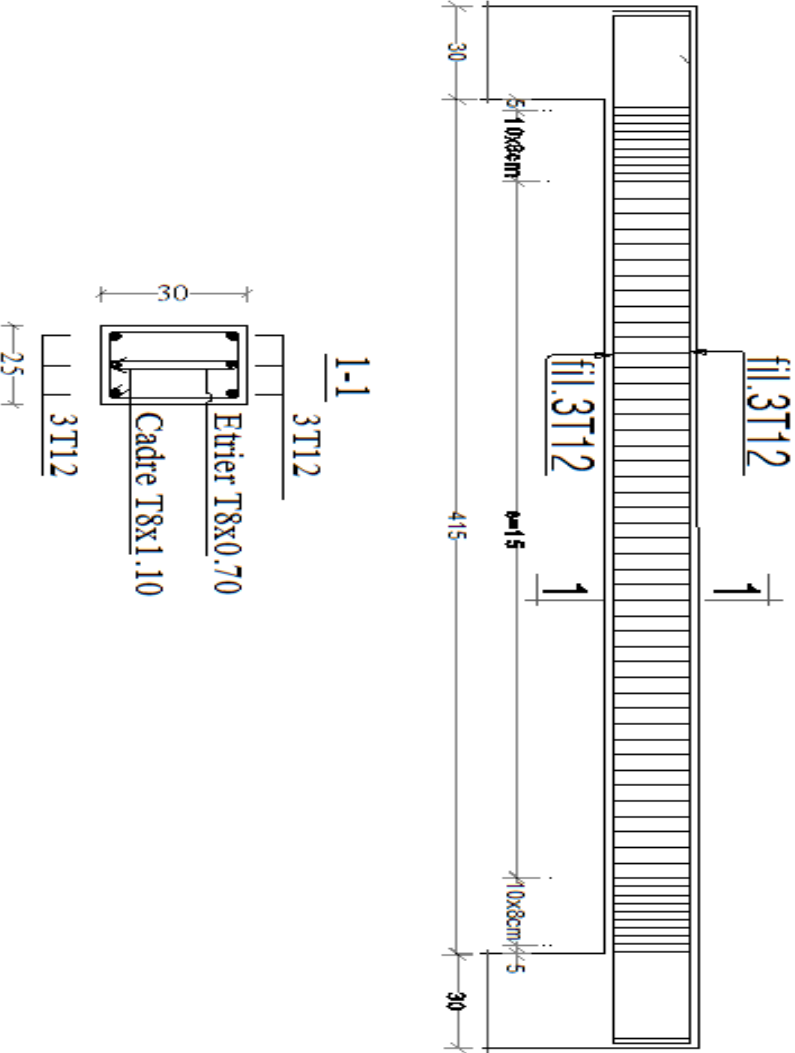


Figure III.6. 5: Plan de ferrailage de poutre de chaînage

III.7. Etude de la charpente

Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une charpente en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à ($\alpha_1= 23,12^\circ$ et $\alpha_2= 30,11^\circ$) et repose de part et d'autres sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes sablière, pannes faitière, pannes intermédiaires

III.7.1.Détermination des charges et des surcharges

➤ Charges permanentes(G)

- Poids des tuiles et des liteaux = 0,45 KN/m²

- poids des pannes et des chevrons = 0,10 KN/m²

$$\mathbf{G = 0,55 \text{ KN/m}^2}$$

➤ Charges d'exploitations(Q)

- Poids de la neige Q = 1 KN/m²

- Les efforts revenant aux pannes et aux chevrons :

Combinaison des charges :

$$\text{-ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,55) + (1,5 \times 1) = 2,243 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_u = 2,243 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{-ELS: } q_s = G + Q = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_s = 1,55 \text{ KN/ml.}}$$

III.7.2.Détermination des efforts revenants aux différents éléments

a) Efforts revenants aux pannes :

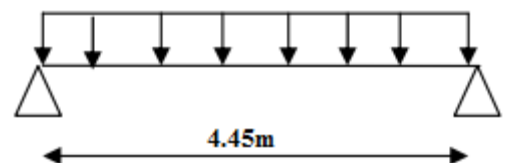
- Espacements des pannes : $1,2\text{m} \leq e_p \leq 1,8\text{m}$

On prend : $e_p = 1,50\text{m}$

- Portée des pannes : $l_p = 4,45\text{m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2,243 \times 1,50 = 3,36 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_p = 3,36 \text{ KN/ml}}$$



b) Efforts revenants aux chevrons:

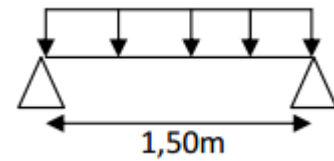
- E spacements des chevrons : $0,20\text{m} \leq e_p \leq 0,60\text{m}$

On prend : $e_p = 1,50\text{m}$

- Portée des chevrons : $L_c = 1,50\text{m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2,243 \times 0,50 = 1,122 \text{ KN/ml}$$

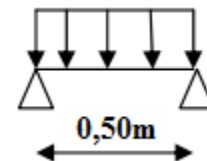
$$q_p = 1,122 \text{ KN/ml}$$

**c) Efforts revenants aux liteaux:**

- E spacements des liteaux : $e_l = 0,32\text{m}$
- Portée des liteaux : $L_l = 0,50\text{m}$

$$q_l = q_u \times e_l = 2,243 \times 0,32 = 0,718$$

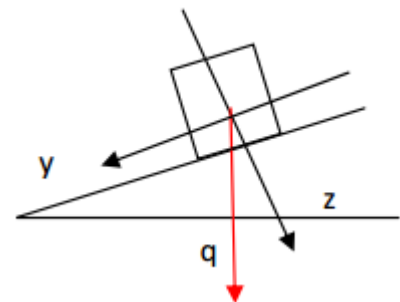
$$q_l = 0,718 \text{ KN/ml}$$

**III.7.3. Déterminations des sections****a) Calcule des pannes :**

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

$$\alpha = 30,11^\circ \quad \text{donc :} \quad \cos 30,11^\circ = 0,865$$

$$\text{et} \quad \sin 30,11^\circ = 0,501$$



Suivant l'axe (x, x) : $q_{px} = q_p \sin \alpha = 3,36 \times 0,501 = 1,68 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y, y) : $q_{py} = q_p \cos \alpha = 3,36 \times 0,865 = 2,91 \text{ KN/ml}$

b) Dimensionnement des pannes :

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans $1,00\text{m}^2$, nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections sont

Respectivement $(15 \times 22,50) \text{ cm}^2$ et $(5,50 \times 7,50) \text{ cm}^2$

$$\text{Donc :} \quad \frac{22,5}{15} = 1,5 < 5$$

- Vérification des contraintes admissible de bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{v}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{6}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(15) \times (22,5)^2}{6} = 1265,625 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{6}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{(22,5) \times (15)^2}{6} = 843,75 \text{ cm}^3$$

- **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_{py} \times \frac{l^2}{8} = 2,91 \times \frac{(4,45)^2}{8} = 7,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{px} \times \frac{l^2}{8} = 1,68 \times \frac{(4,45)^2}{8} = 4,15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{7,20 \times 10^4}{1265,625} + \frac{4,15 \times 10^4}{843,75} = 106,07 \text{ dan/cm}^2$$

➤ Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962 CB71)**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{445}{200} = 2,23 \text{ cm}$$

Avec :

- L : la portée de la panne

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 106,07 \times 445^2}{48 \times 131080,13 \times 11,25} = 1,48 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

III.7.4. Calcul des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_c ; Le chevron est considéré comme une poutre continue appuyée sur plusieurs appuis, la section de chevron est de $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$.

En tenant compte de la continuité des appuis :

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,6M_0$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0,8M_0$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q_c \times (L_c)^2}{8} = \frac{1,122 \times (1,50)^2}{8} = 0,316 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,6 \times 0,316 = 0,190 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,8 \times 0,316 = 0,253 \text{ KN.m}$$

• **Module de résistance :**

$$W = \frac{I}{V} = \frac{b h^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$$

Pour le choix des chevrons on doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

- **En travée :**

$$\sigma_{ft} = \frac{0,190 \times 10^4}{\frac{5,5 \times 7,5^2}{6}} = 36,84 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{fa} = \frac{0,253 \times 10^4}{\frac{5,5 \times 7,5^2}{6}} = 49,07 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{fa} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{Lc}{200} = \frac{150}{200} = 0,75 \text{ cm}$$

L_c : La portée de chevron.

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f = 131080,13 \text{ dan/cm}^2$, Est calculé déjà.

- En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 36,84 \times 150^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = 0,176 \text{ cm.}$$

- Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 49,07 \times 150^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = 0,240 \text{ cm.}$$

$f_t < \bar{f}$Condition vérifiée.

$f_a < \bar{f}$Condition vérifiée.

III.7.5. Calcul des liteaux

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes.

En prend pour la section des liteaux $(3 \times 4) \text{ cm}^2$.

La section : $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 0,718 \times \cos 30,11 = 0,621 \text{ KN/ml.}$$

La section : $q_x = q_p \times \sin \alpha$

$$q_x = 0,718 \times \sin 30,11 = 0,360 \text{ KN/ml.}$$

- Vérification des contraintes admissible de bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{6}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(3) \times (4)^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{6}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{(4) \times (3)^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

- **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 0,621 \times \frac{(0,5)^2}{8} = 0,020 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 0,360 \times \frac{(0,5)^2}{8} = 0,0113 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{0,020 \times 10^4}{8} + \frac{0,0113 \times 10^4}{6} = 43,83 \text{ dan/cm}^2.$$

➤ **Le bois utilisé est de catégorie I avec :**

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 43,83 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times 2} = 0,044 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.7.6. Assemblage de la charpente

En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes :

$$D = \begin{cases} a/7, & \text{si le bois est sapin.} \\ a/9, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ a/11, & \text{si le bois est dur (chêne)} \end{cases}$$

Avec : D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mine.

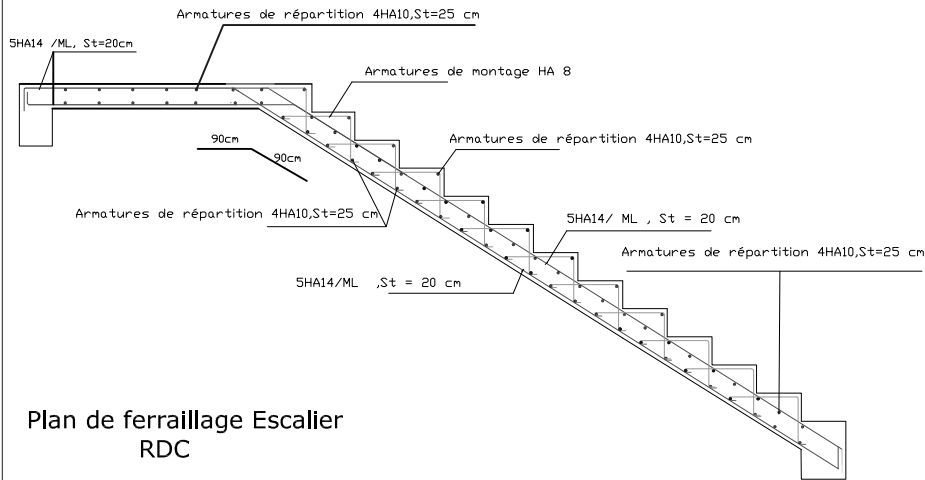
Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$D = a/7$$

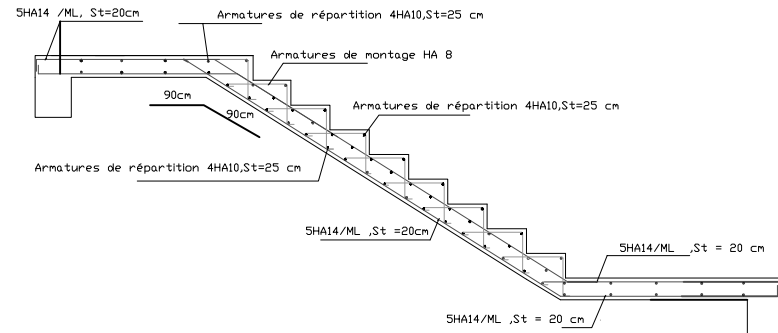
Remarque :

- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.
- Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

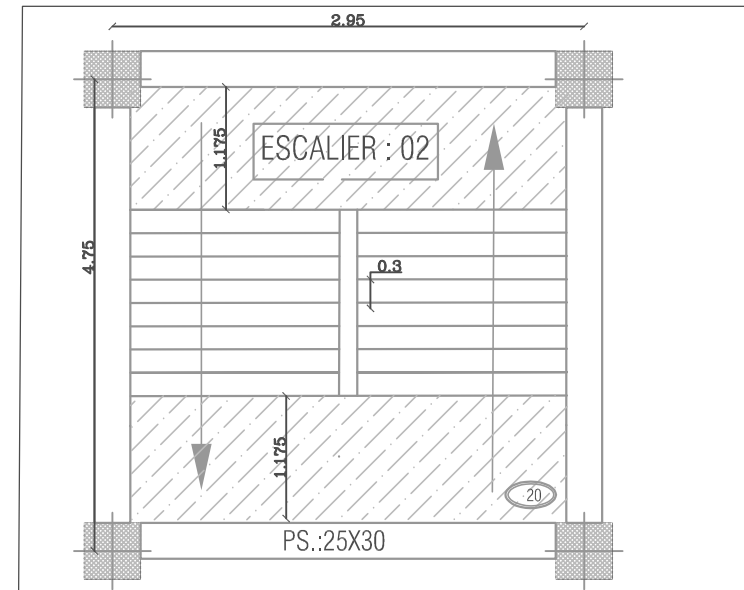
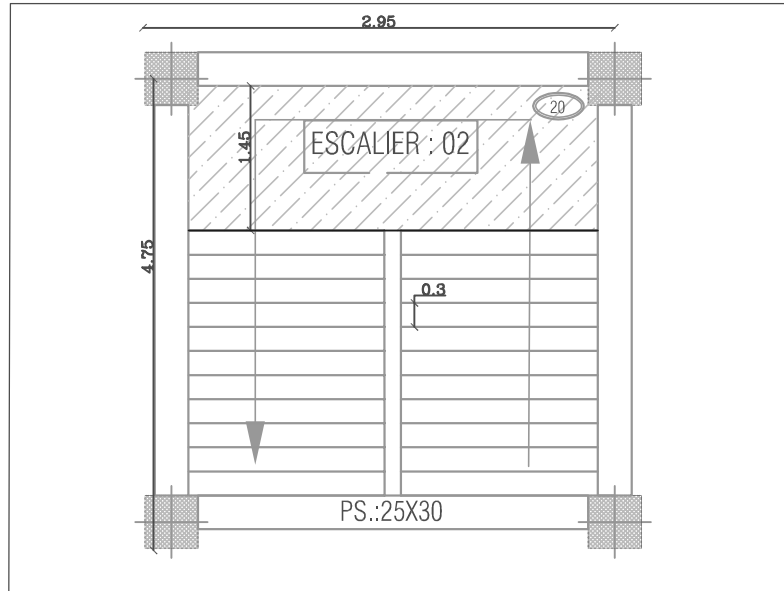
L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.



Plan de ferrailage Escalier
RDC



Plan de ferrailage Escalier
des etages courantes .



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr DJEDID Mohand ouidir
Mr HANOUTI Moussa

TITRE :
FERRAILAGE DES ESCALIER

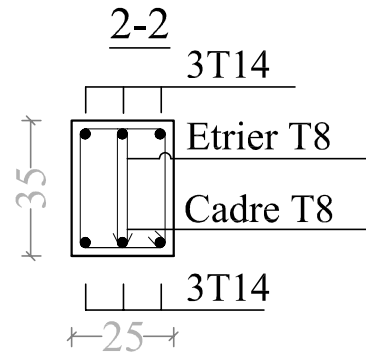
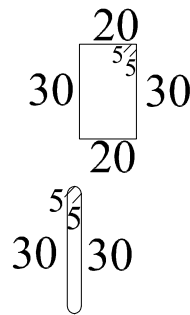
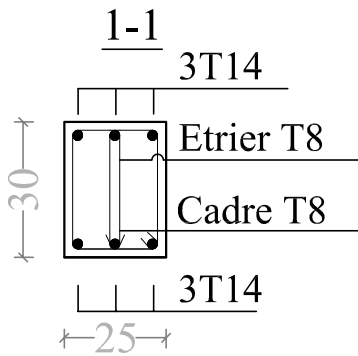
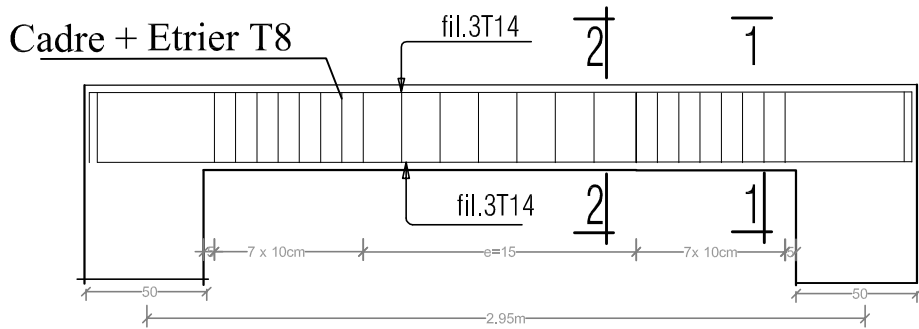
DIRIGE PAR :
Mme : CHERIFI F

PROMOTION 2020/2021

PLANCHÉ N°

ECHELLE

FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X35)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr DJEDID Mohand ouidir

Mr HANOUTI Moussa

DIRIGE PAR :

Mme : CHERIFI .F

PROMOTION 2020/2021

PROMOTION 2010/2011

TITRE :

FERRAILLAGE POUTRE PALIERE

PLANCHE N°

ECHELLE

Chapitre IV

Modélisation et présentation du logiciel ETABS

IV PRESENTATION DE L'ETABS

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qu'est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF)

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

Concept

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution .cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la(MEF).

Description d'ETABS

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

✓ Rappel :(terminologie):

- ❖ Grid line : ligne de grille.
- ❖ Joints : nœuds.
- ❖ Frame : portique (cadre).
- ❖ Column : poteau.
- ❖ Beam : poutre.
- ❖ Shell : voile.
- ❖ Elément : élément.
- ❖ Restreints : degrés de liberté(D.D.L).
- ❖ Loads : charges.
- ❖ Uniformed Loads : point d'application de la charge.
- ❖ Define : définir.
- ❖ Materials : matériaux.
- ❖ Concrete : béton.
- ❖ Steel : acier.
- ❖ Frame section : coffrage.
- ❖ Height : hauteur.
- ❖ Width : largeur.
- ❖ Depth : profondeur.
- ❖ Weight : poids.
- ❖ Show : Afficher, montrer.
- ❖ Hide : masquer.
- ❖ Add : ajouter.
- ❖ Delete : supprimer.

Manuel d'installation et d'utilisation

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

Dossier ETABS → **ETABSV9.6.0** → **Setup (double clique)** → **Db clique**

Et pour l'activation :

Dossier ETABS → **Dossier crack** → **sélectionner les deux fichiers (copier)**

Allez sur le bureau → **ETABS**  **BD** → **propriétés**

Emplacement des fichiers → **BD** → **coller.**

➤ **NB** : copier et remplacer deux fois.

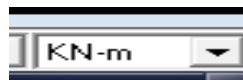
Les étapes de modélisation

➤ Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

✓ Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

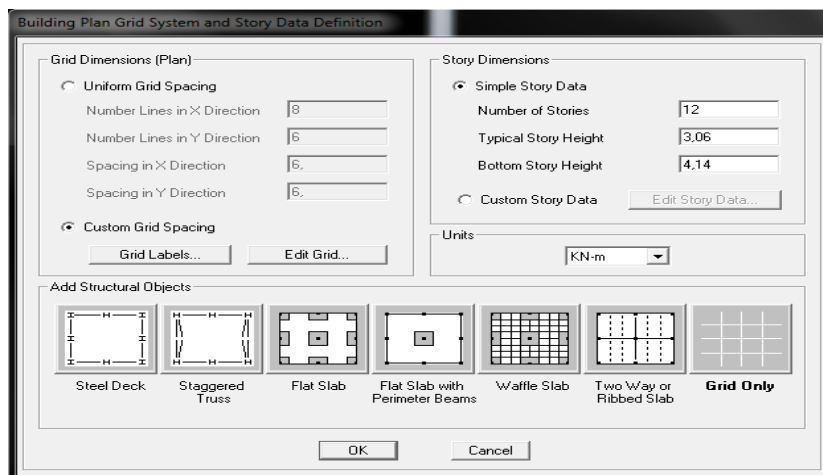


✓ Géométrie de base

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

File → **new model** → **No**

Une fenêtre s'affichera :



Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

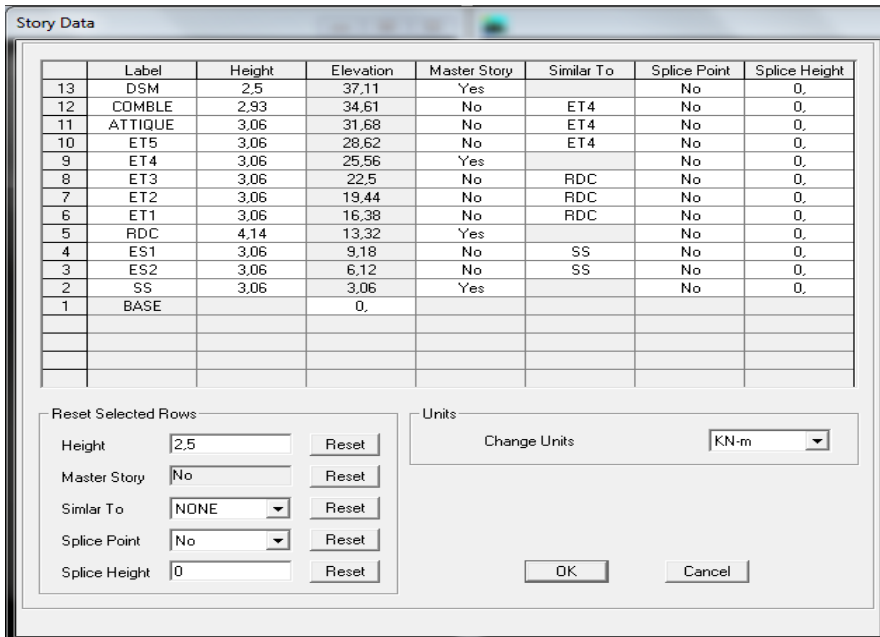
➤ **Pour la longueur des travées :**

Custom Grid Spacing, et on remplit les tableaux comme suit :



Custom Data, et

le tableau comme suit :

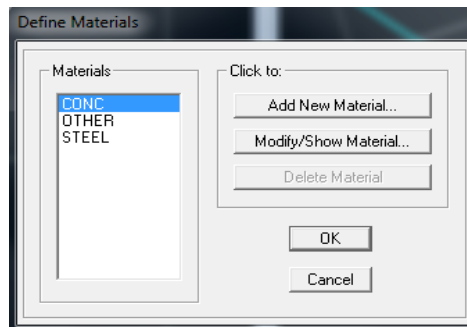


➤
 ➤ **Pour la longueur des travées :**
Story
 on remplit

➤ **Etape 2:**

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define → **Material Properties** → **Conc**



→ **Modify/Show Material**

Et on le remplit comme suit:

➤ **Etape 3 :**

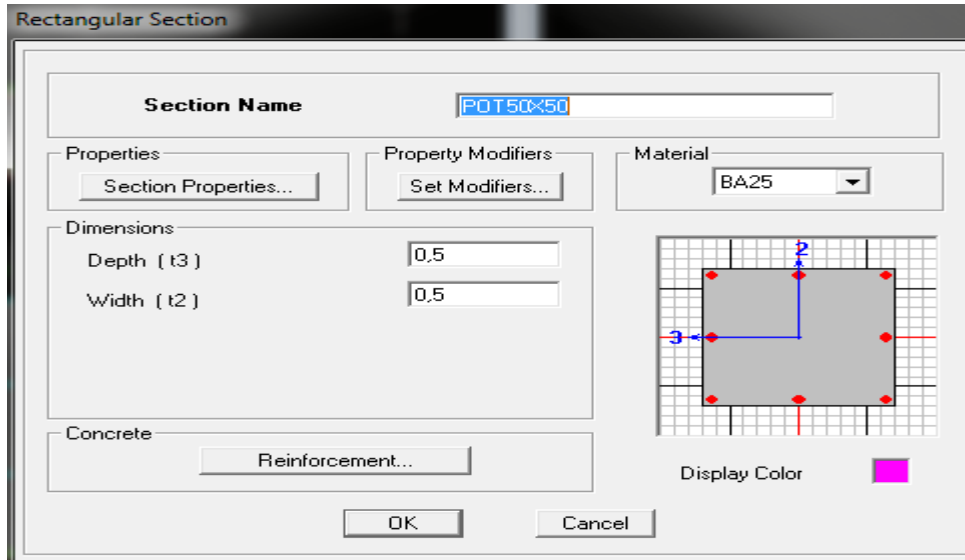
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles, ...), et les affecte dans la structure

1. propriétés géométriques des éléments

✓ poteaux :

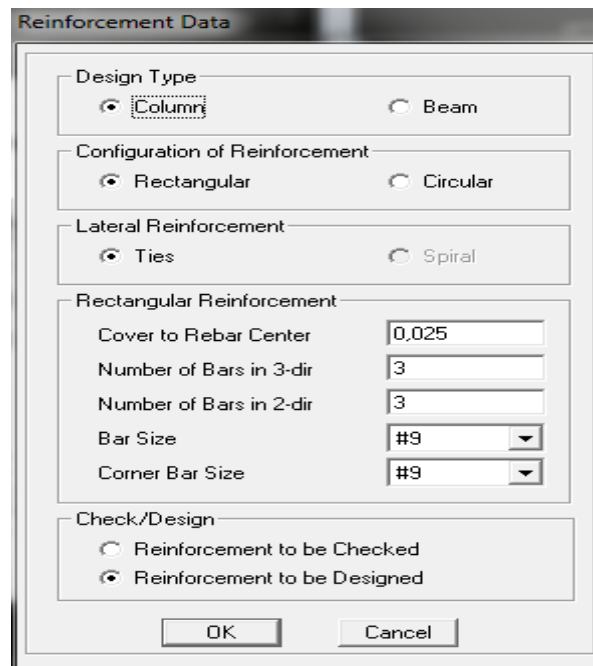
Define → Frame Sections → Add Rectangular

Et on remplit comme il est montre dans la fenetre ci desous



→ Reinforcement Data

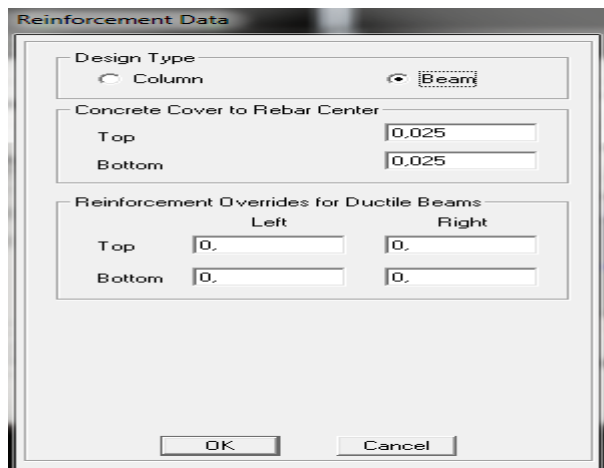
et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-desous



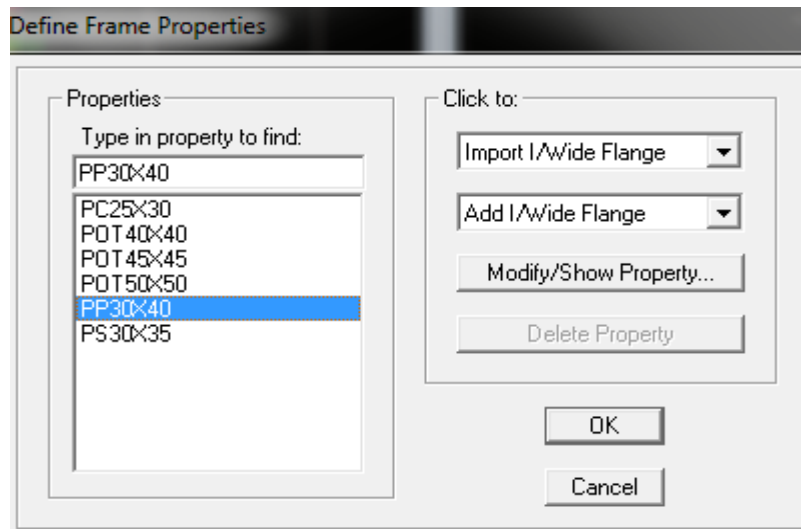
→ OK → OK

✓ Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**



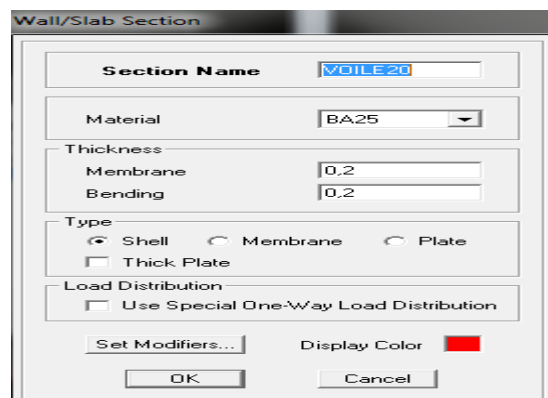
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



✓ Voiles :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Wall

Et on la remplit comme il est montré :



✓ **Volée :**

On suit les mêmes étapes que pour les voiles.

✓ **Loggias:**

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Et on la remplit comme il est montré :

✓ **Palier de repos et la salle machine :**

On suit les mêmes étapes que pour les loggias.

✓ **Éléments corps creux :**

Pour les corps creux, nous avons choisis le **MAT1**, qu'est un panneau virtuel (qui n'a ni matériau ni épaisseur), et son rôle est de répartir les charges et les surcharges sur les éléments porteurs.

D'abord on définit les propriétés du matériau utilisé :

Define → **Material Properties** → **Add New material**

Material Name	OTHER
Mass per unit Volume	0
Weight per unit Volume	0

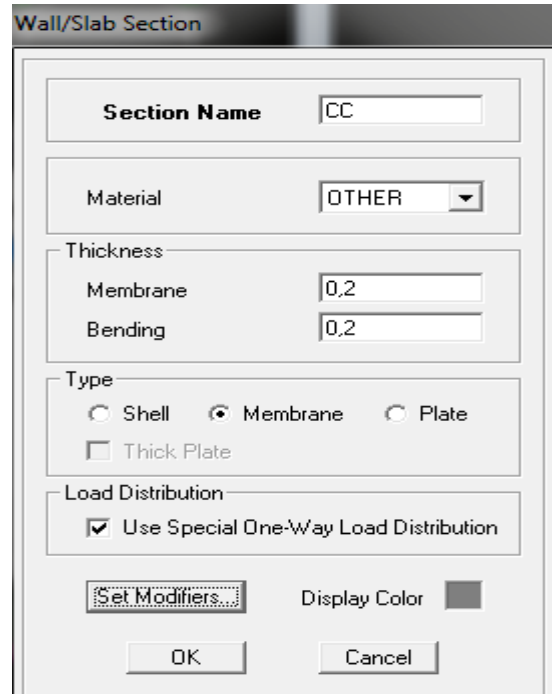
Ensuite on définit ses propriétés :

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :

Pour affecter les précédents dans la étapes ci-après :

On clique sur



2. L'affectation des éléments dans la structure

éléments structure on suit les

✓ **Poteaux**

l'icône



Property	POT50x50
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

Properties of Object → **property**

On choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

✓ **Poutres**.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

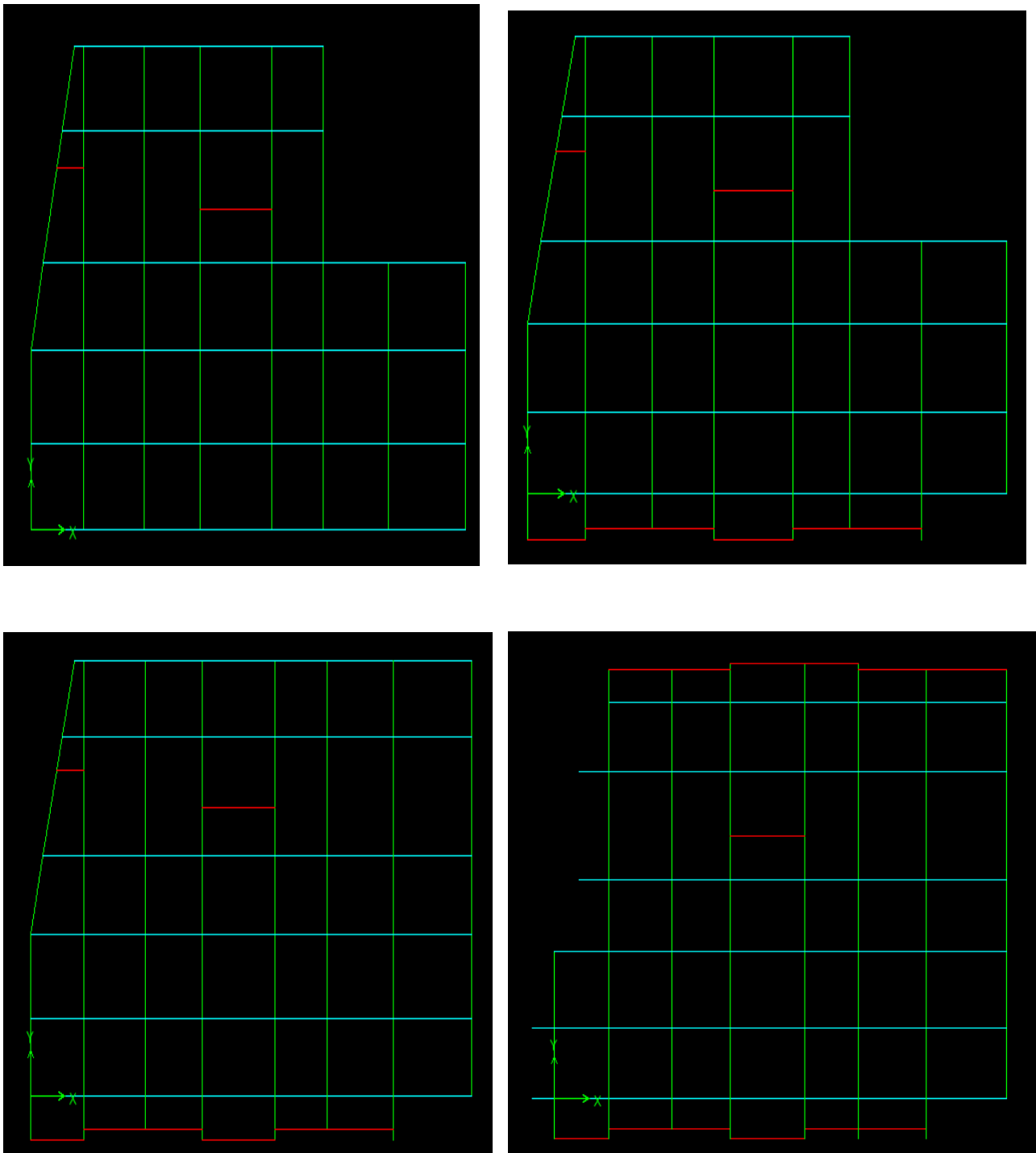


Figure IV. 1: disposition des poutres

✓ Voile.....

Qui seront disposés comme suit :

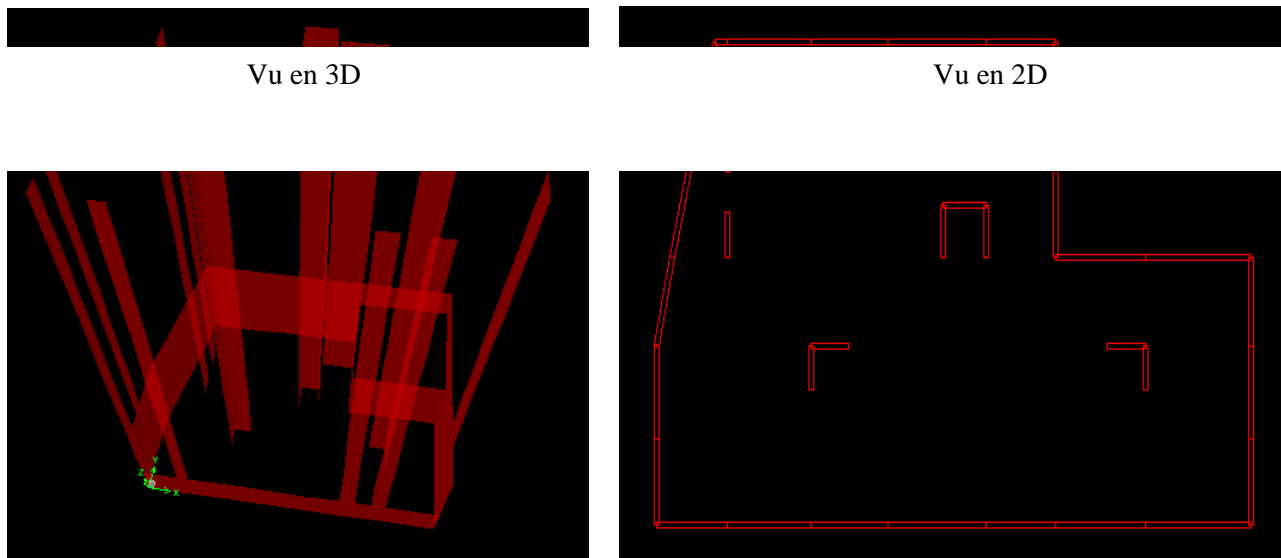


Figure IV. 2: disposition des voiles

Remarque :

Dans notre structure on à 3 type différents des voiles.

- Les voiles de contreventement (dans tous les étages).
- Voile boite rigide au niveau du sous-sol.
- Voile périphérique qui fait partie dans la modélisation dans les deux étages (entre sol 1 et entre sol 2).

✓ salle machine, Dalle pleine.

✓ lier de repos et volée.....



Et il seront affectés comme suit

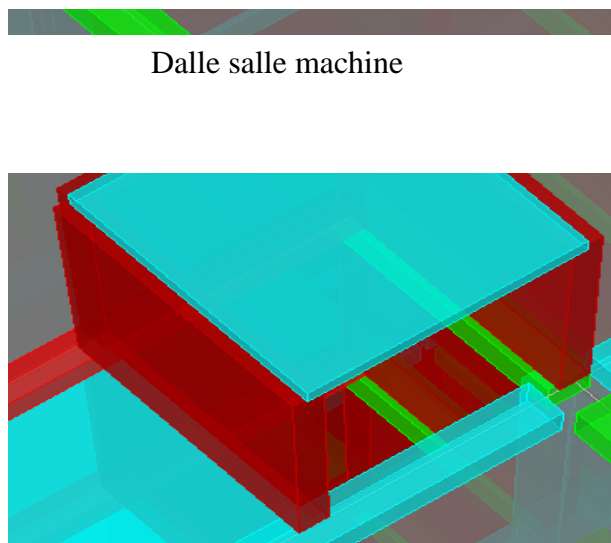
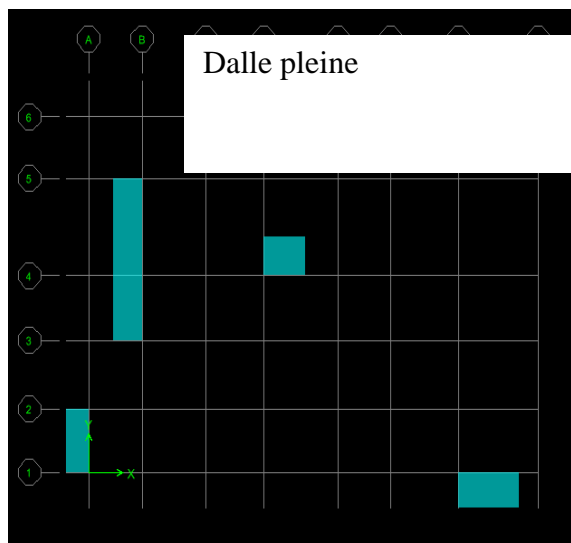


Figure IV. 3: Dalle pleine, Salle machine

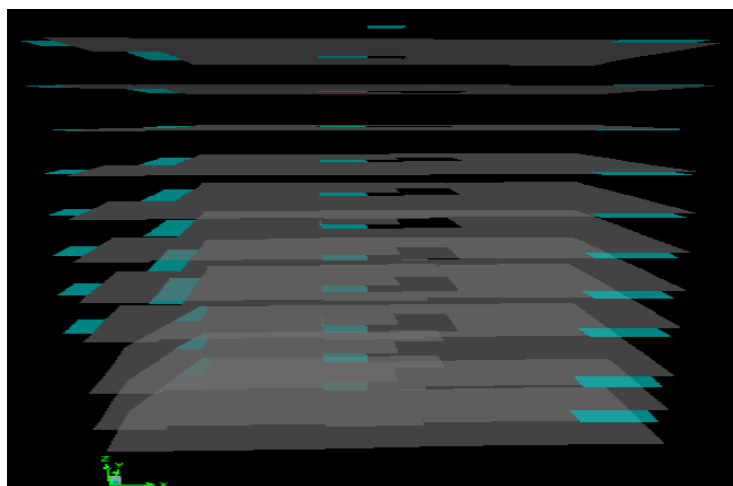


Figure IV. 4: Bardage

✓ Bardage.....



Et on aura notre structure comme montré ci-dessous.

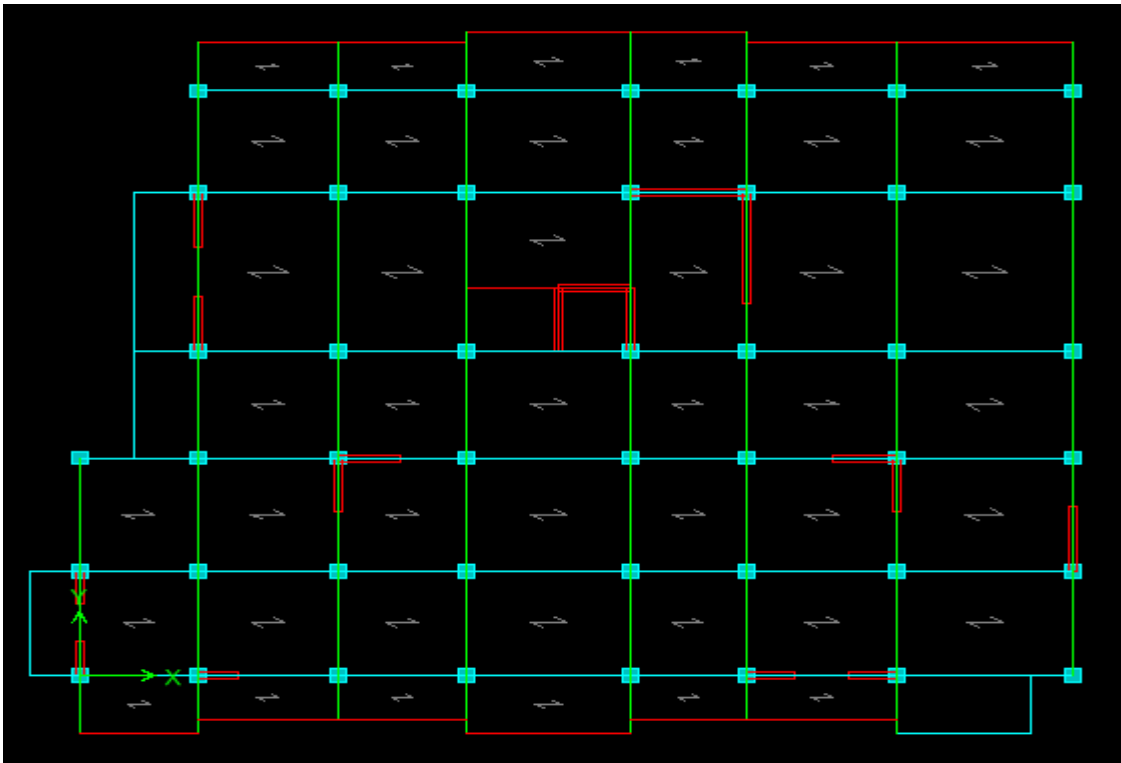


Figure IV. 5: Vu en plan de la structure

➤ **Etape 4 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .

- Données à introduire dans le logiciel

✓ **Zone sismique:**

Zone IIa (Zone de sismicité élevé, du RPA 2003 Art 3.1)

✓ **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

✓ **coefficientde comportement R :**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

R = 5 (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

✓ **Remplissage :**

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) : **10%**

✓ **Site :**

Site : **S3 site meuble**

✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

- _ la redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

- _ la régularité en plan,

La structure est classée non régulière en plan

- _ la régularité et en élévation,

La structure est classée non régulière en élévation

- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

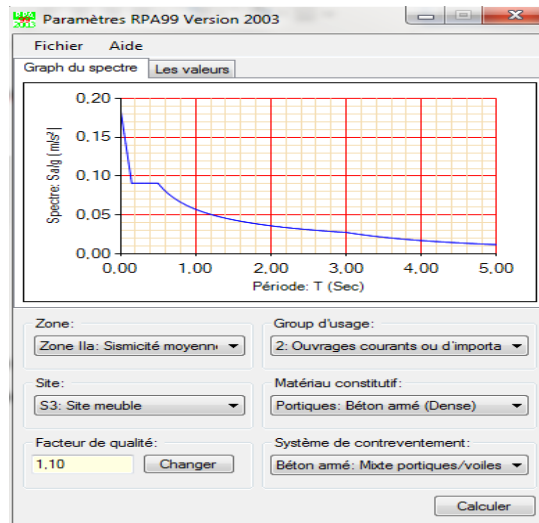
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,00
		Q= 1,10

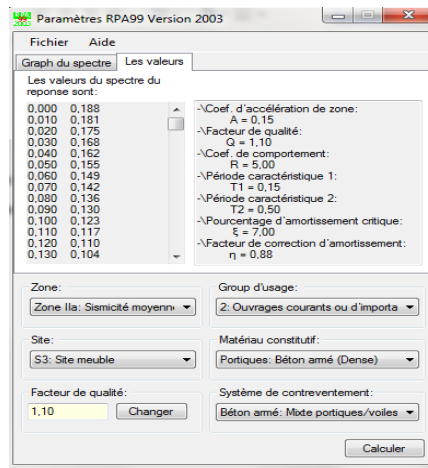
Tableau IV. 1 : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q=1,10**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

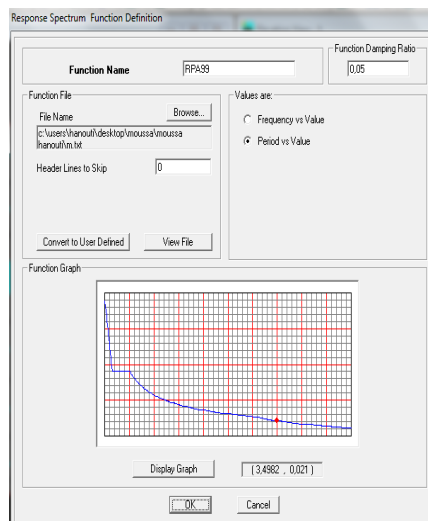


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



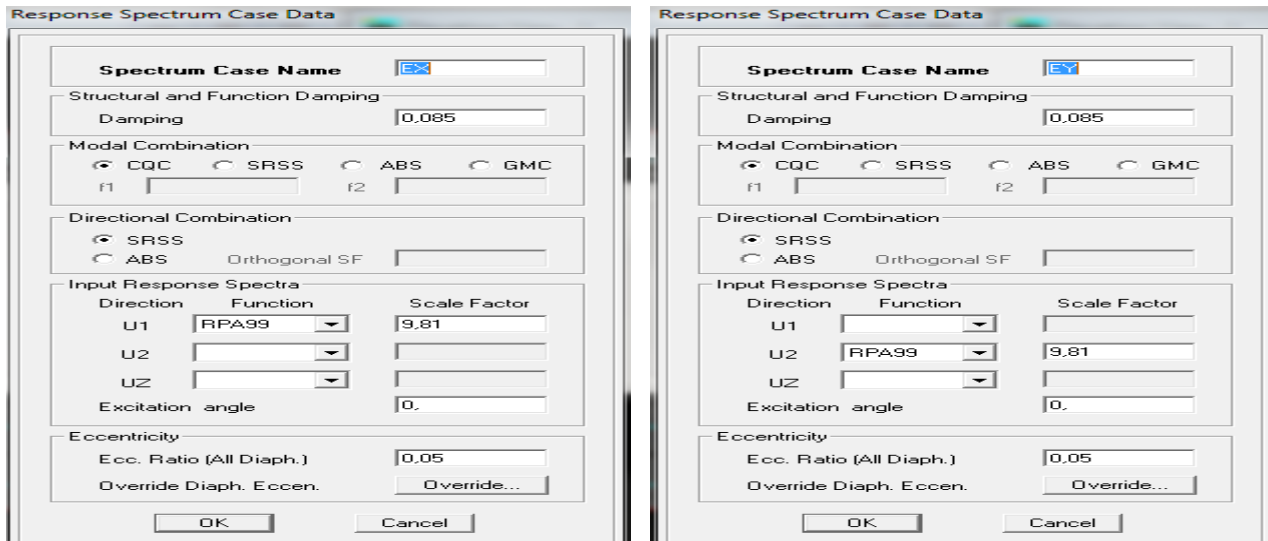
➤ **Etape 5 :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define —→ **Response Spectrum Cases** —→ **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

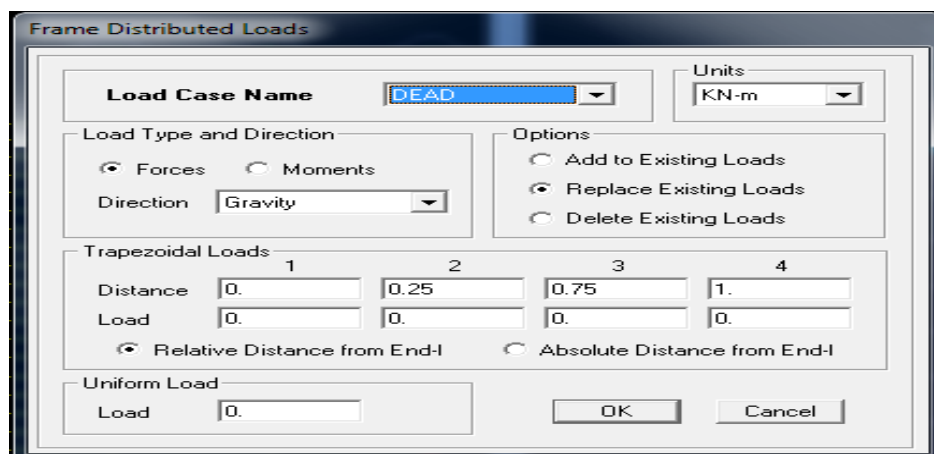


➤ **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques

On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign —→ **Sell/areas load** —→ **Uniform.**



➤ **Etape 7 :**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{cases}$$

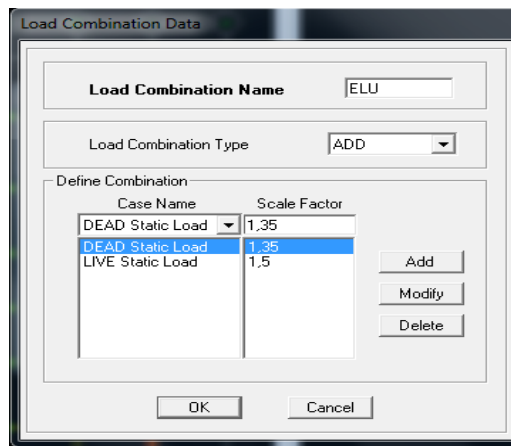
▪ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

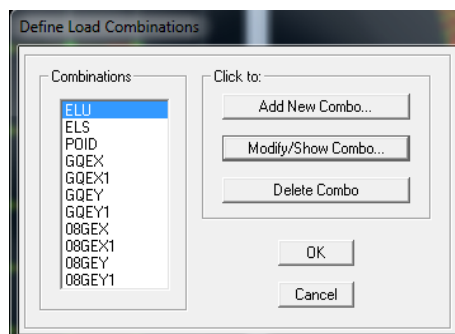
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define —→ **Loads Combinaisons** —→ **Add New Combo.**

❖ Exemple :ELU on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

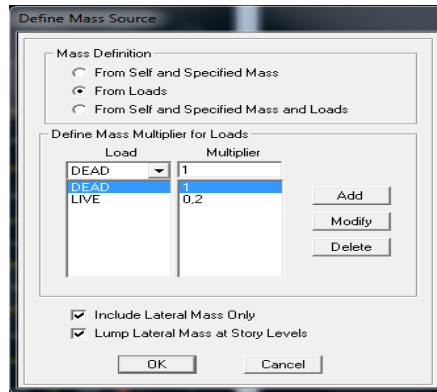


➤ **Etape 8 :**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**

➤ **Etape 9 :**

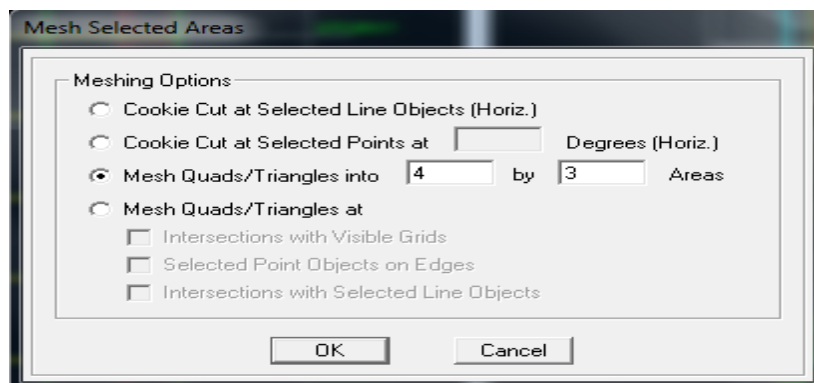
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

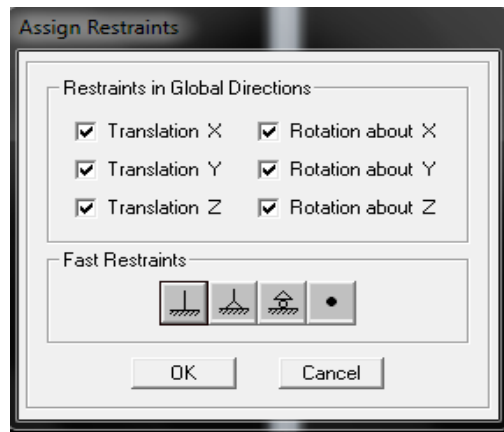
Sélectionnez tout les voiles et les loggias

Edit → **Mesh Areas**

Une fenêtre s'affichera et elle sera rempli comme suit

➤ **Etape 10 :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la fenêtre ci-après s'affichera :



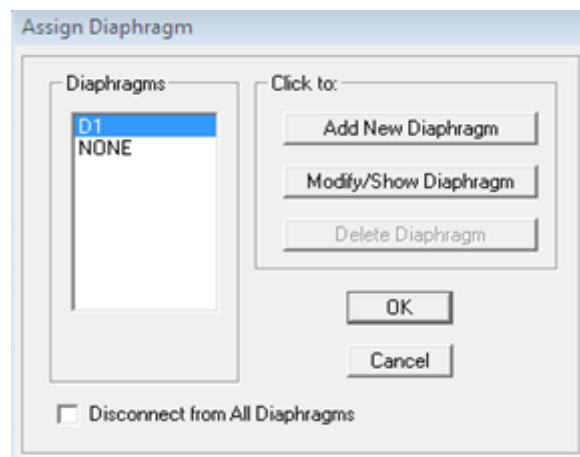
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

➤ **Etape 11 :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Assign → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**



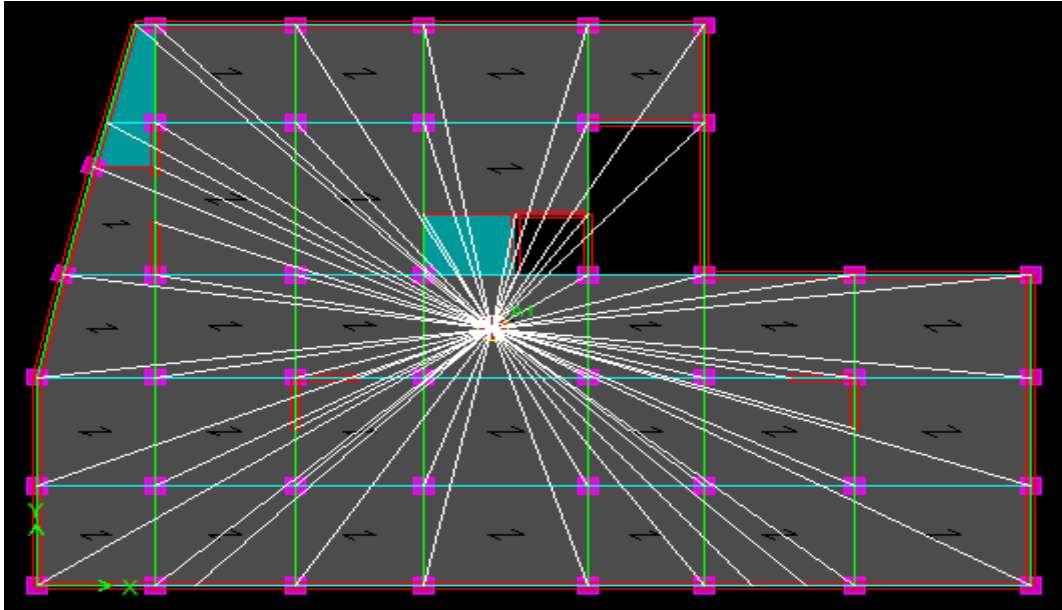


Figure IV. 6: Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

➤ **Etape 12:**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze ———→ **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

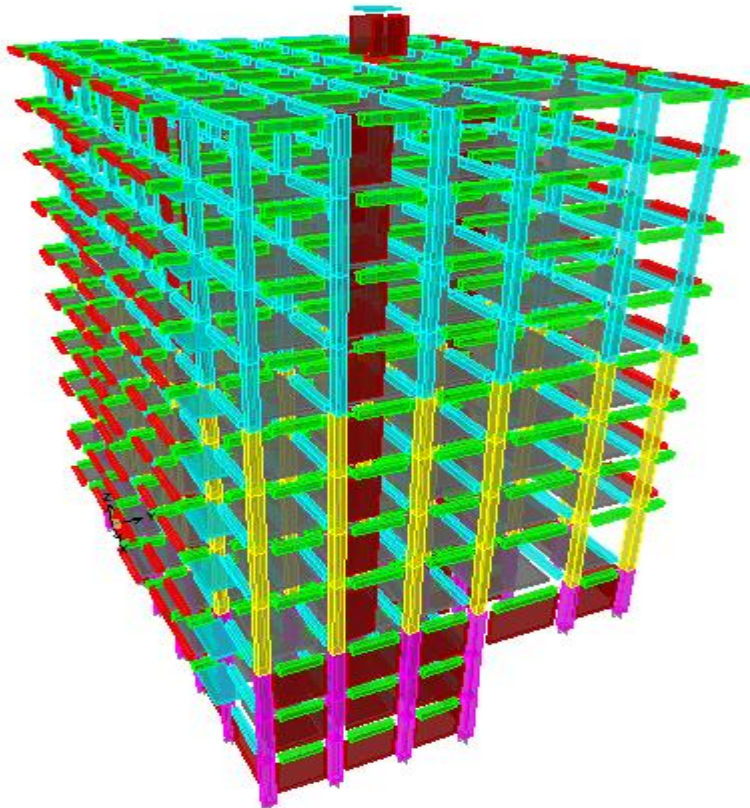


Figure IV. 7: modèle finale de la structure.

Chapitre V

Vérification des exigences RPA

V. VERIFICATIONS RPA.

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Justifications du système de contreventement
- ✓ Vérification des déplacements relatifs
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)
- ✓ Spécifications pour les poteaux.

V.1- Vérification de la période empirique

➤ Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (37,11)^{3/4} = 0,75 \text{ s}$$

➤ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,975 \text{ s}$$

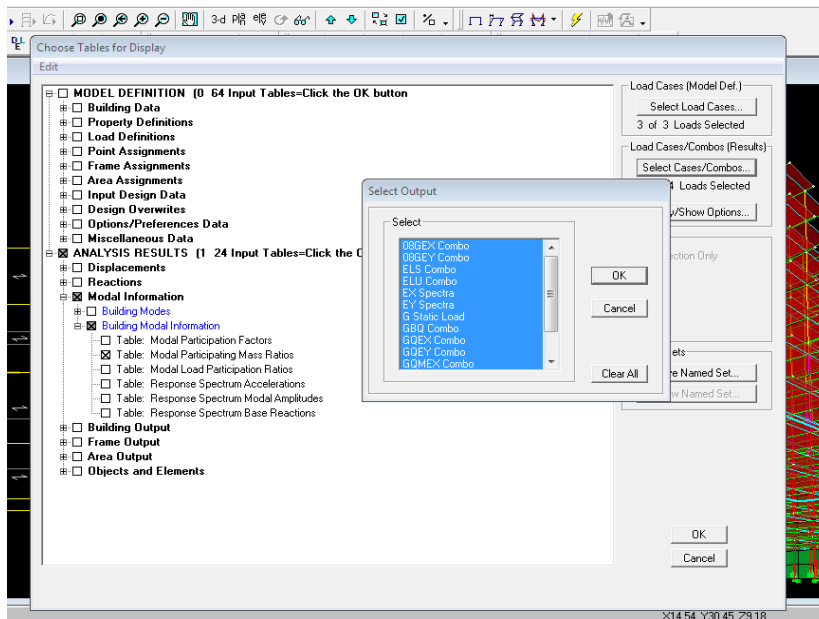
➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**
 → **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,790095	56,0382	0,3456	0,0000	56,0382	0,3456	2,0349
2	0,650570	0,3674	57,3379	0,0000	56,4056	57,6835	0,0555
3	0,622031	1,7078	0,0420	0,0000	58,1134	57,7255	54,6612
4	0,222340	9,8286	0,1278	0,0000	67,9421	57,8533	1,0890
5	0,179009	0,0086	10,5385	0,0000	67,9506	68,3918	1,5333
6	0,165507	1,8463	1,6759	0,0000	69,7969	70,0677	8,2076
7	0,107627	4,3198	0,0292	0,0000	74,1168	70,0969	1,1259
8	0,086533	0,0000	5,6076	0,0000	74,1168	75,7045	1,1156
9	0,077026	1,6220	1,1914	0,0000	75,7388	76,8959	1,9291
10	0,066433	4,5246	0,0003	0,0000	80,2634	76,8962	2,1254
11	0,054977	0,1866	7,9561	0,0000	80,4500	84,8523	1,3426
12	0,049506	6,7998	0,3615	0,0000	87,2498	85,2137	0,0768
13	0,046815	0,2081	1,7951	0,0000	87,4579	87,0088	2,6777
14	0,041613	0,4486	7,3112	0,0000	87,9066	94,3200	0,5502
15	0,038678	2,7467	0,7202	0,0000	90,6532	95,0401	0,1002
16	0,033914	1,0116	0,5074	0,0000	91,6649	95,5475	3,2680
17	0,031405	0,1338	0,9371	0,0000	91,7986	96,4847	0,0109
18	0,031150	0,0010	0,1051	0,0000	91,7996	96,5897	1,2140

Ensuite, on relève la valeur de la période du premier mode

Mode	Period
1	0,790095

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0,75$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,975$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,790$ s.

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$ → **La période est vérifiée.**

V.2- Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Détermination de la participation de la masse modale**

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display —————> **show tables**

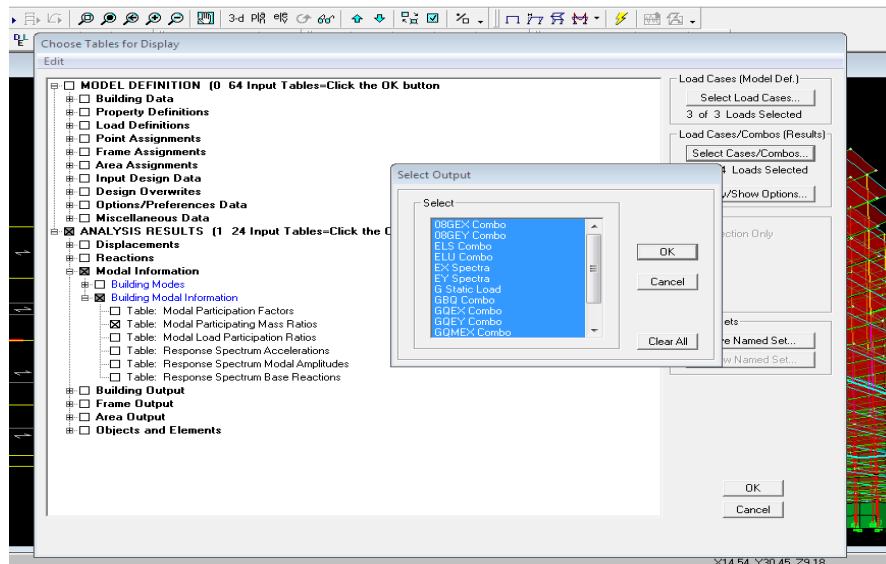
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **modal information** —————> **Building Modal Information**

—————> **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos



Puis on clique : **OK** —————> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,790095	56,0382	0,3456	0,0000	56,0382	0,3456	2,0349
2	0,650570	0,3674	57,3379	0,0000	56,4056	57,6835	0,0555
3	0,622031	1,7078	0,0420	0,0000	58,1134	57,7255	54,6612
4	0,222340	9,8286	0,1278	0,0000	67,9421	57,8533	1,0890
5	0,179009	0,0086	10,5385	0,0000	67,9506	68,3918	1,5333
6	0,165507	1,8463	1,6759	0,0000	69,7969	70,0677	8,2076
7	0,107627	4,3198	0,0292	0,0000	74,1168	70,0969	1,1259
8	0,086533	0,0000	5,6076	0,0000	74,1168	75,7045	1,1156
9	0,077026	1,6220	1,1914	0,0000	75,7388	76,8959	1,9291
10	0,066433	4,5246	0,0003	0,0000	80,2634	76,8962	2,1254
11	0,054977	0,1866	7,9561	0,0000	80,4500	84,8523	1,3426
12	0,049506	6,7998	0,3615	0,0000	87,2498	85,2137	0,0768
13	0,046815	0,2081	1,7951	0,0000	87,4579	87,0088	2,6777
14	0,041613	0,4486	7,3112	0,0000	87,9066	94,3200	0,5502
15	0,038678	2,7467	0,7202	0,0000	90,6532	95,0401	0,1002
16	0,033914	1,0116	0,5074	0,0000	91,6649	95,5475	3,2680
17	0,031405	0,1338	0,9371	0,0000	91,7986	96,4847	0,0109
18	0,031150	0,0010	0,1051	0,0000	91,7996	96,5897	1,2140

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,790095	56,0382	0,3456	0
2	0,65057	56,4056	57,6835	0
3	0,622031	58,1134	57,7255	0
4	0,22234	67,9421	57,8533	0
5	0,179009	67,9506	68,3918	0
6	0,165507	69,7969	70,0677	0
7	0,107627	74,1168	70,0969	0
8	0,086533	74,1168	75,7045	0
9	0,077026	75,7388	76,8959	0
10	0,066433	80,2634	76,8962	0
11	0,054977	80,45	84,8523	0
12	0,049506	87,2498	85,2137	0
13	0,046815	87,4579	87,0088	0
14	0,041613	87,9066	94,32	0
15	0,038678	90,6532	95,0401	0

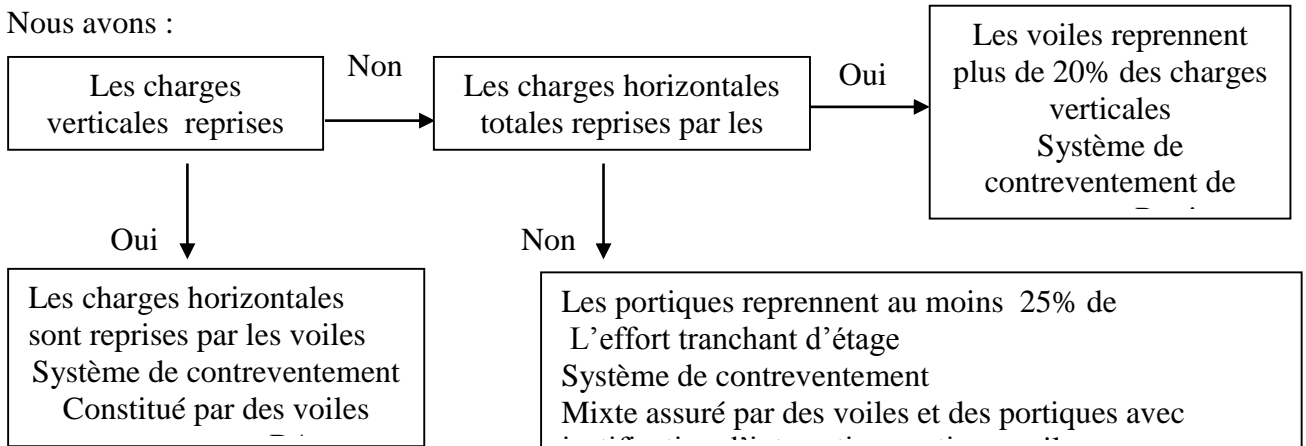
Tableau V. 1: Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 15^{ème} mode (modélisation), —————> **La condition est vérifiée.**

V.3- Justifications du système de contreventement

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

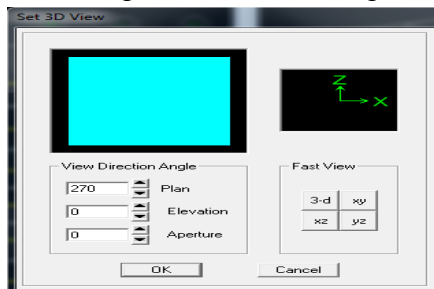
Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

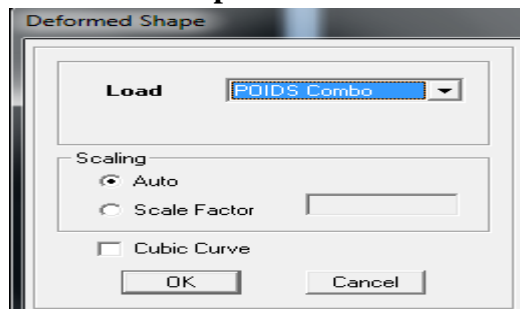
View ———> **Set 3D view**

Une fenêtre s’affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l’image suivante:



On choisit d’abord la combinaison en cliquant sur:

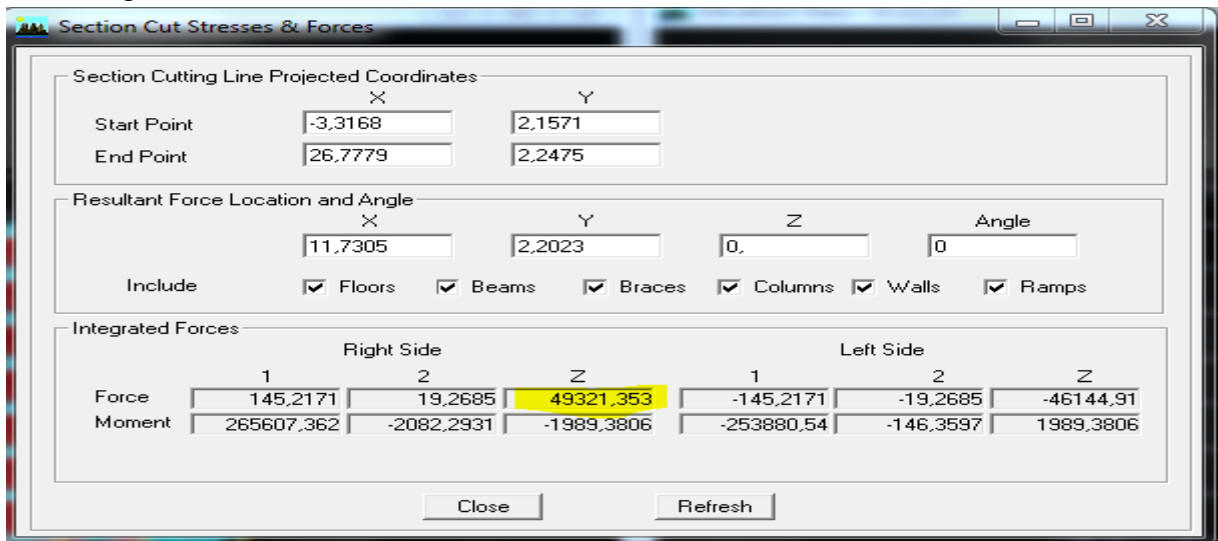
Display ———> **show Deformed shape** ———> **Load: Poids.**



En suite:

Draw —→ **Draw Section Cut**,

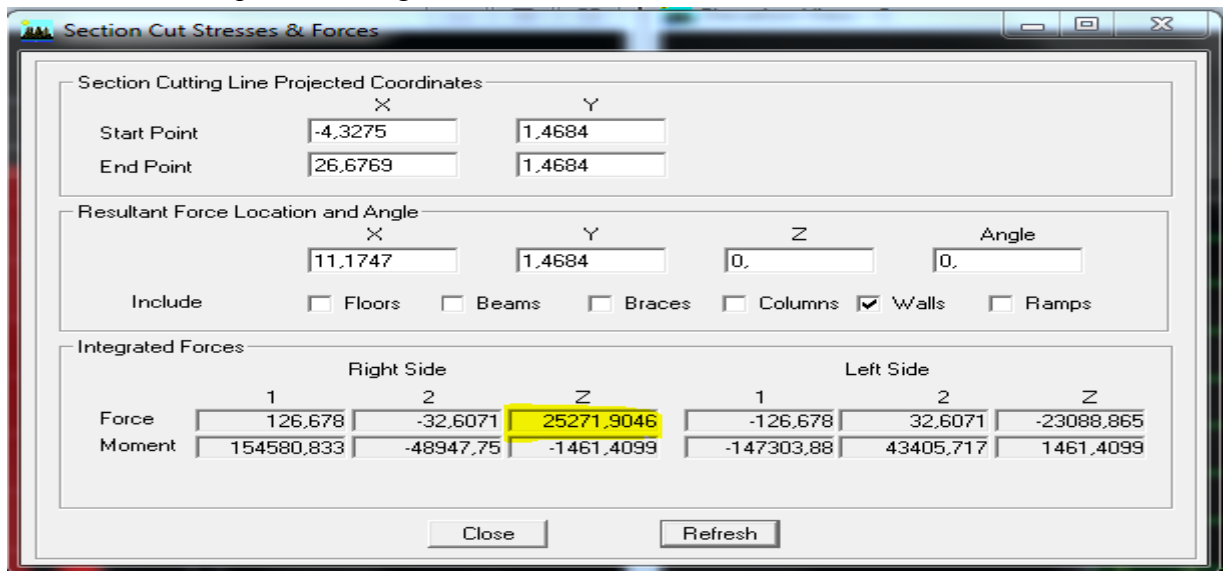
En coupant à la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**)

C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Au final, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison **Poids** par **Ex** et **Ey** et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

❖ **Récapitulatif des résultats :**

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voile uniquement	
	KN	%	KN	%
Poids	49321,35	100	25271,90	51,23
sens EX	3167,62	100	3074,289	97,05
sens EY	3702,76	100	2692,332	72,71

Tableau V. 2 : pourcentages charges verticales et horizontales reprises par les voiles.

D'après ces résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R = 3,5**

V.4 - Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 3,5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

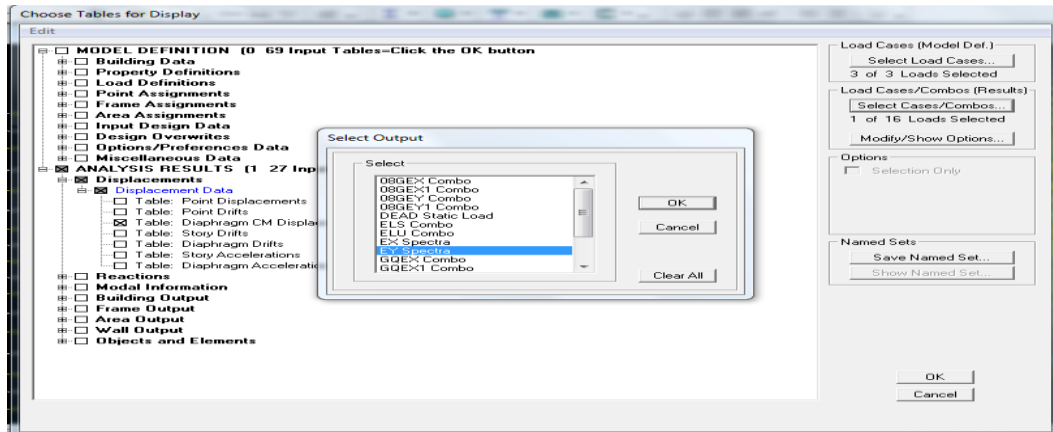
- **Dans le sens longitudinal :**

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** ———→ **OK**

• **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

❖ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés :**

- **Sens longitudinal :**

Story	Diaphragm	Load	UX	R	δk (m)	Δk (m)	1% h	observation
DSM	12	EX	0,0219	3,5	0,07665	0,0035	0,025	C V
COMBLE	11	EX	0,0209	3,5	0,07315	0,0063	0,0293	C V
ATTIQUE	10	EX	0,0191	3,5	0,06685	0,007	0,0306	C V
5	9	EX	0,0171	3,5	0,05985	0,00875	0,0306	C V
4	8	EX	0,0146	3,5	0,0511	0,00945	0,0306	C V
3	7	EX	0,0119	3,5	0,04165	0,01015	0,0306	C V
2	6	EX	0,009	3,5	0,0315	0,01015	0,0306	C V
1	5	EX	0,0061	3,5	0,02135	0,0098	0,0414	C V
RDC	4	EX	0,0033	3,5	0,01155	0,00945	0,0306	C V
ES2	3	EX	0,0006	3,5	0,0021	0,0014	0,0306	C V
ES1	2	EX	0,0002	3,5	0,0007	0,0007	0,0306	C V
SS	1	EX	0	3,5	0	0	0,0306	C V

Tableau V. 3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

- **Sens transversal :**

Story	Diaphragm	Load	UY	R	δk (m)	Δk (m)	1% h	observation
DSM	12	EY	0,018	3,5	0,063	0,0049	0,025	C V
COMBLE	11	EY	0,0166	3,5	0,0581	0,00525	0,0293	C V
ATTIQUE	10	EY	0,0151	3,5	0,05285	0,0063	0,0306	C V
5	9	EY	0,0133	3,5	0,04655	0,00735	0,0306	C V
4	8	EY	0,0112	3,5	0,0392	0,0077	0,0306	C V
3	7	EY	0,009	3,5	0,0315	0,0077	0,0306	C V
2	6	EY	0,0068	3,5	0,0238	0,00805	0,0306	C V
1	5	EY	0,0045	3,5	0,01575	0,00735	0,0414	C V
RDC	4	EY	0,0024	3,5	0,0084	0,00665	0,0306	C V
ES2	3	EY	0,0005	3,5	0,00175	0,00105	0,0306	C V
ES1	2	EY	0,0002	3,5	0,0007	0,00035	0,0306	C V
SS	1	EY	0,0001	3,5	0,00035	0,00035	0,0306	C V

Tableau V. 4: Déplacements relatifs sous l'action Ey.

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition du RPA

vis-à-vis des déplacements est vérifiée. ———→ **La condition est vérifiée.**

V.5- Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donné par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible :

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{37,11}{500} = 0,074 \text{ m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

δ_{\max} : déplacement maximal

f : La flèche admissible

H_t : Hauteur total.

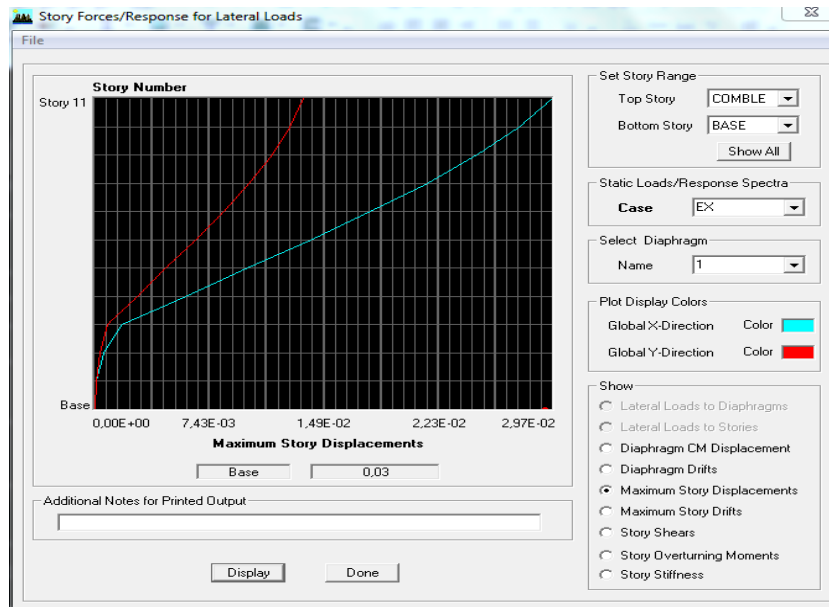
➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- **dans le sens longitudinal x-x :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ———> **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Puis, on clique sur **display**

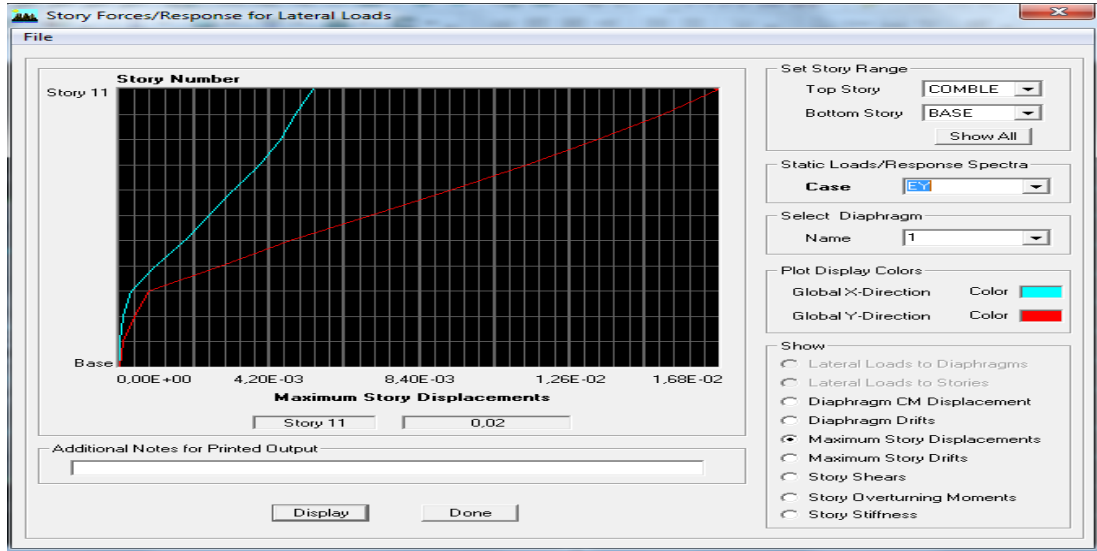
Et on relèvera la valeur du déplacement maximal.



• dans le sens transversal y-y

On le détermine de la même manière, en remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement maximal.

❖ **Résultats trouvés :**



Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,03 < f = 0,074 \text{ m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,074 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. **Condition vérifiée.**

V.6-Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul, il faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.5 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 3,50**

Q : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre IV** : **Q = 1,10**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

$$\mathbf{T_2 (S3) = 0,5sec.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : **$\varepsilon = 7 \%$**

D'où :

$$\eta = 0,88 \geq 0,7 \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

T: La période fondamentale donnée par ETABS : **T = 0,79 s.**

Donc :

$$T_2 = 0,5sec \leq T = 0,79 \leq 3,0sec$$

D'où :

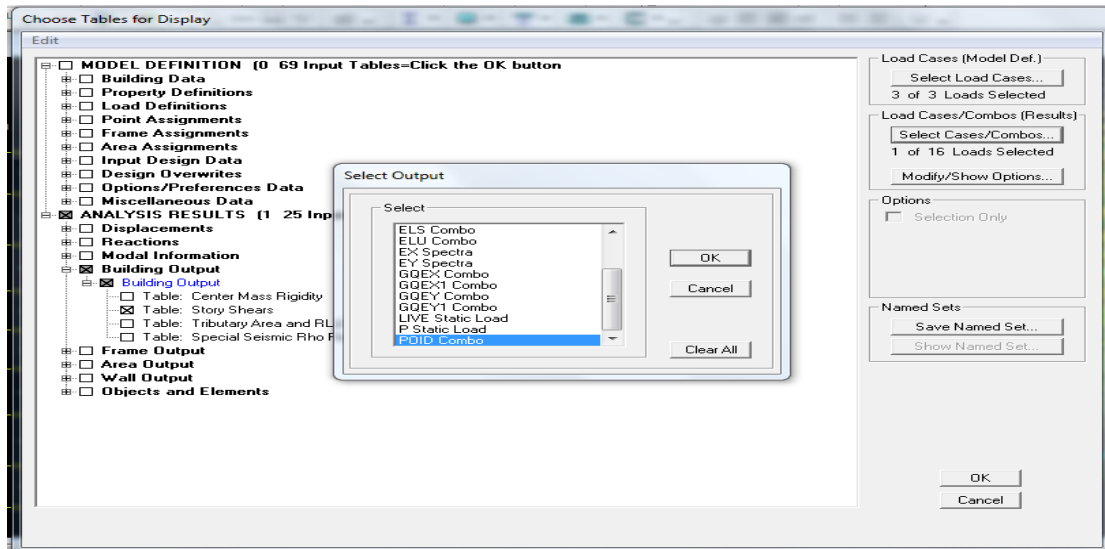
$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,79}\right)^{2/3} = 1,40.$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow **Show Table** \longrightarrow **Building Output** \longrightarrow **Building Output**
 \longrightarrow **Table: Story Shears.**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** ———> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
5	POIDS	Bottom	12894,96	0,00	0,00	0,000	107223,363	-164814,
4	POIDS	Top	16602,76	0,00	0,00	0,000	137949,754	-212395,
4	POIDS	Bottom	17594,96	0,00	0,00	0,000	146004,669	-225077,
3	POIDS	Top	21302,76	0,00	0,00	0,000	176731,060	-272657,
3	POIDS	Bottom	22441,27	0,00	0,00	0,000	185974,306	-287213,
2	POIDS	Top	26149,06	0,00	0,00	0,000	216700,698	-334794,
2	POIDS	Bottom	27287,57	0,00	0,00	0,000	225943,944	-349350,
1	POIDS	Top	30995,37	0,00	0,00	0,000	256670,335	-396931,
1	POIDS	Bottom	32133,88	0,00	0,00	0,000	265913,582	-411486,
RDC	POIDS	Top	35842,87	0,00	0,00	0,000	296638,143	-459087,
RDC	POIDS	Bottom	37383,21	0,00	0,00	0,000	309143,711	-478781,
ES2	POIDS	Top	40936,45	0,00	0,00	0,000	336335,177	-523785,
ES2	POIDS	Bottom	43099,10	0,00	0,00	0,000	357849,362	-551422,
ES1	POIDS	Top	42200,92	145,16	19,70	-2077,919	316508,335	-497865,
ES1	POIDS	Bottom	44236,58	145,16	19,70	-2077,919	335130,233	-521472,
SS	POIDS	Top	46952,92	145,16	19,70	-2077,919	355610,937	-552146,
SS	POIDS	Bottom	49321,35	145,16	19,70	-2077,919	374232,834	-579848,

Alors le poids total de la structure : **W_t = 49321,35 KN.**

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,40
Facteur de qualité Q	1,10
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W _t [kN]	49321,35

Tableau V. 5: récapitulatif des résultats

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0,15 \times 1,40 \times 1,10}{3,5} \times 49321,35 = 3255,21 \text{ KN}$$

————> **V_{RPA} = 3255,21 KN.**

Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

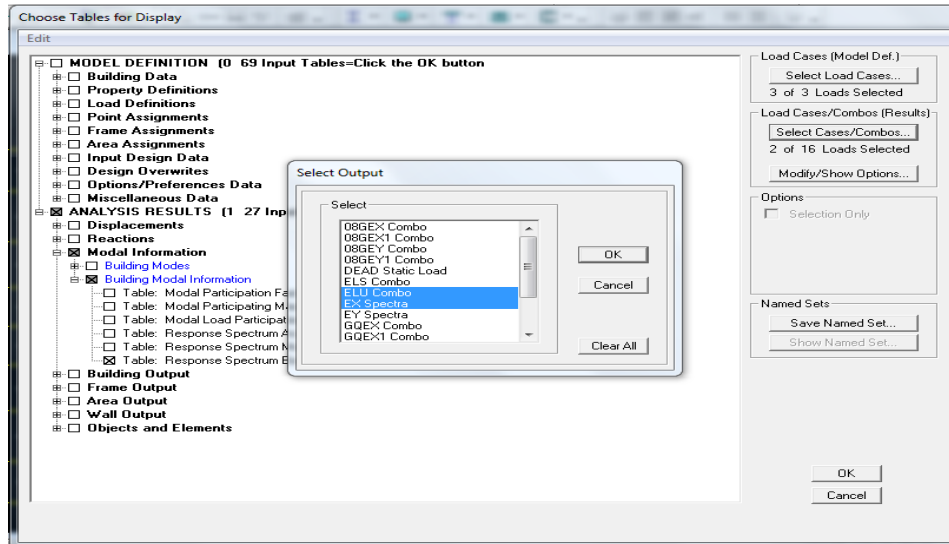
Display ———> **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ———> **modal Information** ———> **building modal information**

Puis on définit les combinaisons **E_x specter** et **E_y specter** en cliquant sur :

Select cases/combo



Puis on clique : **OK** ———> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	35	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,002
EX	36	U1	3,78	1,40	0,00	0,747	5,692	-17,39
EX	All	All	3273,36	553,10	0,00	8458,394	75668,155	25616,7
EY	1	U2	219,04	17,20	0,00	-472,175	5792,191	-1595,5
EY	2	U2	-258,65	3231,02	0,00	-85748,448	-6497,916	43499,2
EY	3	U2	-15,59	2,45	0,00	-74,483	-442,548	161,18
EY	4	U2	75,14	8,57	0,00	-103,804	634,338	-501,1
EY	5	U2	-20,14	706,56	0,00	-6249,177	3,055	9206,0
EY	6	U2	-117,94	112,36	0,00	-1132,138	-1241,186	2401,2
EY	7	U2	29,95	2,46	0,00	-48,143	298,595	-213,4
EY	8	U2	1,45	517,74	0,00	-4909,383	377,018	6439,1
EY	9	U2	-133,71	114,60	0,00	-1047,322	-1238,687	2530,5
EY	10	U2	3,70	0,03	0,00	-4,249	26,372	-28,67
EY	11	U2	-128,11	836,58	0,00	-5578,527	-436,059	11158,8
EY	12	U2	168,34	38,81	0,00	-343,715	1147,637	-850,3
EY	13	U2	66,29	194,70	0,00	-1428,212	291,498	1863,1
EY	14	U2	200,27	808,47	0,00	-4536,355	1660,716	7906,1
EY	15	U2	157,11	80,45	0,00	478,360	817,888	264,0

De la même manière on sélectionne E_y.

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 3273,36 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = \text{Max } F_2 = 3772,85 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**✓ **Sens longitudinal :**

$V_{\text{dyn}} = 3273,36 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 3255,21 \text{ KN} = 2604,167 \text{ KN}$. —————> **Condition vérifiée.**

✓ **Sens transversal :**

$V_{\text{dyn}} = 3772,85 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 3255,77 \text{ KN} = 2604,167 \text{ KN}$. —————> **Condition vérifiée.**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V . —————> **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

V.7- Vérification des effets du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq \mathbf{0,10} \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_k : hauteur de l'étage «K».

Niveau	Pk (KN)	hk(m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Dk (m)	Vx (KN)	θ	Dk (m)	Vy (KN)	θ
DSM	93,29	2,5	0,0219	17,15	0,04765134	0,018	19,39	0,03464095
COMBLE	3605,32	2,93	0,0209	527,5	0,04875285	0,0166	646,02	0,03161829
ATTIQUE	8194,96	3,06	0,0191	1071,17	0,04775297	0,0151	1250,3	0,03234358
5	12894,96	3,06	0,0171	1544,97	0,04664173	0,0133	1794	0,0312412
4	17594,96	3,06	0,0146	1938,13	0,04331485	0,0112	2251,89	0,02859813
3	22441,27	3,06	0,0119	2269,97	0,03844615	0,009	2627,2	0,02512322
2	27287,57	3,06	0,009	2541,52	0,03157857	0,0068	2934,27	0,0206658
1	32133,88	3,06	0,0061	2747,96	0,02331101	0,0045	3157,4	0,01496665
RDC	37383,21	4,14	0,0033	2893,52	0,01029826	0,0024	3318,78	0,00652994
ES2	43099,1	3,06	0,0006	3000,44	0,00281652	0,0005	3442,16	0,00204591
ES1	44236,58	3,06	0,0002	1124,25	0,00257174	0,0002	2469,08	0,00117099
SS	49321,35	3,06	0	1347,73	0	0,0001	2649,35	0,00060838

Tableau V. 6: Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure. —————> **Condition vérifiée.**

V.8- Spécifications pour les poteaux

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$$\begin{cases} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{cases}$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

✓ **Poteaux 50× 50 (S-S, ES1, ES2)**

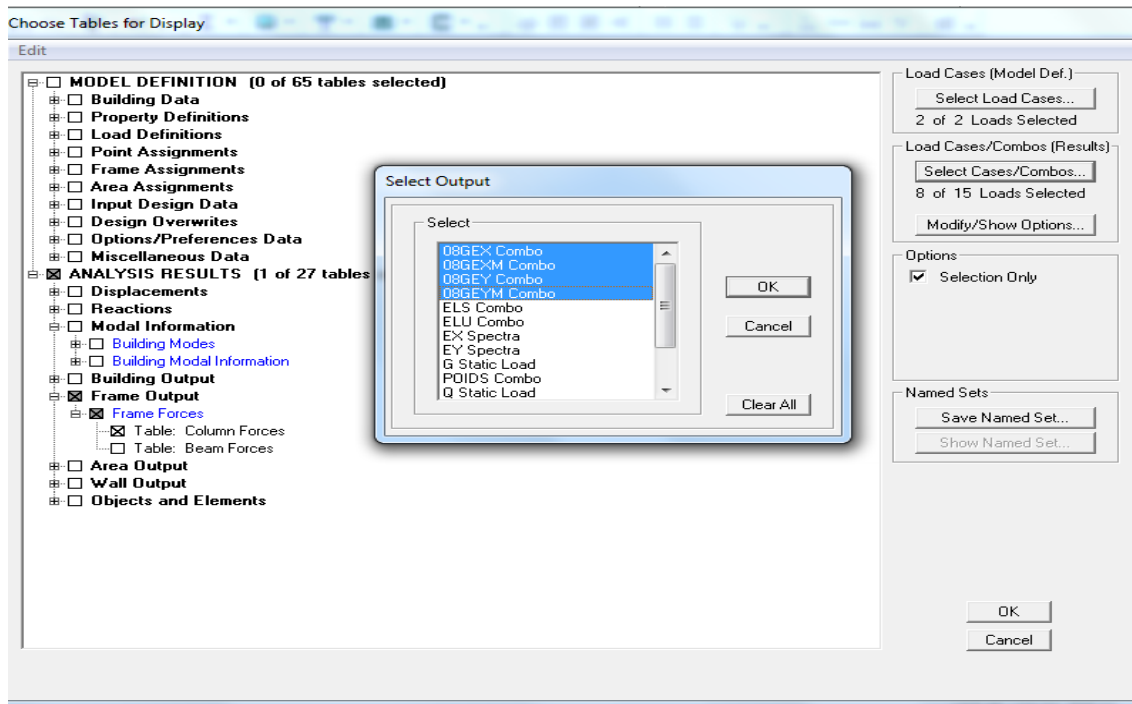
Display → **Show Table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **les 8 combinaisons du RPA** en cliquant sur :

Select cases/combos



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ES2	C31	QGEX	0,000	-664,79	0,32	4,07	0,040	6,146
	ES2	C31	QGEX	1,330	-656,48	0,32	4,07	0,040	0,730
	ES2	C31	QGEX	2,660	-648,17	0,32	4,07	0,040	-4,688
	ES2	C31	QGEXM	0,000	-664,79	0,32	4,07	0,040	6,146
	ES2	C31	QGEXM	1,330	-656,48	0,32	4,07	0,040	0,730
	ES2	C31	QGEXM	2,660	-648,17	0,32	4,07	0,040	-4,688
	ES2	C31	QGEY	0,000	-664,79	0,32	4,07	0,040	6,146
	ES2	C31	QGEY	1,330	-656,48	0,32	4,07	0,040	0,730
	ES2	C31	QGEY	2,660	-648,17	0,32	4,07	0,040	-4,688
	ES2	C31	QGEYM	0,000	-664,79	0,32	4,07	0,040	6,146
	ES2	C31	QGEYM	1,330	-656,48	0,32	4,07	0,040	0,730
	ES2	C31	QGEYM	2,660	-648,17	0,32	4,07	0,040	-4,688
	ES2	C31	08GEX	0,000	-462,12	0,18	2,99	0,030	4,623
	ES2	C31	08GEX	1,330	-455,47	0,18	2,99	0,030	0,648
	ES2	C31	08GEX	2,660	-448,82	0,18	2,99	0,030	-3,321
	ES2	C31	08GEXM	0,000	-462,12	0,18	2,99	0,030	4,623
	ES2	C31	08GEXM	1,330	-455,47	0,18	2,99	0,030	0,648
	ES2	C31	08GEXM	2,660	-448,82	0,18	2,99	0,030	-3,321

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1442,79 \text{ KN.}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1442,79 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,23 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manière pour les autres sections :

✓ **Poteaux 45×45 :**

$$N_d = 1364,6 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1364,6 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,269 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Poteaux 40×40 :**

$$N_d = 501,74 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{501,8 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,125 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

—————> **L'effort réduit dans les poteaux est vérifié.**

❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Introduction :

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0,8G \pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,8	1	400	400

Tableau VI.1. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Recommandation de l' RPA 99/Version 2003

➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : 0,8% ($b \times h$) sections du poteau (Zone IIa).
 - ✓ Poteau (50×50) $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3% (Zone IIa)
 - ✓ Poteau (50×50) $A_{\max} = 0,03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{\max} = 0,03 \times 45 \times 45 = 60,75 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (Zone IIa)

- ✓ Poteau (50 × 50) $A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$.
- ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)		Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min} = 0,8\% (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante	
		$A_{\max} = 0,06 (b \times h)$	$A_{\max} = 0,03 (b \times h)$	
Poteau (50 × 50)	20	150	75	
Poteau (45 × 45)	16,2	121,5	60,75	
Poteau (40 × 40)	12,8	95	48	

Tableau VI.1. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

A. Calcul du centre de pression « e »

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ **Calcul des armatures :**

• Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

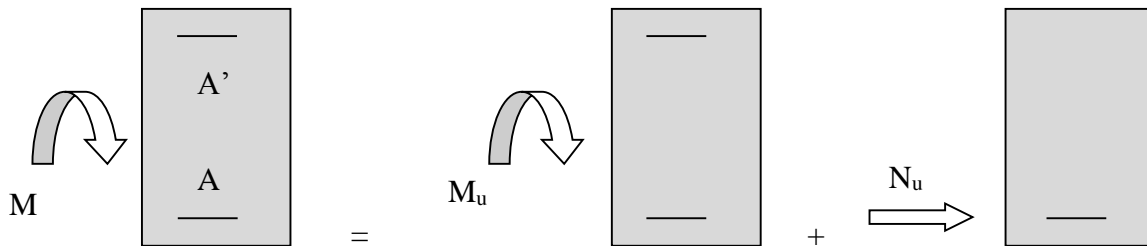


Figure VI.1. 1: Schéma explicatif du moment fictif.

• Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu = 0,392$ \longrightarrow la section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$).

• Section des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

• Section réelle d'armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

Et si $\mu \geq \mu = 0,392$ \longrightarrow La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

• Armatures en flexion simple :

$$M_f = \mu b d^2 f_{bc} \quad ; \quad \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

• Armatures en flexion composée :

La section réelle d'armatures est :

$$A' = A_f' \quad A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

✓ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

➤ **Calcul des armatures :**

Deux cas se présentent :

Si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée (**SSA**)

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad A = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Et si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ → La section est doublement armée (**SDA**)

$$A' = \frac{M - (d - 0,5h)bh f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} ; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : armatures comprimées. A : armature tendues.

Et si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de

forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

❖ **Remarque**

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

Zone I : sous-sol, Entre sol 1, Entre sol 2. → Section (50 × 50).

Zone II : RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étages. → Section (45 × 45).

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et Attique et Comble. → Section (40 × 40).

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**➤ Les efforts internes dans les poteaux :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M₂ : sens longitudinal.

M₃ : sens transversal.

Section	sens	Combinaison	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)
Zone I 50*50	SENSX- X	ELU	$N^{\max} - M2^{\text{corres}}$	1650,88	21,111
		0,8G+Ey	$N^{\min} - M2^{\text{corres}}$	15,03	0,912
		G+Q+Ex	$N^{\text{corres}} - M2^{\max}$	1608,51	-28,969
	SENS Y-Y	ELU	$N^{\max} - M3^{\text{corres}}$	1650,88	2,368
		0,8G+Ey	$N^{\min} - M3^{\text{corres}}$	15,03	-1,727
		G+Q+Ey	$N^{\text{corres}} - M3^{\max}$	679,63	26,684
Zone II 45*45	SENS X-X	ELU	$N^{\max} - M2^{\text{corres}}$	1399,3	20,642
		0,8G+Ey	$N^{\min} - M2^{\text{corres}}$	139,72	0,12
		G+Q+Ex	$N^{\text{corres}} - M2^{\max}$	639,63	-37,793
	SENS Y-Y	ELU	$N^{\max} - M3^{\text{corres}}$	1399,3	-0,613
		0,8G+Ey	$N^{\min} - M3^{\text{corres}}$	139,72	0,104
		G+Q+Ey	$N^{\text{corres}} - M3^{\max}$	565,41	25,226
Zone III 40*40	SENS X-X	ELU	$N^{\max} - M2^{\text{corres}}$	640,42	21,622
		0,8G+Ey	$N^{\min} - M2^{\text{corres}}$	13,46	0,243
		G+Q+Ex	$N^{\text{corres}} - M2^{\max}$	83,18	-41,138
	SENS Y-Y	ELU	$N^{\max} - M3^{\text{corres}}$	640,42	-6,489
		0,8G+Ey	$N^{\min} - M3^{\text{corres}}$	13,46	0,293
		G+Q+Ey	$N^{\text{corres}} - M3^{\max}$	64,42	31,374

Tableau VI.1. 3 : Efforts internes dans les poteaux.

➤ Exemple de calcul manuel :

• Poteaux 50 × 50 :

$$N_{u \max} = 1650,88 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{u \text{ corr}} = 21,111 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21,111}{1650,88} = 0,013 < \frac{h}{2} - c = 0,22 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad / \quad d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$\begin{aligned} M_f &= M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ &= 21,111 + 1650,88 \left(\frac{0,50}{2} - 0,03 \right) \\ &= 384,30 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\longrightarrow N_u (d - c') - M_f = 1650,88 (0,47 - 0,03) - 384,30 = 342,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et:} \quad \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 \cdot f_{bc} = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,50} \right) \times 0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc:} \quad N_u (d - c') - M_f = 342,09 \text{ KN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = 781 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100\sigma_{st}} \quad A' = 0 \quad \text{avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc:} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{1650,88 (0,47 - 0,03) - 384,30}{0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,50}} = 0,69$$

$$\longrightarrow A_s = 0,0070 \text{ cm}^2.$$

Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel :

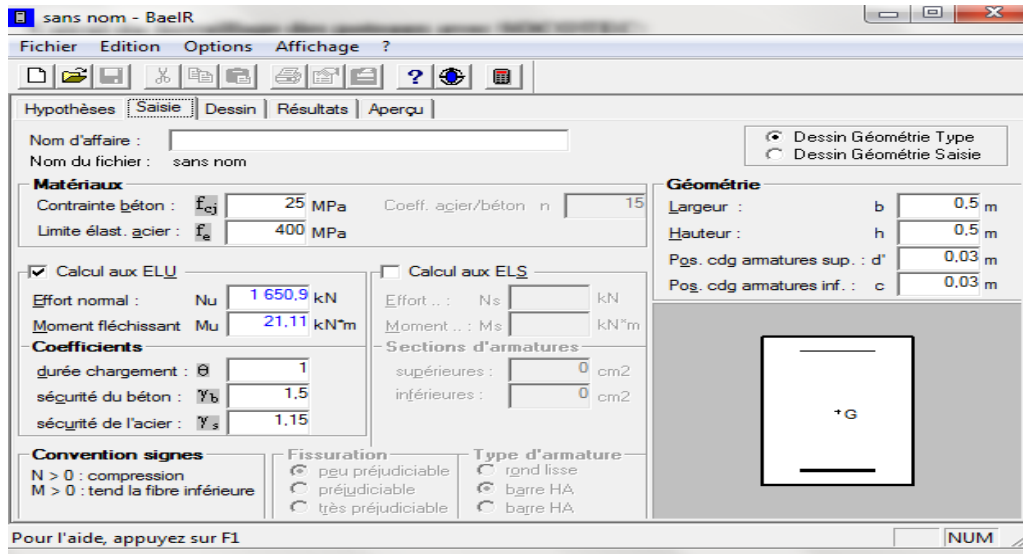
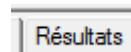


Figure VI.1. 2: Caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos



Puis la fenêtre suivante s'affiche :

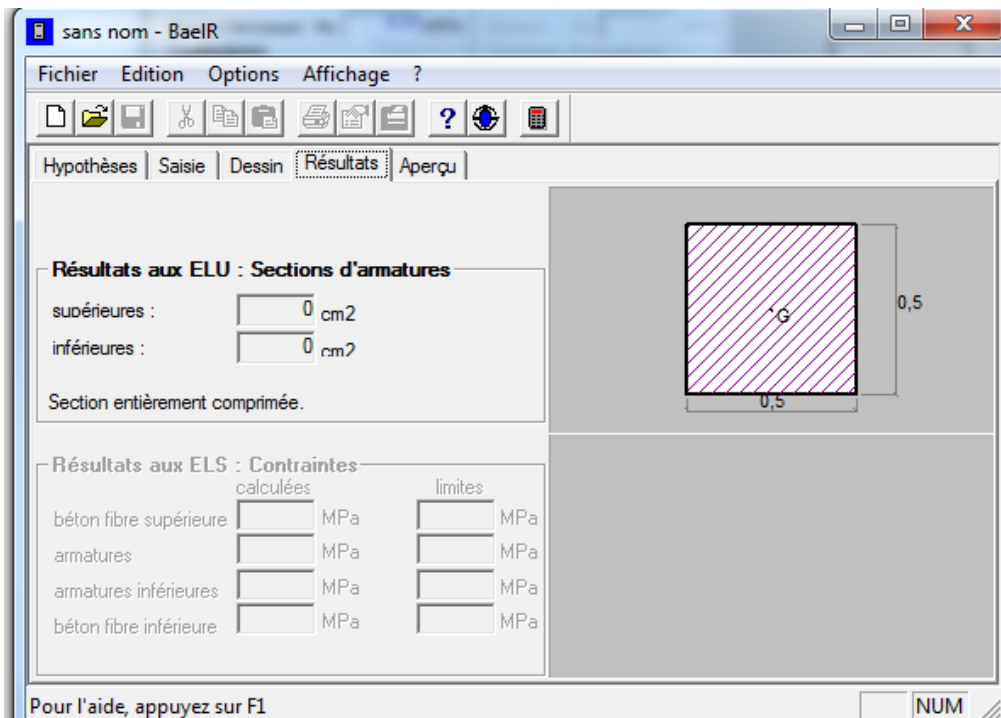


Figure VI.1. 3: Affichage des résultats.

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}
Zone I 50*50	SENS X-X	ELU	1650,88	21.111	0,03	0,47	SEC	0,00	0,00	12HA16	24,13 cm²	20cm ²
		0,8G+Ey	15,03	0,912	0,03	0,47	SEC	0,00	0,00			
		G+Q+Ex	1608,51	-28,969	0,03	0,47	SEC	0,00	0,00			
	SENS Y-Y	ELU	1650,88	2,368	0,03	0,47	SEC	0,00	0,00			
		0,8G+Ey	15,03	-1,727	0,03	0,47	SEC	0,00	0,00			
		G+Q+Ey	679,63	26,684	0,03	0,47	SEC	0,00	0,00			
Zone II 45*45	SENS X-X	ELU	1399,3	20,642	0,03	0,42	SEC	0,00	0,00	4HA16 +8HA14	20,36 cm²	16,2cm ²
		0,8G+Ey	139,72	0,12	0,03	0,42	SEC	0,00	0,00			
		G+Q+Ex	639,63	-37,793	0,03	0,42	SEC	0,00	0,00			
	SENS Y-Y	ELU	1399,3	-0,613	0,03	0,42	SEC	0,00	0,00			
		0,8G+Ey	139,72	0,104	0,03	0,42	SEC	0,00	0,00			
		G+Q+Ey	565,41	25,226	0,03	0,42	SEC	0,00	0,00			
Zone III 40*40	SENS X-X	ELU	640,42	21,622	0,03	0,37	SEC	0,00	0,00	4HA14 +8HA12	15,21 cm²	12,8cm ²
		0,8G+Ey	13,46	0,243	0,03	0,37	SEC	0,00	0,00			
		G+Q+Ex	83,18	-41,138	0,03	0,37	SPC	2,07	0,00			
	SENS Y-Y	ELU	640,42	-6,489	0,03	0,37	SEC	0,00	0,00			
		0,8G+Ey	13,46	0,293	0,03	0,37	SEC	0,00	0,00			
		G+Q+Ey	64,42	31,374	0,03	0,37	SPC	0,00	1,53			

Tableau VI.1. 4 : ferrailage des poteaux.

Vérifications à l'ELU**a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA**

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).
- La zone nodale est constituée par des nœuds poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres y concourent.
- Délimitation de la zone nodale :

Avec :

h_e : hauteur entre nus des poutres.

- $L' = 2 h$

- (b_1, h_1) : dimensions du poteau.

- h : hauteur de la poutre.

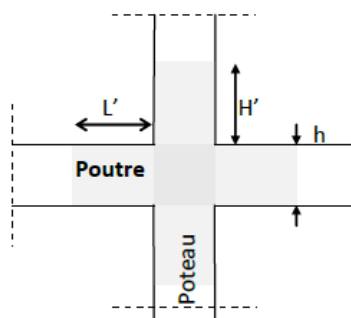


Figure VI.1. 4: zone nodale dans le poteau.

- Les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en **Zone IIa** sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau.**

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimension $50 \times 50 \text{ cm}^2$ elle égale à :

$$\frac{1}{3} \times [50 - (3 + 3)] = 15,33 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

La condition exigée par l'article **7.4.2.2 du RPA99/version 2003** est vérifié.

- **Vérification de la section d'armature adoptée.**

Sections des poteaux (cm ²)	A adopter	Pourcentage minimal (cm ²)	Observation
	A adopter	A _{min} = 0,8% (b × h)	
Poteau (50 × 50)	24,13 cm ²	20	C V
Poteau (45 × 45)	20,36 cm ²	16,2	C V
Poteau (40 × 40)	15,21 cm ²	12,8	C V

Tableau VI.1. 5: Vérification de la section d'armature adoptée.

- **Détermination de la zone nodale :**

Poteaux	h (m)	h' (cm)
Poteau (50 × 50)	3,06	$h' = \max\left\{\frac{306 - 40}{6}, 50, 60\right\} = 60 \text{ cm}$
Poteau (45 × 45)	4,14	$h' = \max\left\{\frac{414 - 40}{6}, 45, 60\right\} = 62,33 \text{ cm}$
Poteau (40 × 40)	3,06	$h' = \max\left\{\frac{360 - 40}{6}, 40, 60\right\} = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1. 6: Détermination de la zone nodale.

b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

• **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leur flambement, D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax} = \frac{1}{3} 16 = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit: } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 3,02 \text{ cm}^2 = 6\text{HA8}$.

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{b_1 \times S_t}$ en %.

Si $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b_1$

Et si $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad / \quad L_f = 0,7L_0.$$

b_1 ; h_1 : Dimension de la section droite du poteau

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

b. Espacement des barres

S_t : L'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

$$\text{Zone nodal} \longrightarrow S_t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,6 = 16\text{cm}, 15\text{cm}) \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante} \longrightarrow S_t \leq \min(10.\phi_1) = 15 \times 1,6 = 24\text{cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Avec :

ϕ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
50 × 50	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4,284	3,75
45 × 45	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4,76	3,75
	$L_0 = 4,14 \text{ m}$	5,796	2,5
40 × 40	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	5,355	2,5

Tableau VI.1. 7: coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élançement géométrique du poteau " λ_g ".

poteau	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
50 × 50	2,656	1,77	3,02	CV	CV
45 × 45	2,25	1,5	3,02	CV	CV
40 × 40	1,8	1,2	3,02	CV	CV

Tableau VI.1. 8: Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (**50 × 50**), (**45 × 45**) et (**40 × 40**) seront composées de **3** cards $\phi 8$ $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de **10cm en zone nodale** et de **15 cm en zone courante**.

c. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1.211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
50×50	24,17	0,102	0,04	1,000	3,33	Condition vérifiée
45×45	59,72	0,315	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
			0,04	1,000	3,33	Condition vérifiée
40×40	50,12	0,338	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.1. 9: Vérification des contraintes tangentielles.

d. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article : A.6.1.221)

$$\text{Longueur de scellement } LS = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

Vérfications à l'ELS

a. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \cdot b \cdot d$$

b. État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Condition de non fragilité :

Section	sens	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	$e_s = M_s/N_s$ (m)	A min	A adopter	Observation
Zone I 50*50	SENS X-X	$N^{\max} - M2^{\text{corres}}$	1442,72	3,518	0,00243	6,936	24,13 cm²	vérifiée
		$N^{\min} - M2^{\text{corres}}$	-729,02	2,196	0,00301	6,934		vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M2^{\max}$	873,37	44,23	0,05064	6,959		vérifiée
	SENS Y-Y	$N^{\max} - M3^{\text{corres}}$	1442,72	16,96	0,01175	6,941		vérifiée
		$N^{\min} - M3^{\text{corres}}$	-729,02	35,691	0,04895	6,912		vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M3^{\max}$	1426,16	40,21	0,02819	6,949		vérifiée
Zone II 45*45	SENS X-X	$N^{\max} - M2^{\text{corres}}$	1364,6	13,346	0,00978	5,459	20,36 cm²	vérifiée
		$N^{\min} - M2^{\text{corres}}$	-744,7	9,157	0,01229	5,450		vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M2^{\max}$	639,87	63,42	0,09911	5,496		vérifiée
	SENS Y-Y	$N^{\max} - M3^{\text{corres}}$	1364,6	22,674	0,01661	5,462		vérifiée
		$N^{\min} - M3^{\text{corres}}$	-744,7	2,259	0,00303	5,454		vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M3^{\max}$	822,16	96,037	0,11681	5,504		vérifiée
Zone III 40*40	SENS X-X	$N^{\max} - M2^{\text{corres}}$	501,8	3,321	0,00661	4,370	15,21 cm²	vérifiée
		$N^{\min} - M2^{\text{corres}}$	-176,91	12,97	0,07331	4,340		vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M2^{\max}$	85,27	42,59	0,49947	4,572		vérifiée
	SENS Y-Y	$N^{\max} - M3^{\text{corres}}$	501,8	37,59	0,07491	4,396		vérifiée
		$N^{\min} - M3^{\text{corres}}$	-176,91	2,469	0,01395	4,362		vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M3^{\max}$	241,24	64,534	0,26750	4,473		vérifiée

Tableau VI.1. 10 : vérification de la condition de non fragilité.

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Section	sens	Ns (KN)	Ms (KN.m)	σb_{inf} (MPa)	σb_{sup} (MPa)	σb^{adm} (MPa)	Observation	σs_{inf} (MPa)	σs_{sup} (MPa)	σst (MPa)	Observation
Zone I 50*50	SENS X-X	1442,72	3,518	4,37	4,58	15	CV	65,8	68,5	348	CV
		-729,02	2,196	2,2	2,32	15	CV	33,1	34,8	348	CV
		873,37	44,23	1,44	3,98	15	CV	23,9	57,4	348	CV
	SENS Y-Y	1442,72	16,96	4	4,95	15	CV	60,9	73,4	348	CV
		-729,02	35,691	1,24	3,29	15	CV	20,4	47,4	348	CV
		1426,16	40,21	3,27	5,58	15	CV	51,1	81,6	348	CV
Zone II 45*45	SENS X- X	1364,6	13,346	4,65	5,7	15	CV	70,9	84,5	348	CV
		-744,7	9,157	2,47	3,18	15	CV	37,7	47	348	CV
		639,87	63,42	0	4,91	15	CV	4,08	68,7	348	CV
	SENS Y-Y	1364,6	22,674	4,29	6,07	15	CV	66,1	89,2	348	CV
		-744,7	2,259	2,74	2,91	15	CV	41,2	43,5	348	CV
		822,16	96,037	0	6,92	15	CV	-3,31	96,1	348	CV
Zone III 40*40	SENS X-X	501,8	3,321	2,25	2,63	15	CV	34,2	39,1	348	CV
		-176,91	12,97	0,11	1,61	15	CV	3,32	22,5	348	CV
		85,27	42,59	0	3,36	15	CV	-60,1	41,5	348	CV
	SENS Y-Y	501,8	37,59	0,26	4,62	15	CV	8,84	64,4	348	CV
		-176,91	2,469	0,72	1	15	CV	11,1	14,7	348	CV
		241,24	64,534	0	5,49	15	CV	-63,2	70,6	348	CV

Tableau VI.1. 11: Vérification des contraintes.

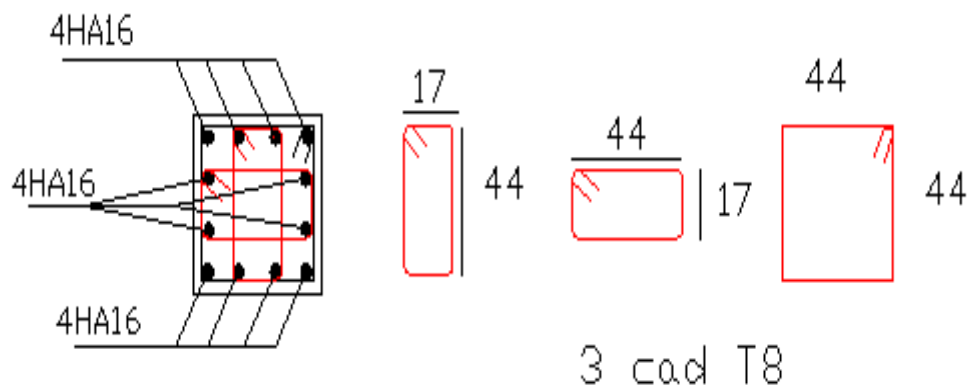
Schéma de ferrailage des poteaux➤ **Poteaux (50× 50) :**

- Les armatures longitudinales : 12 HA 16

$$A_{st} = 24,13 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales : 6HA8

$$A_{st} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Coupe 1-1Poteaux 50x50**Figure VI.1. 5: Ferrailage Poteau 50 × 50.**

➤ **Poteaux (45 × 45) :**

- Les armatures longitudinales : 8HA14 + 4HA16

$$A_{st} = 20,36 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales : 6HA8

$$A_{st} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Coupe 2-2

Poteaux 45x45

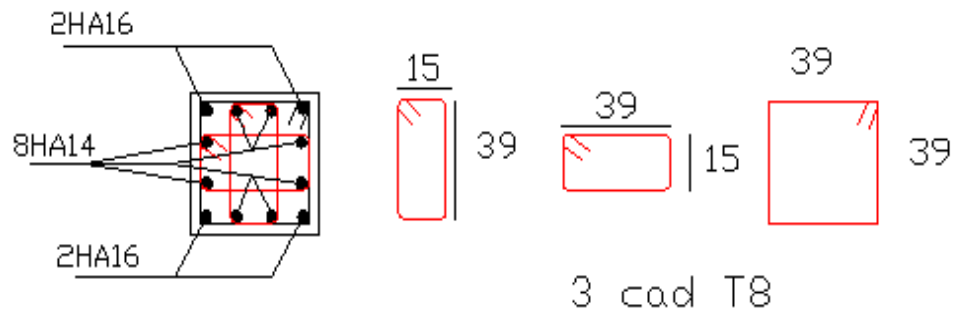


Figure VI.1. 6: Ferrailage Poteau 45 × 45.

➤ **Poteaux (40 × 40) :**

- Les armatures longitudinales : 8HA12 + 4HA14

$$A_{st} = 15,21 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales : 4HA8

$$A_{st} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Coupe 3-3

Poteaux 40x40

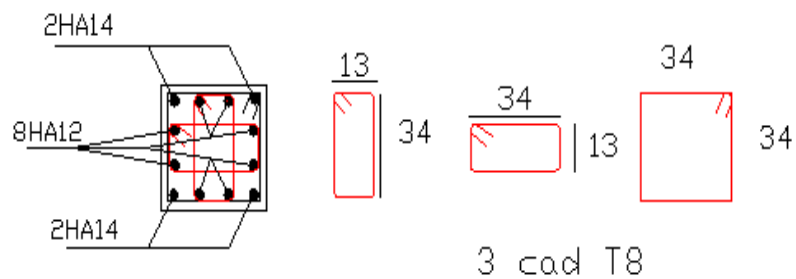


Figure VI.1. 7: Ferrailage Poteau 40 × 40.

VI.2 FERRAILAGE DES POUTRES

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G+Q à l'ELS

Recommandation et exigence de l'RPA

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]

- **Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$, en toute section.

- **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$; ———> En zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h)$; ———> En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total		
	minimum	Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$,	Zone courante. $A_{\max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (30 × 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5,25	42	63

Tableau VI.2. 1: Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de : 40ϕ (en zone IIa)
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul des armatures à l'ELU

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 & \text{cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 & \text{cas durable} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

Tableau VI.2. 2: les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ **Etapes de calcul**

Le moment réduit limite « μ_1 » est égal à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On calcule le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_1 » deux cas se présente à nous :

✓ **1^{ère} cas** : $\mu \leq \mu_1$ —————> Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires —————> $A_{sc}=0$

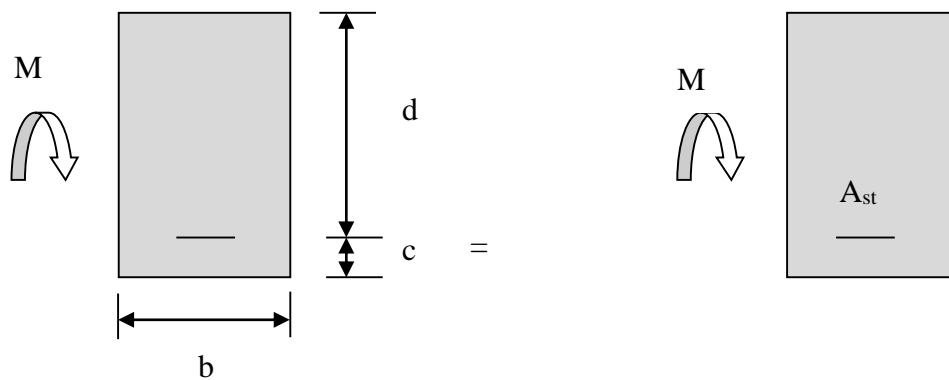


Figure VI.2. 1: Disposition de l'armature tendue (S.S.A).

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

✓ **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_1$ —————> Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

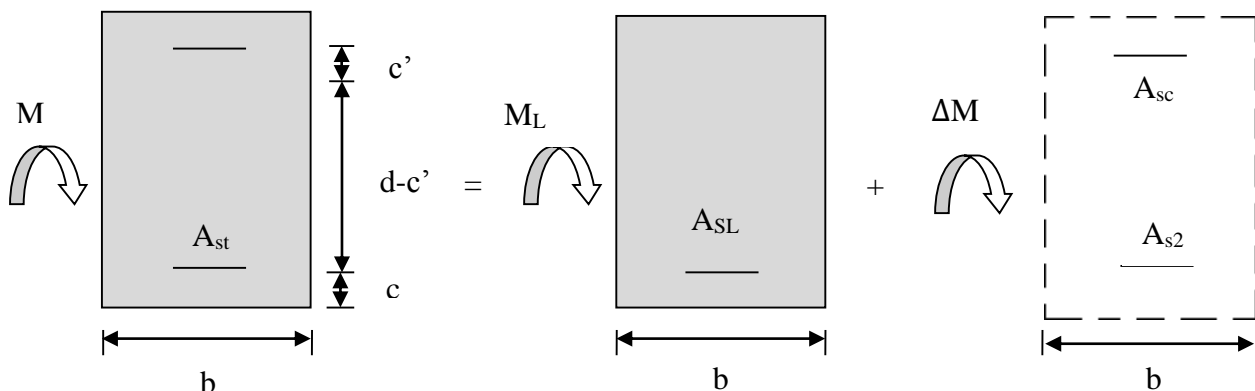


Figure VI.2. 2: Disposition des armatures (S.D.A).

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ Remarque

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées, on procède de même manière pour les appuis.

- Les moments varient peu du premier étage au dernier étage, On adoptera alors les mêmes ferrailages pour les poutres.

➤ Ferrailages des poutres :

- **Poutres principales (30 × 40):**

- ✓ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : 77,92 KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = h - c = 40 - 3 = 37\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77,92 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,134$$

$\mu = 0,134 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc}=0$

$\mu = 0,134 \longrightarrow \beta = 0,928$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{77,92 \times 10^3}{0,928 \times 37 \times 348} = 6,52 \text{ cm}^2$$

- ✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appuis}) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : GQEx} \\ \text{Moment en travée : 104,5 KN.m} \end{array} \right.$$

On a: $b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = h - c = 40 - 3 = 37\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104,5 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,136.$$

$\mu = 0,136 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$\mu = 0,136 \longrightarrow \beta = 0,927$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{104,5 \times 10^3}{0,927 \times 37 \times 400} = 7,61 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires (30 × 35) :**

✓ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : } 0,8GEx \\ \text{Moment en travée : } 49,006 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49,006 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,112$$

$\mu = 0,112 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$\mu = 0,112 \longrightarrow \beta = 0,940$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{49,006 \times 10^3}{0,940 \times 32 \times 348} = 4,681 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : } GQEx \\ \text{Moment en travée : } 68,92\text{KN.m} \end{array} \right.$$

On a: $b = 30\text{cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{68,92 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,122$$

$\mu = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$\mu = 0,122 \longrightarrow \beta = 0,935$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{68,92 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 400} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

✓ **Ferrailage des poutres principales (30 × 40) :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	77,92	0,134	SSA	0,928	6,52	3HA14 (fil) + 2HA14 (chap)	7.70
Aux appuis	104,5	0,136	SSA	0,927	7,61	3HA14 (fil) + 2HA14 (chap)	7.70

Tableau VI.2. 3: Ferrailage des poutres principales.

✓ **Ferrailage des poutres secondaires (30 × 35) :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	49,006	0,112	SSA	0,940	4,681	3HA14 (fil) + 2HA12(chap)	6.88
Aux appuis	68,92	0,122	SSA	0,935	5,75	3HA14 (fil) + 2HA12(chap)	6.88

Tableau VI.2. 4: Ferrailage des poutres secondaires.

B. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]	
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [10;16,8;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [8,75;19.2;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.2. 5: Les quantités et les espacements des armatures transversales.

Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{\min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		A_{st}	A_{\min}	Vérifications
Poutre principale	En travée	7,70	1,34	Condition vérifiée
	En appuis	7,70		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	6,88	1,159	Condition vérifiée
	Appuis	6,88		Condition vérifiée

Tableau VI.2. 6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumé dans le tableau suivant :

		$A_{st}[\text{cm}^2]$	$A_{min}[\text{cm}^2]$	Vérifications
Poutre principale	En travée	9,24	6	CV
	Aux appuis	9,24		CV
Poutre secondaire	En travée	8,01	5,25	CV
	Aux appuis	8,01		CV

Tableau VI.2. 7: Vérifications armatures longitudinales.

❖ Remarque

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

c) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	observation
Poutres Principales	142,69	30	37	0,128	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	96,32	30	32	0,10		Condition vérifiée

Tableau VI.2. 8: Vérification au cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [MPa]	observation
Poutres Principales	142,69	30	37	1,5	25	666	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	96,32	30	27			576	Condition vérifiée

Tableau VI.2. 9: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Et si $\left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	D [m]	$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$	observation
Poutres Principales	142,69	104,5	0,37	-171,12	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	96,32	68,92	0,32	-142,98	Condition vérifiée

Tableau VI.2. 10 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

❖ **Remarque**

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

✓ Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (6 \times 3,14 \times 1,4) = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{142,69 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 1,62 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 24,48 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{96,32 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,8} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22]

$$\text{Longueur de scellement } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

- Pour les **HA14**: $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ on prend : $L_r = 60 \text{ cm}$.
- Pour les **HA14** :
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ on prend : $L_r = 80 \text{ cm}$.

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4 ls pour les aciers H.A.

- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75$ cm
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 0,4 \times 42,33 = 16,93$ cm

Vérifications à l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5]

Les valeurs de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux directions.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

	L_{\max} (m)	$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500}$ (m)	f_{ETABS}	Conditions
Poutre principale	4,75	0,0095	0,000711	Condition vérifiée
Poutre secondaire	4,45	0,0089	0.000211	Condition vérifiée

Tableau VI.2. 11: Vérification de la flèche.

❖ Remarque

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

3) Vérification des contraintes :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

		Moment à l'ELS [KN.M]	A_{st} [cm ²]	b	d	ρ	β_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	35,6	9,24	30	37	0,84	0,911	114,30	348	CV	87	1,31	15	CV
	Appuis	50,65	9,24			0,84	0,911	160,53		CV	87	1,85		CV
Poutres secondaires	Travées	26,489	8,01	30	32	0,84	0,911	113,44		CV	87	1,30		CV
	Appuis	37,75	8,01			0,84	0,911	161,66		CV	87	1,86		CV

Tableau VI.2. 12: Vérifications des contraintes à L'ELS.

❖ Remarque

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

Schéma de ferrailage des poutres

➤ Poutres principales (30 × 40) :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA14 (chapeaux)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

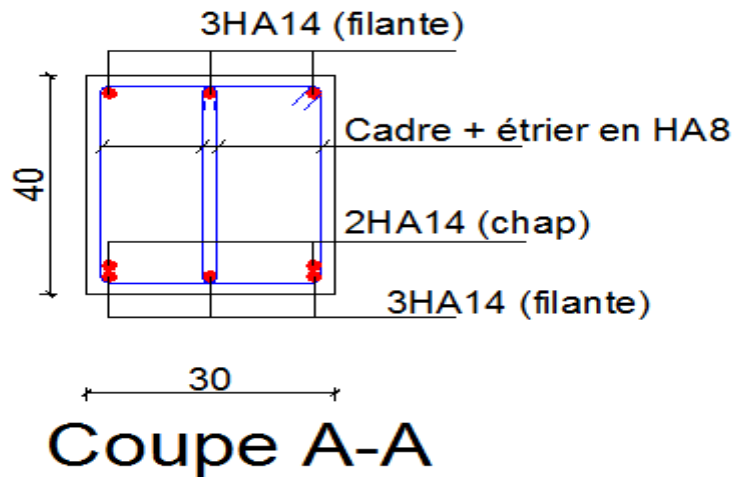


Figure VI.2. 3 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA14 (chapeaux)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

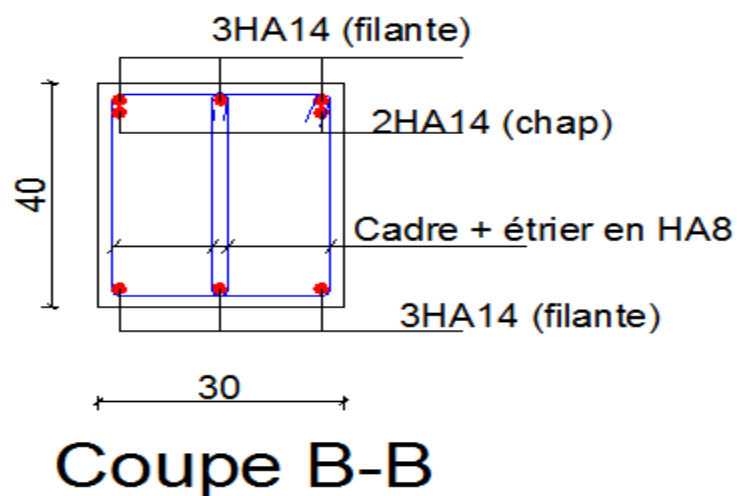


Figure VI.2. 4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires (30 × 35) :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

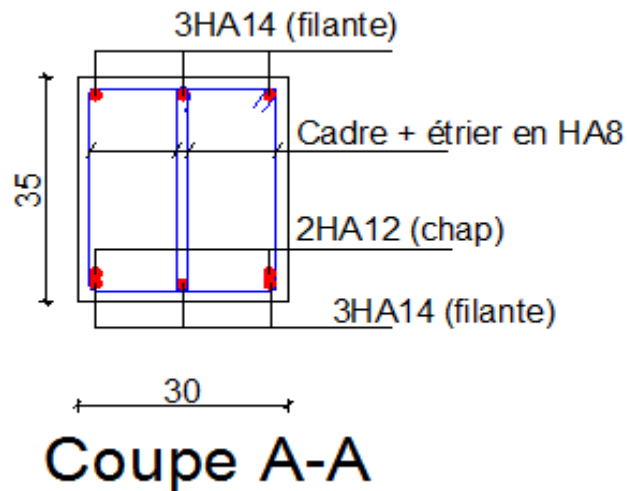


Figure VI.2. 5: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

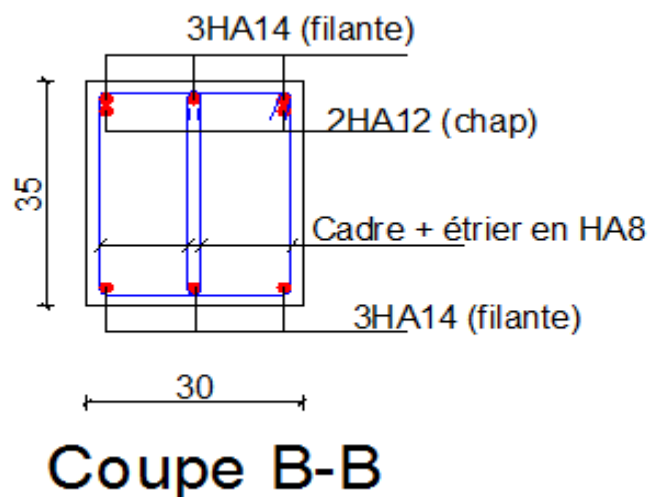


Figure VI.2. 6: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés par trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage contient des voiles dans les deux directions, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : Sous-sol, ES1, ES2.
- **Zone II** : RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème}, Attique, comble.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

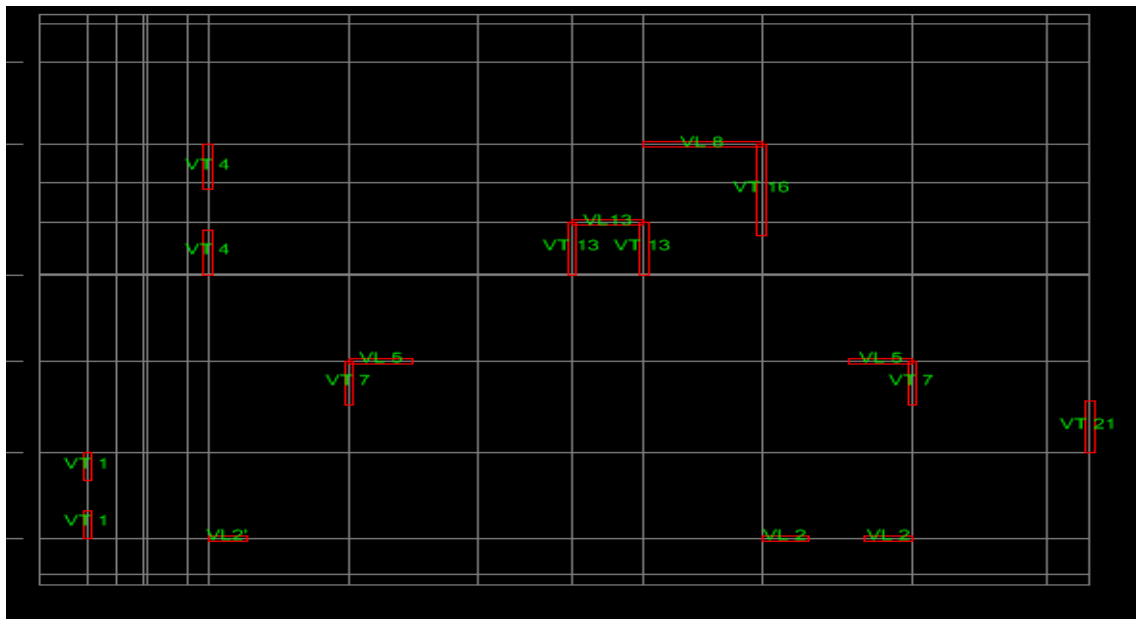


Figure VI.3. 1: Disposition des voiles dans notre structure.

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- 1,35G+1.5Q à l'ELU.
- G+Q±E RPA 2003.
- 0.8G±E RPA 2003.

Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Après on aura la longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

Déterminations des armatures

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section est résumé dans le tableau suivant :

Section	Effort normal N_i	Section armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimée (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimée (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3. 1: Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré

d : la longueur de la bande sur laquelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa ; } f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa ; } f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.

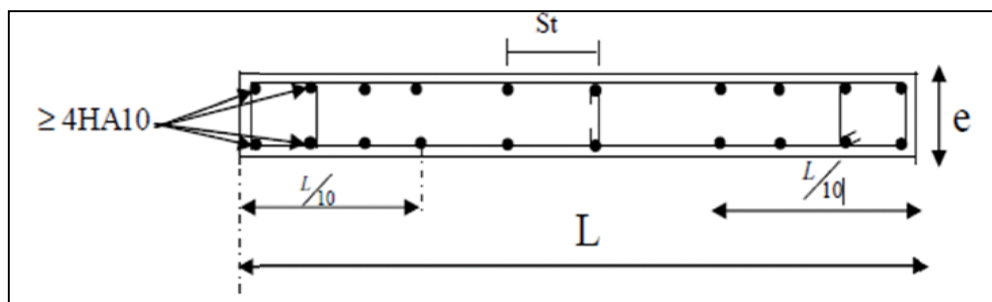


Figure VI.3. 2: Disposition des armatures verticales dans les voiles [RPA99/version 2003].

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales.

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 99/ version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003)

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile
- ✓ A_h : 0,10%B en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ **Espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm} : \text{épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

✓ 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égal à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\phi \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Exemple de calcul**A. Ferrailage des voiles**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $L = 1,20$ m dans la zone 1.

(VL1.Z1)

1) Caractéristiques géométriques:

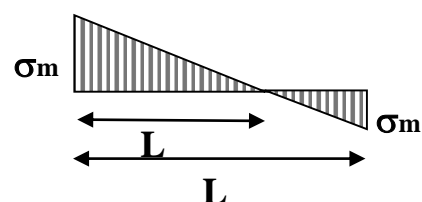
$$\begin{cases} L = 1,20 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \\ B = 0,24 \text{ m}^2 \end{cases}$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tire les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- ✓ $\sigma_{\max} = 6244,14 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $\sigma_{\min} = -1652,04 \text{ KN/m}^2$



3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t »

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6244,14}{6244,14 + 1652,07} \times 1,2 = \mathbf{0,95 \text{ m}}$$

$$L_c = L - L_t = 1,20 - 0,95 = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en une bande de longueur (d):

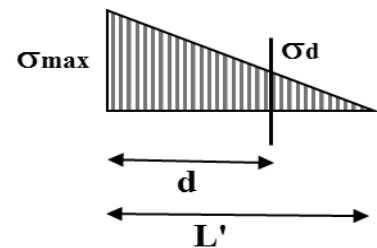
$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1,35; 0,63) = \mathbf{0,63 \text{ m}}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

5) Calcul de la contrainte au niveau du de D

$$\sigma_d = \left(\frac{L' - d}{L'}\right) \sigma_{\max} = 2103,28 \text{ KN/m.}$$

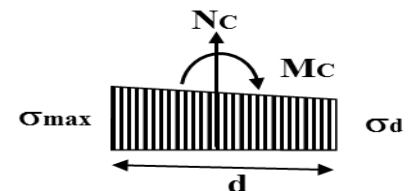


6) Détermination de N :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_d}{2} \times d \times e = \frac{6244,14 + 2103,2}{2} \times 0,63 \times 0,20 = \mathbf{525,89 \text{ KN}}$$

7) Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{525,89}{400 \times 10^{-1}} = 13,14 \text{ cm}^2$$



8) Les armatures de coutures:

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{639,73 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{24,63 \text{ cm}^2}$$

9) Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0,63 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,24 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \mathbf{2,53 \text{ cm}^2}$$

10) Calcul des sections totales

$$\blacksquare A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (13,14) + \left(\frac{24,63}{4}\right) = 19,29 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

11) Ferrailage adopté

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant :

	Section totale	Ferrailage adopté	Espacement
1^{er} bande	$A_1 = 19,29 \text{ cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}16 = 20,096 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VI.3. 2: Ferrailage adopté.

Remarque :

On prend le même ferrailage pour toute la partie tendue.

12) Armatures horizontales :

$$\checkmark \text{ D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{20,096}{4} = 5,024 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ D'après le RPA: } A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 271 = 8,13 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 8,13 \text{ cm}^2$.

Soit : $7\text{HA}12 = 7,91 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_h = 15 \text{ cm}$.

13) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **(4HA8)**

Les vérifications à l'ELU**• Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ et 15 cm \longrightarrow **Condition vérifiée.**

$S_h = 12 \text{ cm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée.**

Vérification à l'ELS**• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{584,24 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 20,096 \times 10^2} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification des contraintes de cisaillement :

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 639,73 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 4,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{639,73 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 2,961 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,961 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ NOTE

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

➤ Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1,2 m (VL1) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,20	1,2	1,2	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (35cm)	2,71	3,79	2,71	
	e (m)	0,20	0,2	0,2	
	B (m)	0,24	0,24	0,24	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	6244,140	5786,25	2682,88	
	σ _{min} [KN/m ²]	-1652,070	-1178,96	-919,78	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	639,730	594,56	389,4	
	L _t (m)	0,95	1,00	0,89	
	L _c (m)	0,25	0,20	0,31	
	d (m)	0,63	0,66	0,60	
	σ ₁ [KN/m ²]	2081,380	1928,75	894,293	
	N ₁ (kN)	526,69	512,75	213,11	
	A _v (cm ²)	13,17	12,82	5,33	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	24,63	22,89	14,99	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	19,32	18,54	9,08
	A _{min} (cm ²)		2,53	2,66	2,38
	A _v adopté (cm ²)		20,096	20,096	11,304
Choix des barres	Bande	2 × 5HA16	2 × 5HA16	2 × 5HA12	
	S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	15cm
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,6	3,6	3,6
	A _H /nappe (cm ²)		5,50	5,50	3,60
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe/ ml
	ST =20cm		(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	2,961	2,753	1,803
		τ _b (MPa)	4,146	3,854	2,524
	ELS	N _s (kN)	584,24	512,16	269,09
σ _b (MPa)		2,14	1,877	1,050	

Tableau VI.3. 3 : ferrailage des voiles longitudinaux de 1,2 m (VL1).

➤ Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1m (VL1') :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (35cm)	2,71	3,79	2,71	
	e (m)	0,20	0,2	0,2	
	B (m)	0,20	0,20	0,20	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	6564,8	6180,22	2470,96	
	σ _{min} [KN/m ²]	-2068,07	-1153,73	-830,27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	639,73	348,61	293,46	
	L _t (m)	0,76	0,84	0,75	
	L _c (m)	0,24	0,16	0,25	
	d (m)	0,51	0,56	0,50	
	σ ₁ [KN/m ²]	2188,267	2060,073	823,653	
	N ₁ (kN)	443,75	462,93	164,4	
	A _v (cm ²)	11,09	11,57	4,11	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	24,63	13,42	11,30	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17,25	14,93	6,93
	A _{min} (cm ²)		2,03	2,25	2,00
	A _v adopté (cm ²)	Bande	20,096	15,386	11,30
Choix des barres	Bande	2 × 5HA16	2 × 5HA14	2 × 5HA12	
	S _t (cm)	Bande	10cm	10cm	10cm
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,00	3,00	3,00
	A _H /nappe (cm ²)		5,02	3,85	3,00
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe /ml
	St =20 cm		(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ _u (MPa)	2,554	1,937	1,630
		τ _b (MPa)	4,976	2,711	2,282
	ELS	N _s (kN)	512,16	157,87	72,07
		σ _b (MPa)	2,225	0,708	0,332

Tableau VI.3. 4: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,00m (VL1').

➤ Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1,60 m (VL2) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (35cm)	2,71	3,79	2,71	
	e (m)	0,20	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	6793,24	6428,34	2603,39	
	σ _{min} [KN/m ²]	-2983,08	-2194,30	-1314,72	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	653,13	348,61	258,69	
	L _t (m)	1,11	1,19	1,06	
	L _c (m)	0,49	0,41	0,54	
	d (m)	0,74	0,80	0,71	
	σ ₁ [KN/m ²]	2264,413	2142,78	867,797	
	N ₁ (kN)	671,35	681,59	246,02	
	A _v (cm ²)	16,78	17,04	6,15	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	25,15	13,42	9,96	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	23,07	20,40	8,64
	A _{min} (cm ²)		2,96	3,18	2,83
	A _v adopté (cm ²)	Bande	28,134	21,54	15,825
Choix des barres	Bande	2 × 7HA16	2 × 7HA14	2 × 7HA12	
	S _t (cm)	Bande	10cm	10cm	10cm
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,8	4,8	4,8
	A _H /nappe (cm ²)		7,03	5,39	4,80
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe /ml
	ST =20cm		(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ _u (MPa)	2,268	1,210	0,898
		τ _b (MPa)	3,175	1,695	1,258
	ELS	N _s (kN)	509,86	393,68	211,40
σ _b (MPa)		1,408	1,117	0,615	

Tableau VI.3. 5: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,60 m (VL2).

➤ Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1,60 m (VL3) (Salle machine) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (35cm)	2,71	3,79	2,71	
	e (m)	0,20	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	4751,57	4686,99	1694,47	
	σ _{min} [KN/m ²]	-1595,55	-1801,72	-727,44	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	797,146	542,878	290,304	
	L _t (m)	1,20	1,16	1,12	
	L _c (m)	0,40	0,44	0,48	
	d (m)	0,80	0,77	0,75	
	σ ₁ [KN/m ²]	1583,857	1562,33	564,823	
	N ₁ (kN)	505,9	481,50	168,61	
	A _v (cm ²)	12,65	12,04	4,22	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	21,92	14,93	7,98	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18,13	15,77	6,21
	A _{min} (cm ²)		3,19	3,08	2,99
	A _v adopté (cm ²)	Bande	18,46	18,46	13,56
	Choix des barres	Bande	2 × 6HA14	2 × 6HA14	2 × 6HA12
S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	15cm	
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,8	4,8	4,8
	A _H /nappe (cm ²)		4,615	4,615	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe /ml	5HA12/nappe/ ml
	St =15cm / bonde de 1m		(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)	(A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	1,977	1,346	0,720
		τ _b (MPa)	2,768	1,885	1,008
	ELS	N _s (kN)	419,11	327,25	170,55
		σ _b (MPa)	1,205	0,941	0,501

Tableau VI.3. 6: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,60 m (VL3).

➤ Ferraillage des Voiles longitudinaux de 2,95 m (VL4) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	2,95	2,95	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (35cm)	2,71	3,79	2,71	
	e (m)	0,20	0,2	0,2	
	B (m)	0,59	0,59	0,59	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	7343,29	6049,42	2336,57	
	σ _{min} [KN/m ²]	-4017,09	-3038,93	-2085,55	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1665,958	1123,052	525,77	
	L _t (m)	1,91	1,96	1,56	
	L _c (m)	1,04	0,99	1,39	
	d (m)	1,27	1,31	1,04	
	σ ₁ [KN/m ²]	2447,763	2016,473	778,857	
	N ₁ (kN)	1244,68	1055,87	323,74	
	A _v (cm ²)	31,12	26,40	8,09	
Ferraillage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	45,81	30,88	14,46	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	42,75	34,12	11,71
	A _{min} (cm ²)		5,08	5,24	4,16
	A _v adopté (cm ²)	Bande	48,23	36,926	24,86
	Choix des barres	Bande	2 × 12HA16	2 × 12HA14	2 × 11HA12
S _t (cm)	Bande	10cm	10cm	10cm	
Ferraillage des voiles Armatures horizontales	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8,85	8,85	8,85
	A _H /nappe (cm ²)		12,06	9,23	8,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/napp e/ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe/ ml (A = 5,65cm ²)
	ST =20cm				
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	2,241	1,511	0,707
		τ _b (MPa)	3,137	2,115	0,909
	ELS	N _s (kN)	424,14	328,22	226,58
σ _b (MPa)		0,640	0,509	0,359	

Tableau VI.3. 7 : Ferraillage des voiles longitudinaux de 2,95 m (VL4).

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 1 m (VT1) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _e -h _p (40cm)	2,66	3,74	2,66	
	e (m)	0,20	0,2	0,2	
	B (m)	0,20	0,20	0,20	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	2921,11	5071,75	2763,73	
	σ _{min} [KN/m ²]	-309	-1331,93	-1055,61	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	812	276,374	119	
	L _t (m)	0,90	0,79	0,72	
	L _c (m)	0,10	0,21	0,28	
	d (m)	0,60	0,53	0,48	
	σ ₁ [KN/m ²]	973,703	1690,583	921,243	
	N ₁ (kN)	234,82	357,05	177,77	
	A _v (cm ²)	5,87	8,93	4,44	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	22,33	7,60	3,27	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	11,45	10,83	5,26
	A _{min} (cm ²)		2,41	2,11	1,93
	A _v adopté (cm ²)/Bande		15,386	15,386	11,3
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/Bande	2 × 5HA14	2 × 5HA14	2 × 5HA12	
	S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,00	3,00	3,00
	A _H /nappe (cm ²)		3,85	3,85	3,00
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe/ml (A = 5,65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ _u (MPa)	3,22	1,097	0,472
		τ _b (MPa)	4,51	1,535	0,661
	ELS	N _s (kN)	420,72	238,77	127,73
σ _b (MPa)		0,640	0,509	0,359	

Tableau VI.3. 8: Ferrailage des voiles transversaux de 1 m (VT1).

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 1,65 m (VT2) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _e -h _p (40cm)	2,66	3,74	2,66	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,33	0,33	0,33	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	4662,47	4958,52	2611,78	
	σ _{min} [KN/m ²]	-84,98	-118,37	-1221,35	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	302,89	268,338	148,638	
	L _t (m)	1,62	1,61	1,15	
	L _c (m)	0,03	0,04	0,53	
	d (m)	1,08	1,07	0,75	
	σ ₁ [KN/m ²]	1554,157	1652,84	870,593	
	N ₁ (kN)	671,59	710,29	261,01	
	A _v (cm ²)	16,79	17,76	6,53	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	8,33	7,38	4,09	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	18,87	19,60	7,55
	A _{min} (cm ²)		4,32	4,30	3,00
	A _v adopté (cm ²)/Bonde		21,54	21,54	15,825
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/Bande	2 × 7HA14	2 × 7HA14	2 × 7HA12	
	S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,95	4,95	4,95
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	5,39	4,95
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,728	0,645	0,357
		τ _b (MPa)	1,02	0,903	0,500
	ELS	N _s (kN)	630,34	544,51	277,04
σ _b (MPa)		1,74	1,503	0,783	

Tableau VI.3. 9: Ferrailage des voiles transversaux de 1,65 m (VT2).

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 1,60 m (VT3) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (40cm)	2,66	3,74	2,66	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	4742,58	4938,63	1850,54	
	σ _{min} [KN/m ²]	-588,03	-791,22	-447,66	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	186,774	100,814	57,134	
	L _t (m)	1,42	1,38	1,29	
	L _c (m)	0,18	0,22	0,31	
	d (m)	0,95	0,92	0,86	
	σ ₁ [KN/m ²]	1580,86	1646,21	616,847	
	N ₁ (kN)	600,09	605,39	211,92	
	A _v (cm ²)	15,00	15,13	5,30	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	5,14	2,77	1,57	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	16,29	15,83	5,69
	A _{min} (cm ²)		3,80	3,68	3,44
	A _v adopté (cm ²)/Bande		18,46	18,46	13,56
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/Bande	2 × 6HA14	2 × 6HA14	2 × 6HA12	
	S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,80	4,80	4,80
	A _H /nappe (cm ²)		4,615	4,615	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m	St =20 cm	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,463	0,250	0,142
		τ _b (MPa)	0,649	0,350	0,198
	ELS	N _s (kN)	264,96	217,39	112,36
σ _b (MPa)		0,762	0,625	0,330	

Tableau VI.3. 10: Ferrailage des voiles transversaux de 1,60 m (VT3).

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 1,90 m (VT4) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,90	1,90	1,90	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _e -h _p (40cm)	2,66	3,74	2,66	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,38	0,38	0,38	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	6679,55	5519,91	6437,12	
	σ _{min} [KN/m ²]	-3823,22	-2299,98	-5484,76	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	164,234	262,36	306,264	
	L _t (m)	1,21	1,34	1,03	
	L _c (m)	0,69	0,56	0,87	
	d (m)	0,81	0,89	0,68	
	σ ₁ [KN/m ²]	2226,517	1839,97	2145,707	
	N ₁ (kN)	717,45	658,06	587,00	
	A _v (cm ²)	17,94	16,45	14,68	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	4,52	7,21	8,42	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	19,06	18,26	16,78
	A _{min} (cm ²)		3,22	3,58	2,74
	A _{v adopté} (cm ²)/bande		21,54	21,64	21,64
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/bande	2 × 6HA14	2 × 6HA14	2 × 6HA14	
	S _t (cm)	bande	10cm	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,7	5,7	5,7
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	5,39	5,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,343	0,548	0,640
		τ _b (MPa)	0,480	0,767	0,896
	ELS	N _s (kN)	200,17	160,42	80,59
		σ _b (MPa)	0,485	0,411	0,195

Tableau VI.3. 11 : Ferrailage des voiles transversaux de 1,90 m (VT4).

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 3,30 m (VT5) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,30	3,30	3,30	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _e -h _p (40cm)	2,66	3,74	2,66	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,66	0,66	0,66	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	5348,88	5408,95	1868,97	
	σ _{min} [KN/m ²]	-2244,96	-2681,94	-729,5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	396,634	327,138	199,22	
	L _t (m)	2,32	2,21	2,37	
	L _c (m)	0,98	1,09	0,93	
	d (m)	1,33	1,47	1,33	
	σ ₁ [KN/m ²]	2288,392	1802,983	821,708	
	N ₁ (kN)	1015,77	1060,70	357,86	
	A _v (cm ²)	25,39	26,52	8,95	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	10,91	9,00	5,48	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	28,12	28,77	10,32
	A _{min} (cm ²)		5,32	5,88	5,32
	A _v adopté (cm ²)/ Bande		32,153	32,153	18,08
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/Bande	2 × 8HA16	2 × 8HA16	2 × 8HA12	
	S _t (cm)	Bande	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9,9	9,9	9,9
	A _H /nappe (cm ²)		8,038	8,038	4,52
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm²)	5HA12/nappe/ ml (A = 5,65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,477	0,394	0,240
		τ _b (MPa)	0,668	0,551	0,335
	ELS	N _s (kN)	283,31	257,72	141,85
σ _b (MPa)		0,408	0,364	0,206	

Tableau VI.3. 12 : Ferrailage des voiles transversaux de 3,30 m (VT5).

CALCUL DES VOILES PERIPHERIQUES :

Les voiles périphériques sont modélisés avec le logiciel ETABS, ils sont soumis à la poussée des terres au repos ainsi que la poussée due a la surcharges d $2,5\text{KN}/\text{m}^2$.

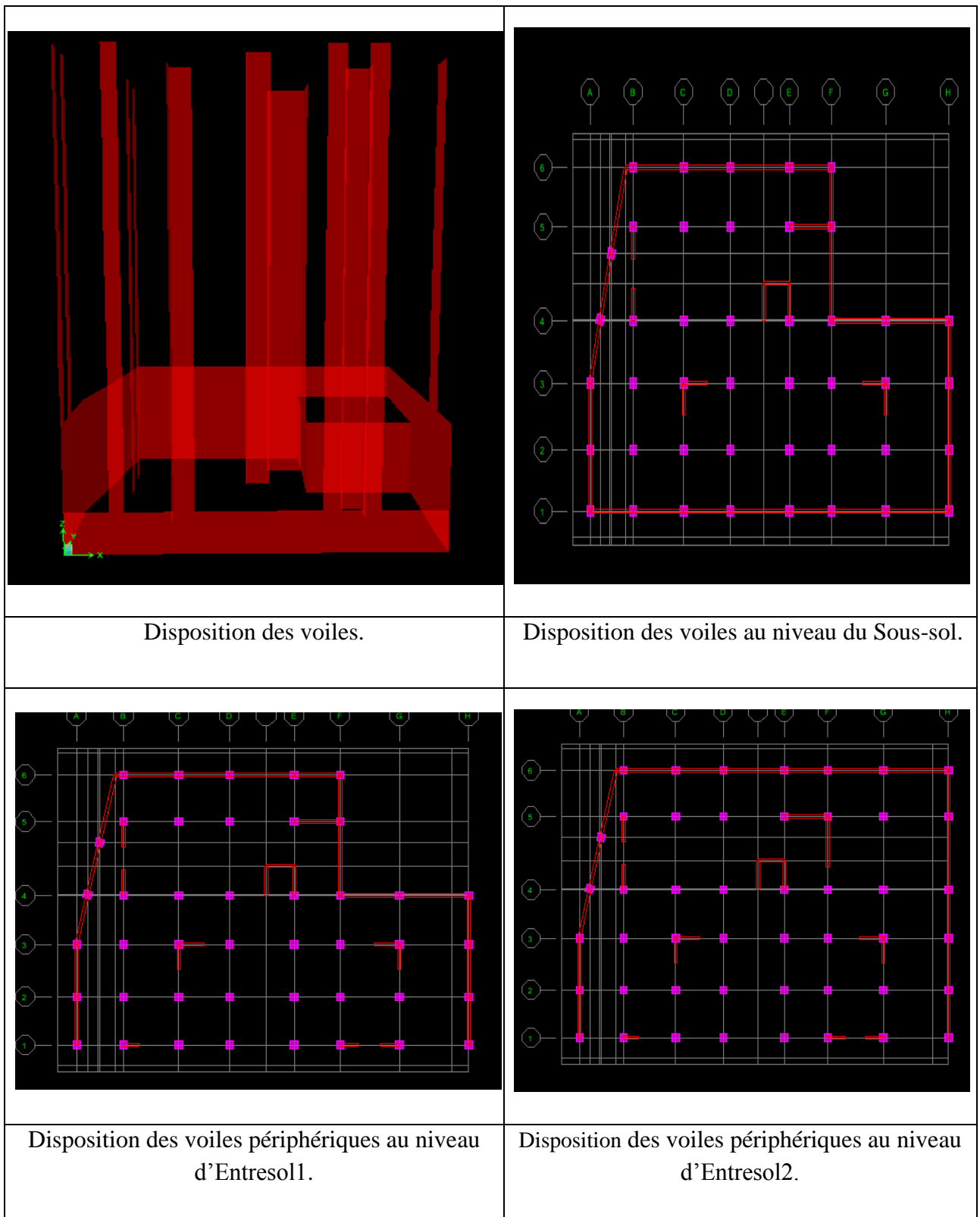


Figure VI.3. 3: Répartitions des voiles.

Détermination de la force des poussées des terres

1- Caractéristique du sol

- Poids spécifique ; $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- Angle du frottement : $\varphi = 30^\circ$.

2- Calcul de la contrainte du sol

- $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,50$

3- Calcul des sollicitations :

- La pousser due au poids propre des terres

✓ Pour la couche 1 : $0\text{m} < h < 3,06\text{m}$

$$\sigma_h = 0,5 \times (18 \times h_1)$$

$$\begin{cases} h = 0\text{m} & \Rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2 \\ h = 3,06\text{m} & \Rightarrow \sigma_h = 27,54 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ Pour la couche 2 : $3,06\text{m} < h < 6,12\text{m}$

$$\sigma_h = 0,5 \times (18 \times h_1 + 18 \times h_2)$$

$$\begin{cases} h = 3,06\text{m} & \Rightarrow \sigma_h = 27,54 \text{ KN/m}^2 \\ h = 6,12\text{m} & \Rightarrow \sigma_h = 55,08 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ Pour la couche 3 : $6,12\text{m} < h < 9,18 \text{ m}$

$$\sigma_h = 0,5 \times (18 \times h_1 + 18 \times h_2 + 18 \times h_3)$$

$$\begin{cases} h = 6,12\text{m} & \Rightarrow \sigma_h = 55,08 \text{ KN/m}^2 \\ h = 9,18\text{m} & \Rightarrow \sigma_h = 82,62 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- La poussée due à la surcharge :

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

$$\sigma_h = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2.$$

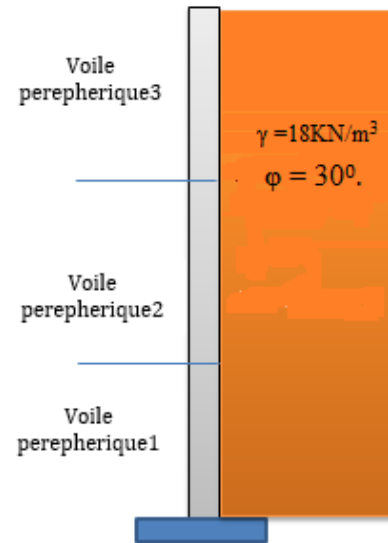


Figure VI.3. 4: schéma statique.

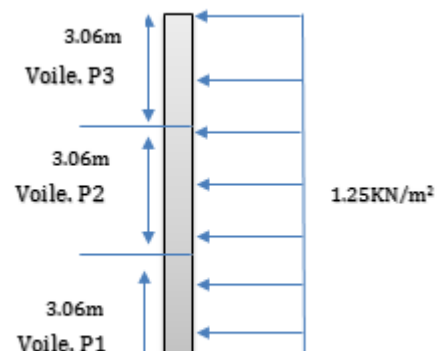


Figure VI.3. 5: poussée due à la surcharge.

4- Le diagramme des contraintes dues au poids propre des terres

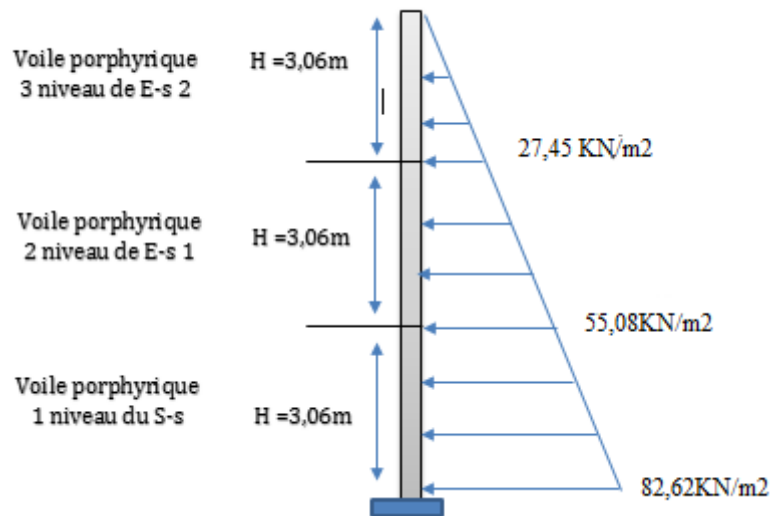


Figure VI.3. 6: pousser dues au poids propre.

- Remarque :

Après avoir calculé les forces de poussée on utilise le logiciel ETABS pour charger les voiles. Puisque dans le logiciel ne peut pas appliquer ce type de charge, on va charger comme indique la figure ci-dessus :

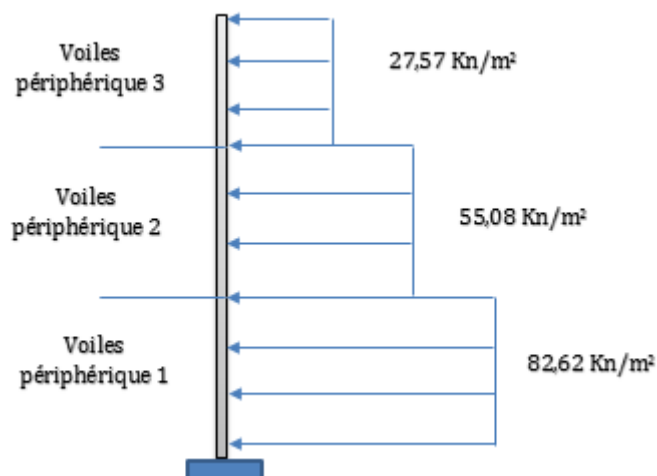


Figure VI.3. 7: poussée dues au poids propre.

- Après avoir chargé les voiles avec les force de poussée (G et Q) leur ferrailage se fait de la même manier que les voile de contreventement, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

➤ Ferrailage des Voiles périphériques longitudinaux :

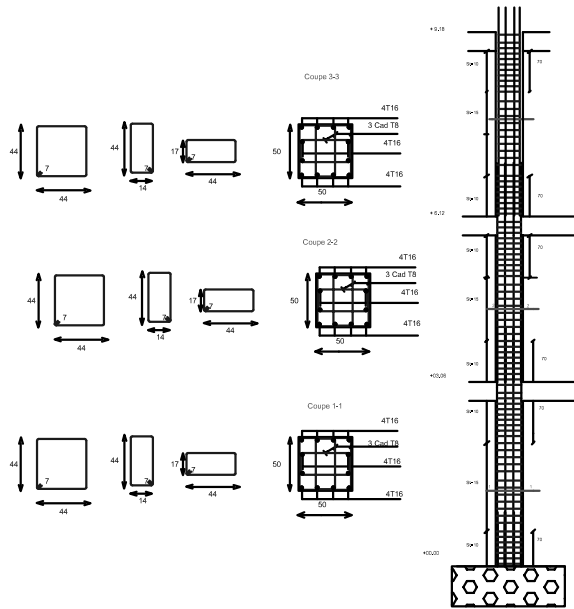
Zones		Voile P1	Voile P2	Voile P3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,45	4,45	4,45	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _c -h _p (35cm)	2,71	3,79	2,71	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,89	0,89	0,89	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	2096,98	1915,45	1747,99	
	σ _{min} [KN/m ²]	-117,8	-439,81	-498,09	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1260,07	969,108	746,578	
	L _t (m)	4,21	3,62	3,46	
	L _c (m)	0,24	0,83	0,99	
	d (m)	1,36	1,90	1,36	
	σ ₁ [KN/m ²]	1422,592	912,48	1064,071	
	N ₁ (kN)	476,9	535,89	381,03	
	A _v (cm ²)	11,92	13,40	9,53	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	34,65	26,65	20,53	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	20,59	20,06	14,66
	A _{min} (cm ²)	5,42	7,58	5,42	
	A _v adopté (cm ²)/Bande	27,69	20,34	20,34	
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/Bande	2 × 9HA14	2 × 9HA12	2 × 9HA12	
	S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		13,35	13,35	13,35
	A _H /nappe (cm ²)		6,92	5,085	5,085
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	1,124	0,864	0,666
		τ _b (MPa)	1,573	1,210	0,932
	ELS	N _s (kN)	982,77	418,82	162,99
σ _b (MPa)		1,055	0,455	0,177	

Tableau VI.3. 13: Ferrailage des Voiles périphériques longitudinaux.

➤ Ferrailage des Voiles périphériques transversaux :

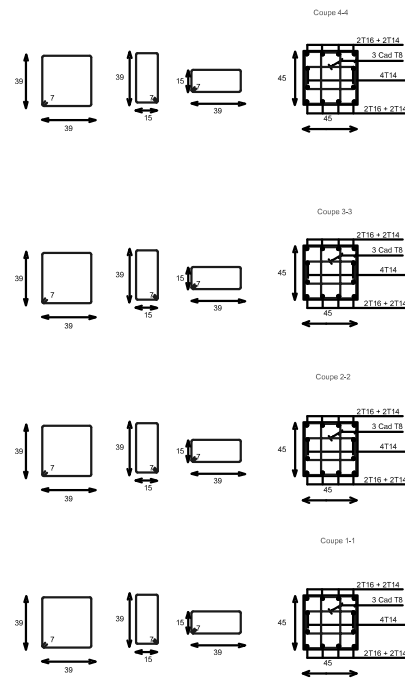
Zones		Voile P1	Voile P2	Voile P3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,75	4,75	4,75	
	He (m)	3,06	4,14	3,06	
	h(m) = h _e -h _p (40cm)	2,66	3,74	2,66	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,95	0,95	0,95	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	1826,08	1623,47	2117,2	
	σ _{min} [KN/m ²]	-105,04	-61,7	-578,11	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1232,42	974,708	689,20	
	L _t (m)	4,49	4,58	3,73	
	L _c (m)	0,26	0,17	1,02	
	d (m)	1,33	1,87	1,33	
	σ ₁ [KN/m ²]	1285,366	960,045	1362,513	
	N ₁ (kN)	413,82	483,12	462,80	
	A _v (cm ²)	10,35	12,08	11,57	
Ferrailage des voiles Armatures verticales	A _{vj} (cm ²)	33,09	26,80	18,95	
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	18,82	18,78	16,31
	A _{min} (cm ²)		5,32	7,48	5,32
	A _v adopté (cm ²)/Bande		20,34	20,34	20,34
Ferrailage des voiles Armatures horizontales	Choix des barres/Bande	2 × 9HA12	2 × 9HA12	2 × 9HA12	
	S _t (cm)	Bande	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		14,25	14,25	14,25
	A _H /nappe (cm ²)		5,085	5,085	5,085
	Choix des barres/nappe (cm ²)/m		5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)	5HA12/nappe /ml (A = 5,65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ _u (MPa)	1,030	0,814	0,576
		τ _b (MPa)	1,441	1,14	0,806
	ELS	N _s (kN)	991,80	430,9	380,20
σ _b (MPa)		1,012	0,439	0,388	

Tableau VI.3. 14: Ferrailage des Voiles périphériques transversaux.



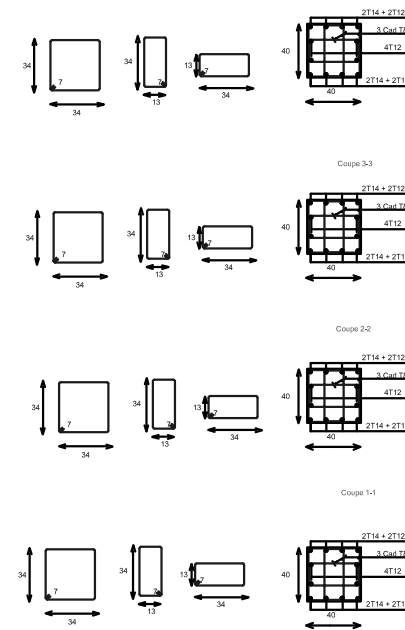
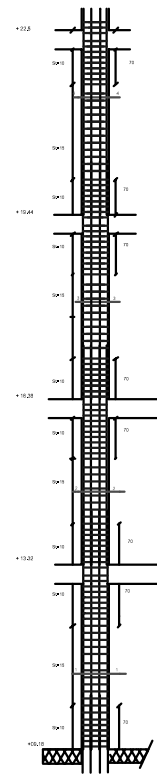
FERRAILLAGE DES POTEaux ZONE 01

ZONE I



FERRAILLAGE DES POTEaux ZONE 02

ZONE II

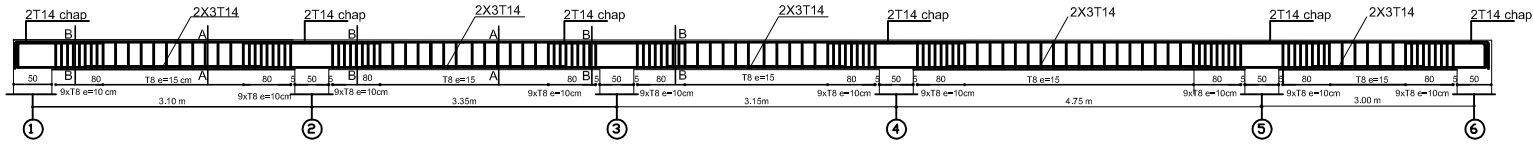


FERRAILLAGE DES POTEaux ZONE 03

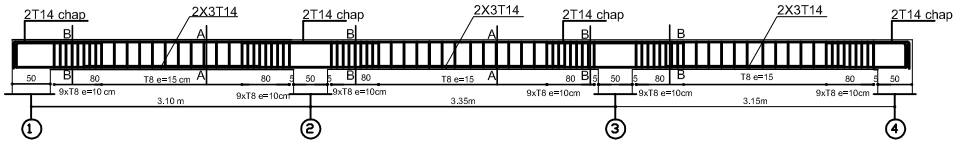
ZONE III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr DJEDID Mohand oudf Mr HANDOUT Meoussa	TITRE : FERRAILLAGE DES POTEaux	
DIRIGE PAR : Mme : CHEKRIJE		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE

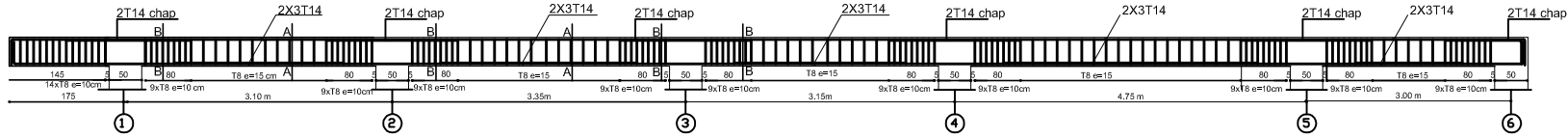
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A/ B / C /D/E/ F AU NIVEAUX (0.00 m)



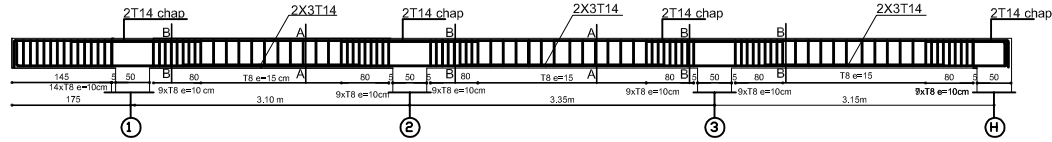
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES G / H / AU NIVEAUX (0.00 m)



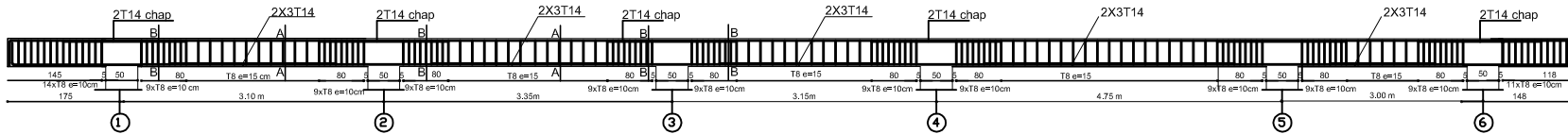
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A/ B / C /D/E/ F AU NIVEAUX (3.06 m / 6.12 m)



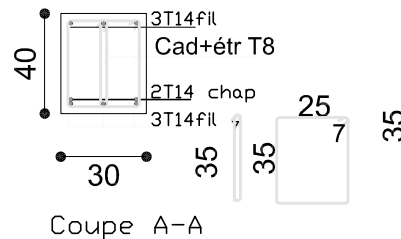
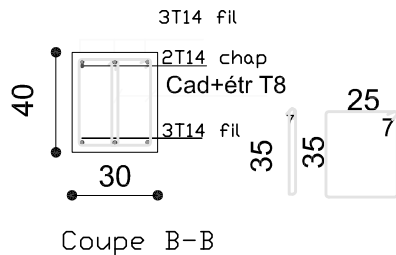
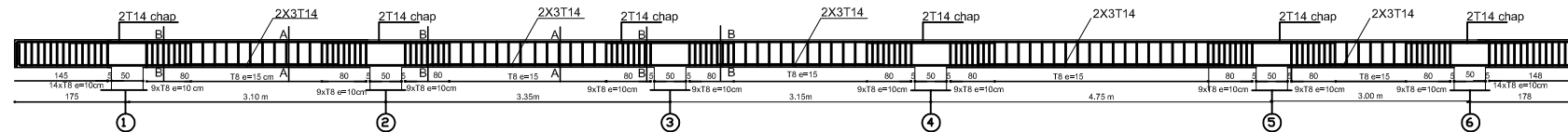
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES G / H / AU NIVEAUX (3.06 m / 6.12 m)



-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES / B /C/ G/H DU NIVEAUX (6.12) AU NIVEAUX (34.61m)



-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES / D/ E/F DU NIVEAUX (6.12) AU NIVEAUX (34.61m)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr DJEDID Mohand ouidr
Mr HANOUTI Moussa
DRIGE PAR :
Mme : CHERIF F
PROMOTION 2020/2021

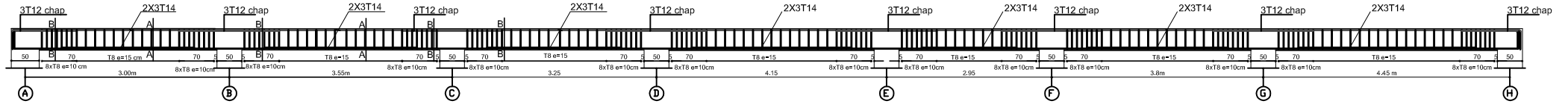
TITRE :
FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES

PROMOTION 2010/2011

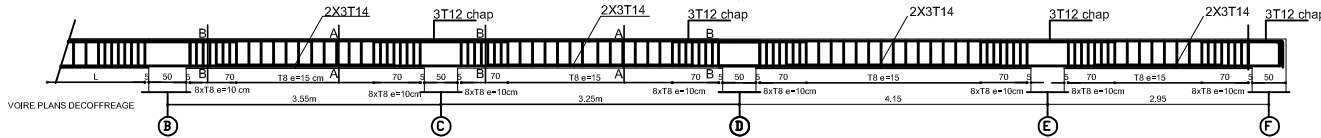
PLANCHE N°

ECHELLE

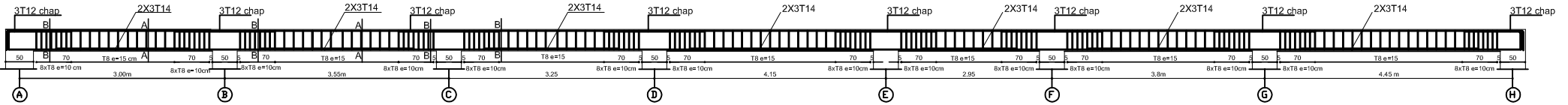
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 1 / 2 / 3 NIVEAUX (0.00 / 3.06 / 6.12)



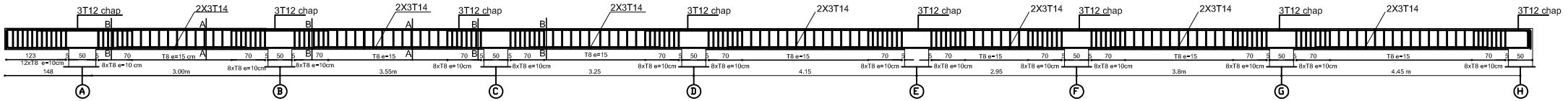
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 4 / 5 / 6 NIVEAUX (0.00 / 3.06 / 6.12)



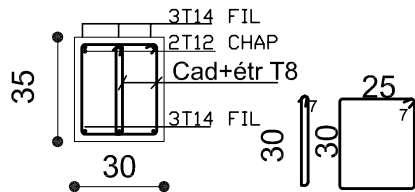
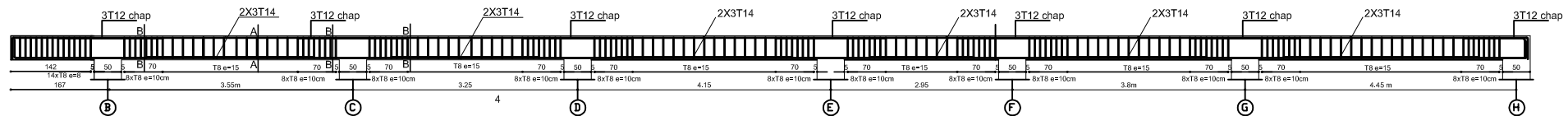
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 3 DU NIVEAUX (6.12) AU NIVEAUX (34.61m)



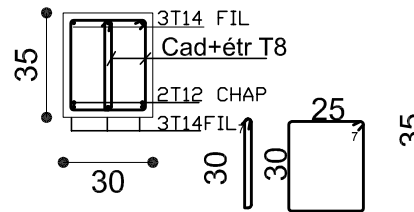
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 1 / 2 DU NIVEAUX (6.12) AU NIVEAUX (34.61m)



-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 4 / 5 DU NIVEAUX (6.12) AU NIVEAUX (34.61m)



Coupe B-B



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr DJEDID Mohand ouïdjir

Mr HANOUTI Moussa

DRIGE PAR :

Mme : CHERIF F

PROMOTION 2020/2021

PROMOTION 2010/2011

TITRE :

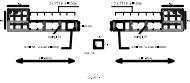
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES

PLANCHE N°

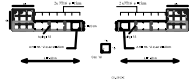
ECHELLE

FERRAILLAGE DU VOILE : VL1

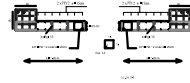
ZONE I



ZONE II

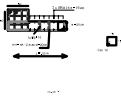


ZONE III

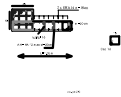


FERRAILLAGE DU VOILE : VL1'

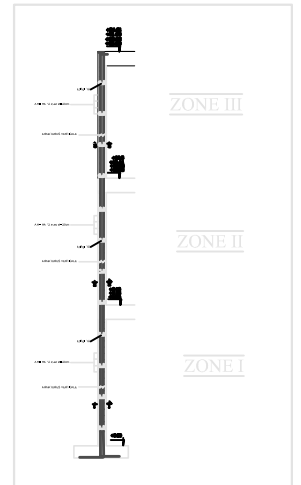
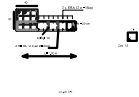
ZONE I



ZONE II

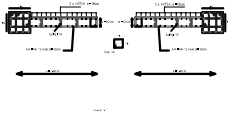


ZONE III

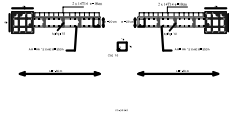


FERRAILLAGE DU VOILE : VL2

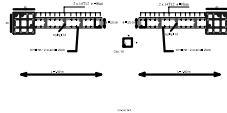
ZONE I



ZONE II

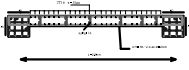


ZONE III

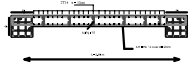


FERRAILLAGE DU VOILE : VL4

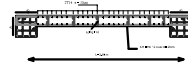
ZONE I



ZONE II

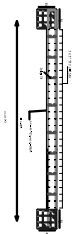
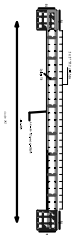
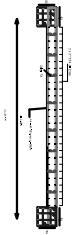


ZONE III

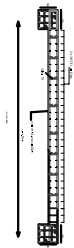
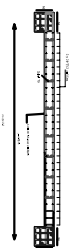
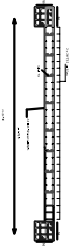


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE NATIONAL DE L'ENERGIE, DE L'ELECTRICITE ET DE L'INDUSTRIE SOCIETE ALGERIENNE D'INGENIERIE ET D'ARCHITECTURE SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDE	
SOCIETE D'ETUDE ET D'ARCHITECTURE D'ENERGIE ET D'INDUSTRIE SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDE	SOCIETE D'ETUDE ET D'ARCHITECTURE D'ENERGIE ET D'INDUSTRIE SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDE

FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE LONGITUDINALE



FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE TRANSVERSAL



SOCIÉTÉ GÉNÉRAL DE CONSTRUCTION 100, rue de la République 92000 Nanterre Cedex Tél. : 01 1 47 37 70 00 Fax : 01 1 47 37 70 01 Email : info@sgc.fr	
PROJET : N° : DATE :	PLAN : N° : DATE :

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VII.2. Etude géotechnique du sol

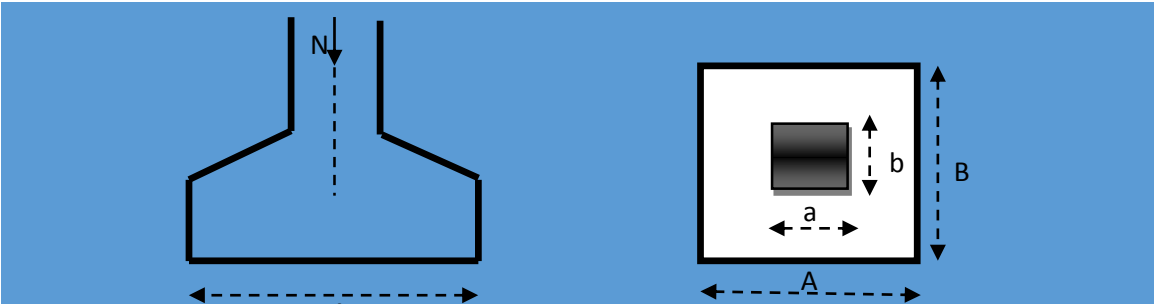
Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude dont on dispose sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,00$ bars à 3,00 m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation

VII.3-1-Dimensionnement :

a) Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):



Combinaisons de calcul	$G+Q\pm E, 0,8G\pm E, ELS(RPA\ 2003, Art10.1.4.1)$
Méthode de calcul	$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}, \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
N_{max}	$N_{s\ max} = 1259,63\ KN$
σ_{sol}	$\sigma_{sol} = 0,20\ Mpa$
Les dimensions adoptées	$B \geq \sqrt{\frac{1259,63}{200}} = 2,50\ MPa$ $\Rightarrow A = B = 2,50\ m$
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.	

Tableau VII. 1: Dimensionnement des semelles isolées.

b) Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal **N** donné par la combinaison la plus défavorable :

$$\text{Avec : } \frac{N_s}{S} = \sigma_s \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_s \times L}$$

➤ **Sous voiles :**

Sens longitudinal :

Voile	N(KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}	S=BxL (m ²)
VBR1	7042.49	4.45	7.92	8	35.6
VL4	1963.94	1.60	6.13	6.15	9.84
VBR2	1991.55	4.45	2.23	2.25	10.01
VL7	892.28	1.6	2.78	2.80	4.48
VL10	1036.41	2.95	1.75	1.80	5.31
VBR3	4529.33	4.15	5.45	5.50	22.83
Σ=					88.07

Tableau VII. 2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Sens transversal :

Voile	N _s (KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}	S=BxL (m ²)
VTBR1	3242.3	4.37	3.70	3.80	16.60
VT3	1969.49	1.65	5.96	6.00	9.90
VT6	928.59	1.6	2.90	2.90	4.64
VT9	839.24	1.9	2.20	2.20	4.18
VT12	840.96	1.9	2.21	2.25	4.28
VTBR2	2218.68	4.75	2.33	2.35	11.16
VT18	915.7	1.6	2.86	2.90	4.64
VTBR3	4529.33	3.35	6.76	6.80	22.78
Σ=					78.18

Tableau VII. 3: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 88.07 + 78.18 = 166.25 \text{ m}^2$$

➤ **Sous poteaux :**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _S (KN)	M (KN.m)	e _i (m)	N x e _i
C55	322.57	2.685	-8.675	-2798.30
C56	1145.16	8.198	-5.575	-6384.27
C57	989.32	10.497	-2.225	-2201.24
C58	1102.41	5.939	0.925	1019.73
C59	1201.46	15.508	5.675	6818.29
C60	318.53	12.681	8.675	2763.25
Σ	5079.45	55.508	/	-782.54

Tableau VII. 4: Surface des semelles filantes sous poteaux.

• **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-782.54 + (55.508)}{5079.45} = -0.143\text{m}$$

• **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

➤ **1^{er} cas :**

On a : $e = -0.143\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{25.15}{6} = 4.19\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5079.45}{25.15} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.143)}{25.15} \right) = 208.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5079.45}{25.15} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.143)}{25.15} \right) = 195.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5079.45}{25.15} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.143)}{25.15} \right) = 198.52 \text{ KN/ml}$$

➤ **2^{ème} cas :**

On a : $e = -0.143\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{9.6}{6} = 2.4\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5079.45}{9.6} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.143)}{9.6} \right) = 576.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5079.45}{9.6} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.143)}{9.6} \right) = 481.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5079.45}{9.6} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.143)}{9.6} \right) = 505.46 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

➤ **1^{er} cas :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{198.52}{200} = 0.99 \text{ m}$$

Donc on opte pour : **B = 1.20 m.**

➤ **2^{ème} cas :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{505.46}{200} = 2.52 \text{ m}$$

Donc on opte pour : **B = 2.60 m.**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S x n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 6 \times (1.20 \times 17.35) + 2 \times (2.60 \times 9.60) = 174.84 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 174.84 + 166.25 = 341.09 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bat} = 358.9 m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{341.09}{358.9} \times 100 = 95.04\%$$

Donc : **S_t > 50% S_{bat}**

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.2. Pré dimensionnement du radier

Elément	Condition	Valeur adoptée	
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p><u>Avec</u>: $K=40$ MPa pour un sol moyen. $L_{\max}=4.75$m. $E=10818.865$ MPa</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.97\text{m}$	h=100cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{475}{8} \leq h \leq \frac{475}{5}$ $59.38 \leq h \leq 95 \text{ cm}$	
Dalle	<p>La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :</p> $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ <p>avec un minimum de 25cm. $\longrightarrow h_d \geq \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm}$</p>	h_d = 30	
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$ Soit h_n = 100 cm et 0.4 h_n ≤ b_n ≤ 0.7 h_n $0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm.}$	h_n = 100 b_n = 60	

Tableau VII. 5: Dimensionnement de radier général.

VII.3. Calcul de la surface nécessaire au radier

Chargement	Charge permanente de la structure $G = 47680.9\text{KN.}$	
	Charge d'exploitation de la structure $Q = 7411.35\text{KN.}$	
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1.35 \times 47680.9 + 1.5 \times 7411.35 = 75486.24\text{KN}$
	ELS	$N_S = G + Q = 47680.9 + 7411.35 = 55092.25\text{KN}$
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{75486.24}{1.33 \times 200} = 283.78\text{m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{55092.25}{200} = 275.46\text{m}^2$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 283.78\text{m}^2$	
la surface du bâtiment	$S_{bat} = 358.9\text{m}^2$	
Conclusion	<p>$S_{bat} = 358.9\text{m}^2 > S_{rad} = 283.78\text{m}^2$</p> <p>On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL</p>	
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$ $L_{deb} = 50\text{cm}$	
Surface de débord	$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = (26.15 \times 0.5) + (15.421 \times 0.5) + (10.1 \times 0.5)$ $+ (8.75 \times 0.5) + (7.25 \times 0.5) + (17.35 \times 0.5)$ $= 42.26\text{m}^2$	
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 358.9 + 42.26 = 401.16\text{m}^2$	

Tableau VII. 6: surface du radier général

VII.4. Calcul des sollicitations à la base du radier

Poids du bâtiment		G = 47680.9KN.	
Charges permanentes	Poids de radier	Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 401.16 \times 0.30 \times 25$	3008.7KN
		Poids des nervures $P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x.n + L_y \times m)$ $P_{nerv} = 0.60 \times (1 - 0.30) \times 25 \times (25.15 \times 3 + 24.46 + 15.12 + 14.42 + 17.35 \times 6 + 9.6 \times 2)$	2653.88 KN
		Poids de TVO $S_{ner} = b_n \sum (L_x.n + L_y \times m) = 0.60 \times 252.75 = 151.65 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $P_{TVO} = (401.16 - 151.65) \times 0.7 \times 17$	2969.17 KN
		Poids de la dalle flottante $P_{dalleflottante} = S_{rad} \cdot e_{dalleflottante} \cdot \rho_b$ $P_{dalleflottante} = 401.16 \times 0.10 \times 25$ $e_{dalleflottante} = 10 \text{ cm}$	1002.9 KN
		Poids de radier: Σ	
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q		7411.35 KN
	Surcharge du radier : $Q = 2.5 \times 401.16$		1002.9 KN
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 47680.9 + 9634.65$		57315.55 KN
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 7411.35 + 1002.9$		8414.25KN
Combinaisons	<u>A l'ELU :</u> $N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 57315.55 + 1.5 \times 8414.25$		89997.37KN
	<u>A l'ELS :</u> $N_S = G + Q = 57315.55 + 8414.25$		65729.8 KN

Tableau VII. 7: Sollicitations à la base du radier.

VII.5.Vérifications

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{89997.37 \times 1}{401.16} \times \frac{4.75}{2}$ $= 532.81 \text{ KN}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{532.81 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.97 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$ $\tau_u = 1.97 \text{ MPA} < \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ MPA.}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	11.57m
Moment d'inertie	$I_{YY} =$	29292.81 m ⁴
Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 39325.67 + 2058.45 \times 1 = 41384.12 \text{ KN.m}$	
Sens longitudinal : ▲	<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{89997.37}{401.16} + \frac{41384.12}{29292.81} \times 11.57 = 240.69 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{89997.37}{401.16} - \frac{41384.12}{29292.81} \times 11.57$ $= 208.00 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 240.69 + 208.00}{4} = 232.52 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 232.52 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266.00 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>
	<u>PELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{65729.8}{401.16} + \frac{41384.12}{29292.81} \times 11.57$ $= 180.20 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{65729.8}{401.16} - \frac{41384.12}{29292.81} \times 11.57 = 147.50 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 180.20 + 147.50}{4} = 172.03 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 172.03 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>	

Tableau VII. 8: Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.

Calcul du centre de gravité du radier		$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	8.09m
Moment d'inertie	I_{xx}	11484.48m⁴.	
Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 45404.055 + 2367.05 \times 1 = \mathbf{47771.105KN.m}$		
<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{89997.37}{401.16} + \frac{47771.105}{11484.48} \times 8.09$ $= \mathbf{258.00KN/m^2}$		
	$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{89997.37}{401.16} - \frac{47771.105}{11484.48} \times 8.09$ $= \mathbf{190.70KN/m^2}$		
$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 258.00 + 190.70}{4} = \mathbf{241.18KN/m^2}$		
Observation	$\sigma_m = 241.18 \frac{KN}{m^2} < 1,33\sigma_{sol} = 266KN / m^2$ Condition vérifiée		
<u>ELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{65729.8}{401.16} + \frac{47771.105}{11484.48} \times 8.09$ $= \mathbf{197.50KN/m^2}$		
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{65729.8}{401.16} - \frac{47771.105}{11484.48} \times 8.09$ $= \mathbf{130.20KN/m^2}$		
$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 197.50 + 130.20}{4} = \mathbf{180.68KN/m^2}$		
Observation	$\sigma_m = 180.68KN/m^2 < \sigma_{sol} = 200 KN / m^2$ Condition vérifiée.		

Tableau VII. 9: Vérification de la stabilité du radier sens transversal.

VII.6.Ferraillage du radier

VII.6.1.Ferraillage des panneaux

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ Chargements :

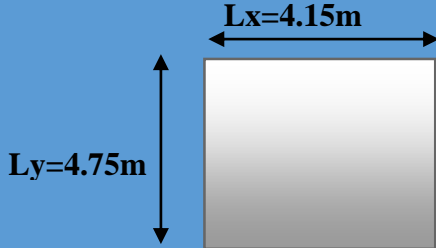
Dimension :		
Panneau le plus sollicitée		
Domaine de portance		$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.87 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau de dalle porte dans les deux directions.
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(232.52; 241.18) = 241.18 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(172.03; 180.68) = 180.68 \text{ KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(241.18 - \frac{9634.65}{401.16}\right) \times 1 \text{ m} = 217.16 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(180.68 - \frac{9634.65}{401.16}\right) \times 1 \text{ m} = 156.66 \text{ KN/ml}$

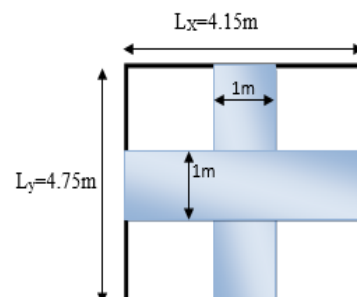
Tableau VII. 10: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

❖ Sollicitations :

On prend une bande de 1m de largeur au milieu de chaque portée :

Avec :

- $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$.
- $M_x = \mu_y \cdot M_x$.



	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0.87	0.87
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0448	0,0559
μ_y	0.721	0.804
M_{x0}	$0,0448 \times 217.16 \times 4.15^2$ $= 167.55 \text{KN.m}$	$0,0559 \times 156.66 \times 4.15^2$ $= 150.82 \text{KN.m}$
M_{y0}	0.721×167.55 $= 120,80 \text{KN.m}$	0.804×150.82 $= 121.26 \text{KN.m}$

Tableau VII. 11: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

❖ **Correction des moments : $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$.**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

➤ **ELU :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 167,55 = 125,625 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 120,80 = 90,60 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 167,55 = -87,77 \text{KN.m}$$

➤ **ELS :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 150,82 = 113,115 \text{KN.m}$$

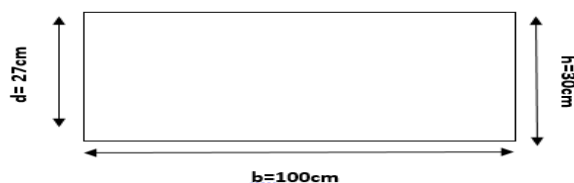
$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 121.26 = 90.945 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 150,82 = -75,41 \text{KN.m}$$

❖ Ferrailage (flexion simple) :

Le ferrailage se fait pour une bande de **1m** de largeur, en flexion Simple.



➤ Sens longitudinal :

	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 125,625 \text{ KN.m}$	$M_a = 87,77 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,122 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,084 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,935$	$\beta = 0,956$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 14,29 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 9,77 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ d'où: Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	$A \geq 2.556 \text{ cm}^2$ C.V pour H.A(Fe400)
A_{adp}	8HA16=16,08cm²	8 HA14 =12,32 cm²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Tableau VII. 12: Ferrailage de la dalle de radier à ELU.

➤ Sens transversal :

	En travée
Le moment	$M_t = 90,60 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,088 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,954$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 10,10 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ d'où: Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$
A_{adp}	6HA16=12,06cm²
Espacement	$S_t = 16 \text{ cm}$

Tableau VII. 13: Ferrailage de la dalle de radier à ELU.

Remarque :

On prend le même ferrailage pour les appuis dans les deux directions.

❖ Vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable		Espacement des barres	
		Sens L_x :	
		$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	En appuis : $S_t = 12.5\text{cm}$
Sens L_y :		En travée : $S_t = 16\text{cm}$	
		$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	En appuis : $S_t = 12.5\text{cm}$

Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$	
L'effort Tranchant	$p = q_{um} l_x l_y = 217.16 \times 4.15 \times 4.75 = 4280.77\text{KN}$
	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4280.77}{3 \times 4.75} = 300.41$
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d}$	$= \frac{300.41 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.1126\text{MPa}$
$\bar{\tau}$	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$
Observation	$\tau_u = 1.1126 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

❖ Vérification à ELS :

➤ Sens longitudinal :

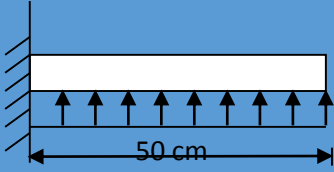
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta l.d. A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b.d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	16,08	113,11	0.59	0.886	28.86	294.04	348	10.188	15	Cv
appuis	12,32	75,41	0.46	0.897	33.54	252.73	348	7.535	15	Cv

➤ Sens transversal :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta l.d. A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b.d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	12,06	90.945	0.446	0.898	34.02	311.02	348	9.142	15	Cv
appuis	12,32	75,41	0.46	0.897	33.54	252.73	348	7.535	15	Cv

VII.6.2.Ferraillage du débord

❖ Sollicitation de calcul :

	Longueur	$L=0.50 \text{ m.}$
	ELU : $P_u = q_u$	217.16 KN/ml
	ELS : $P_s = q_s$	156.66 KN/ml
sollicitation	$M_z = q_u \cdot x^2/2$	$M_z = -27.15 \text{ KN.m (ELU)}$
	$M_z = q_s \cdot x^2/2$	$M_z = -19.58 \text{ KN.m (ELS)}$

❖ Calcul des armatures : $b=1 \text{ m}$; $d=27 \text{ cm}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,026 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta=0,972$
Détermination de la section des aciers tendus principaux.		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,97 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min}=3,26 \text{ cm}^2$
$A_p=3,26 \text{ cm}^2$ soit 4HA12=4,52 cm^2		
Avec un espacement : $S=25 \text{ cm} < S_{\max}=\min(2h, 25 \text{ cm})=25 \text{ cm.}$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$1,13 \text{ cm}^2$
4HA10=3,14 cm^2 , avec un espacement : $S=25 \text{ cm} < S_{\max}=\min(3h, 33 \text{ cm})=33 \text{ cm.}$		

Tableau VII. 14: Ferraillage du débord à ELU.

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification à effectuer	
Contrainte d'acier calculée $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,17$ $\beta = 0,932$ et $k = 58,53$	$\sigma_s = 172,14 \text{ MPA}$

b) Vérification des contraintes dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{172,14}{58,53}$	$\sigma_b = 2,94 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$2,94 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée

VII.6.3.Ferraillage de la nervure

Type 1

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur L_m), et le même effort tranchant max (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

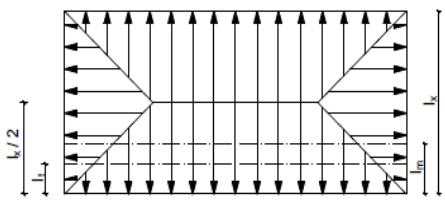
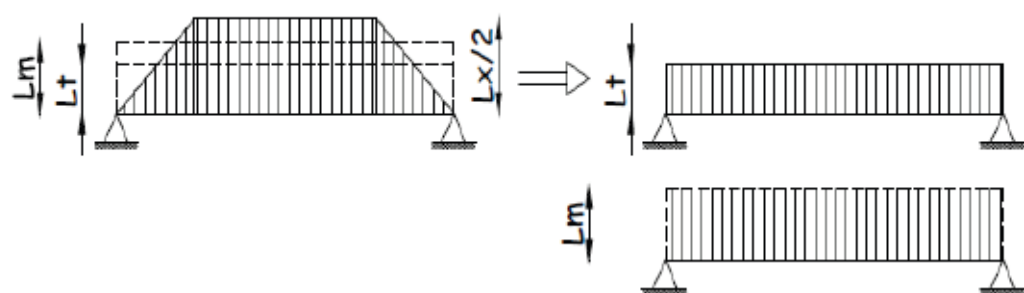
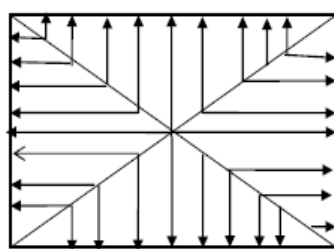
Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<p>Cas de chargement trapézoïdal</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$
		
<p>Cas de chargement triangulaire :</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = 0.333x I_x$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = 0.25x I_x$

Tableau VII. 15: répartitions simplifiées des chargements.

❖ **Déterminations des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(241.18 - \frac{9634.65}{401.16} - \frac{2653.88}{151.65} \right) \times 1 \text{ ml} = 199.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(180.68 - \frac{9634.65}{401.16} - \frac{2653.88}{151.65} \right) \times 1 \text{ ml} = 139.16 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sollicitations :**

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

- Sens longitudinal : Nervure (file 4).

		Moment fléchissant									Effort tranchant						
Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)	Q_{Ts} (KN/m)	$\sum Q_{Ts}$ (KN/m)
MB AB	supérieure	2,31	4,75	0,486	triangulaire	0,762	0,57	199,66	139,16	152,20	349,86	106,08	243,85	115,30	265,04	80,36	184,7
	inférieure	3	3,15	0,952	triangulaire	0,99	0,75	199,66	139,16	197,66		137,76		149,74		104,37	
BC	supérieure	3,55	4,75	0,747	triangulaire	1,171	0,88	199,66	139,16	233,90	495,28	163,02	345,20	177,19	374,36	123,50	260,9
	inférieure		3,15	0,887	trapézoïdal	1,309	0,98	199,66	139,16	261,38		182,18		197,16		137,42	
CD	supérieure	3,25	4,75	0,684	triangulaire	1,072	0,81	199,66	139,16	214,13	436,98	149,24	304,57	162,22	329,43	113,06	229,6
	inférieure		3,15	0,969	trapézoïdal	1,116	0,83	199,66	139,16	222,85		155,32		167,21		116,54	
DE	supérieure	4,15	4,75	0,873	triangulaire	1,547	1,03	199,66	139,16	308,88	643,61	215,28	448,58	207,14	464,20	144,37	323,5
	inférieure		3,15	0,759	trapézoïdal	1,676	1,28	199,66	139,16	334,73		233,30		257,06		179,16	
EF	supérieure	2,95	4,75	0,621	triangulaire	1,285	0,73	199,66	139,16	256,63	451,00	178,87	314,34	147,24	294,49	102,63	205,2
	inférieure		3,15	0,936	triangulaire	0,973	0,73	199,66	139,16	194,36		135,47		147,24		102,63	
FG	supérieure	3,8	0	0	triangulaire	0	0	199,66	139,16	0	292,46	0	203,84	0	222,12	0	154,8
	inférieure		3,15	0,828	trapézoïdal	1,464	1,11	199,66	139,16	292,46		203,84		222,12		154,81	
GH	supérieure	4,45	0	0	triangulaire	0	0	199,66	139,16	0	370,04	0	257,91	0	287,01	0	200,04
	inférieure		3,15	0,707	trapézoïdal	1,853	1,43	199,66	139,16	370,04		257,91		287,01		200,04	

Tableau VII. 16: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- Sens transversal : **Nervure (file D).**

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Q _{MU} (KN/m)	∑ Q _{MU} (KN/m)	Q _{MS} (KN/m)	∑ Q _{MS} (KN/m)	Q _{Tu} (KN/m)	∑ Q _{Tu} (KN/m)	Q _{Ts} (KN/m)	∑ Q _{Ts} (KN/m)
5-6	gauche	3,25	3	1,08	Trapézoïdale	0,98	0,74	199,66	139,16	197,52	347,55	137,67	242,23	148,70	276,44	103,64	192,67
	droite	4,15		1,38	Trapézoïdale	0,75	0,63	199,66	139,16	150,02		104,56		127,74		89,03	
4-5	gauche	3,25	4,75	0,68	Trapézoïdale	1,37	1,06	199,66	139,16	273,81	582,69	190,84	406,13	213,45	446,76	148,77	311,38
	droite	4,15		0,87	Trapézoïdale	1,54	1,16	199,66	139,16	308,88		215,28		233,31		162,61	
3-4	gauche	3,25	3,15	1,03	Trapézoïdale	1,04	0,78	199,66	139,16	209,32	383,92	145,89	267,58	157,07	298,46	109,47	208,02
	droite	4,15		1,31	Trapézoïdale	0,87	0,70	199,66	139,16	174,59		121,69		141,38		98,54	
2-3	gauche	3,25	3,35	0,97	Trapézoïdale	1,11	0,83	199,66	139,16	222,65	425,02	155,18	296,23	167,06	324,7	116,44	226,34
	droite	4,15		1,23	Trapézoïdale	1,01	0,78	199,66	139,16	202,36		141,04		157,67		109,90	
1-2	gauche	3,25	3,1	1,04	Trapézoïdale	1,02	0,77	199,66	139,16	205,57	372,38	143,28	259,54	154,37	291,35	107,59	203,07
	droite	4,15		1,33	Trapézoïdale	0,83	0,68	199,66	139,16	166,80		116,25		136,98		95,47	

DIAGRAMME DES INTERNES :

Tableau VII. 17: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

EFFORTES

- Sens longitudinal :(fils 4)

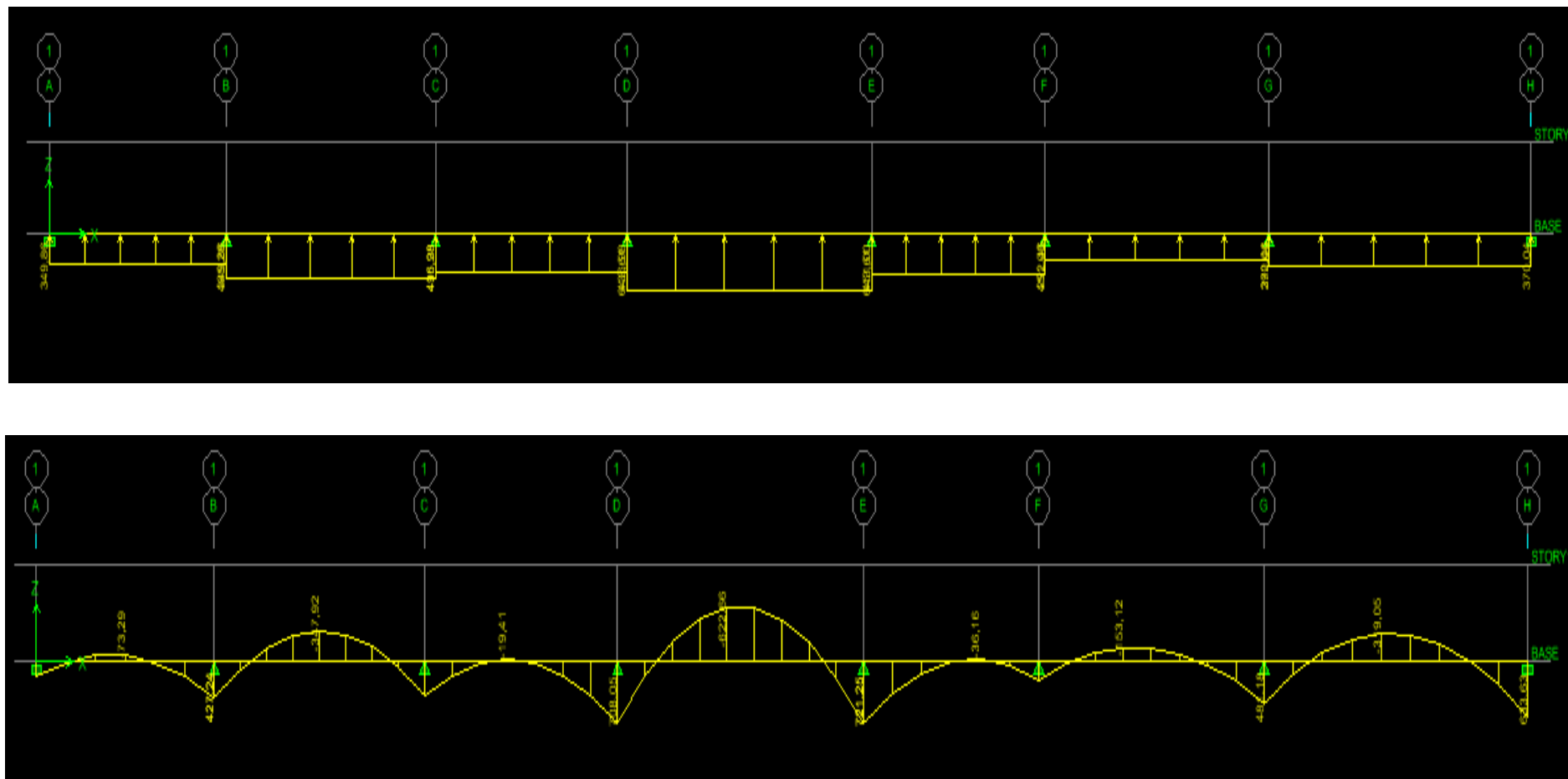


Figure VII. 1: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens longitudinal).

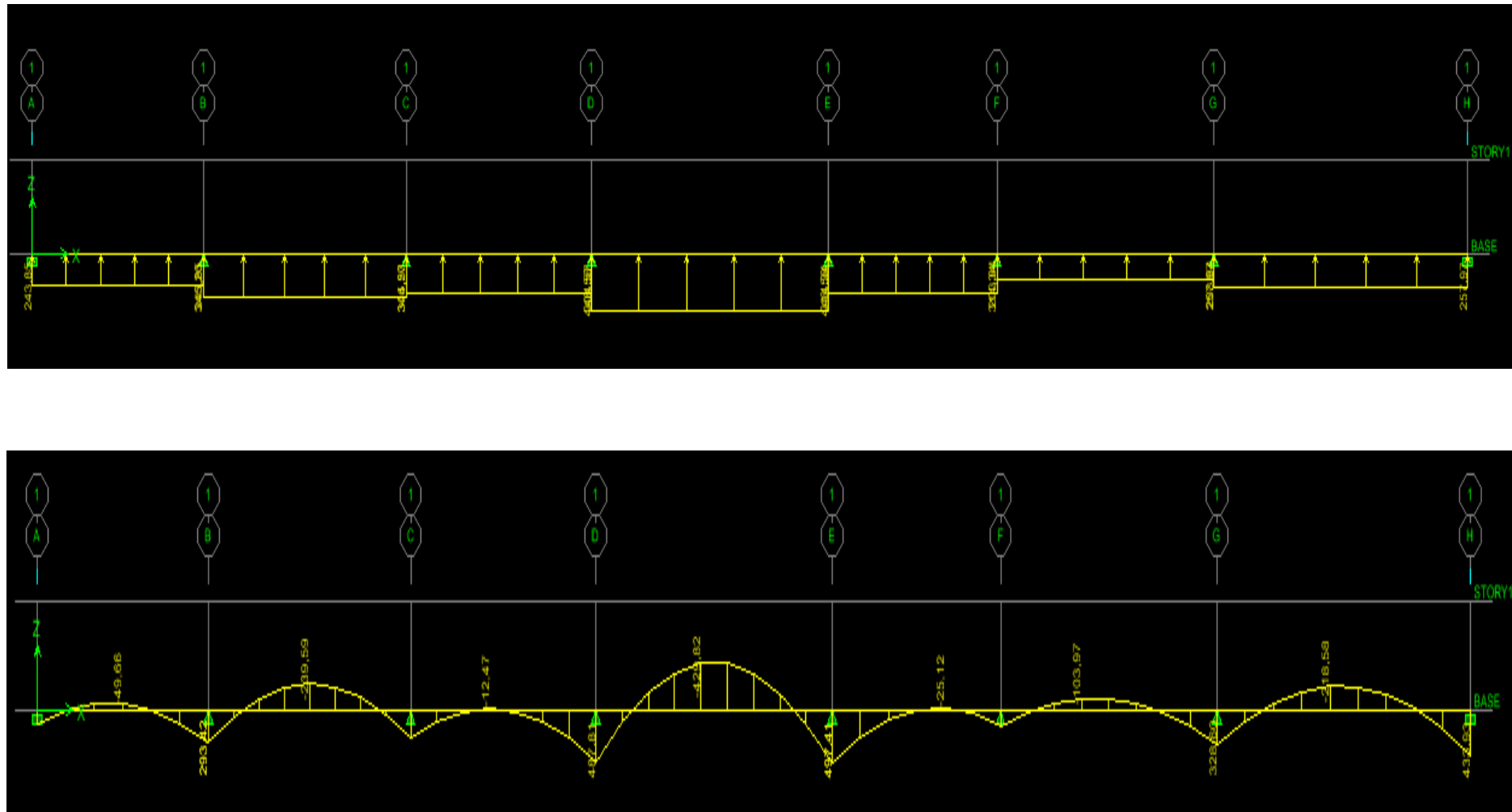


Figure VII. 2: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens longitudinal).

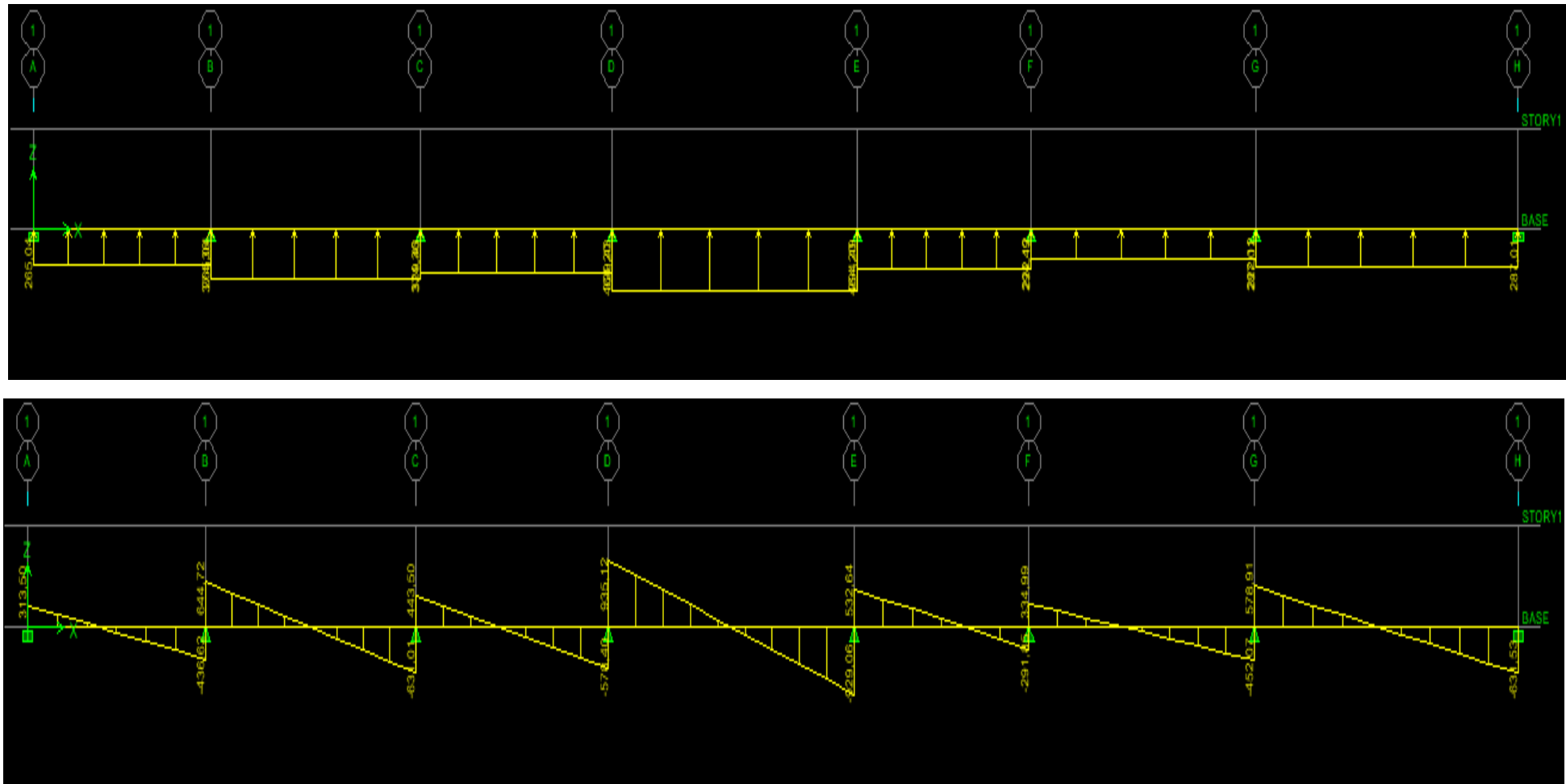


Figure VII. 3: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

- Conclusion :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{\max} = 622,66 \text{ KN.m}$ en travées	$M_{\max} = 429,82 \text{ KN.m}$ en travées
	$M_{\max} = 721,25 \text{ KN.m}$ aux appuis	$M_{\max} = 497,41 \text{ KN.m}$ aux appuis
L'effort tranchant	$T_{\max} = 935,12 \text{ KN}$	/

- Sens transversal : (fils D).

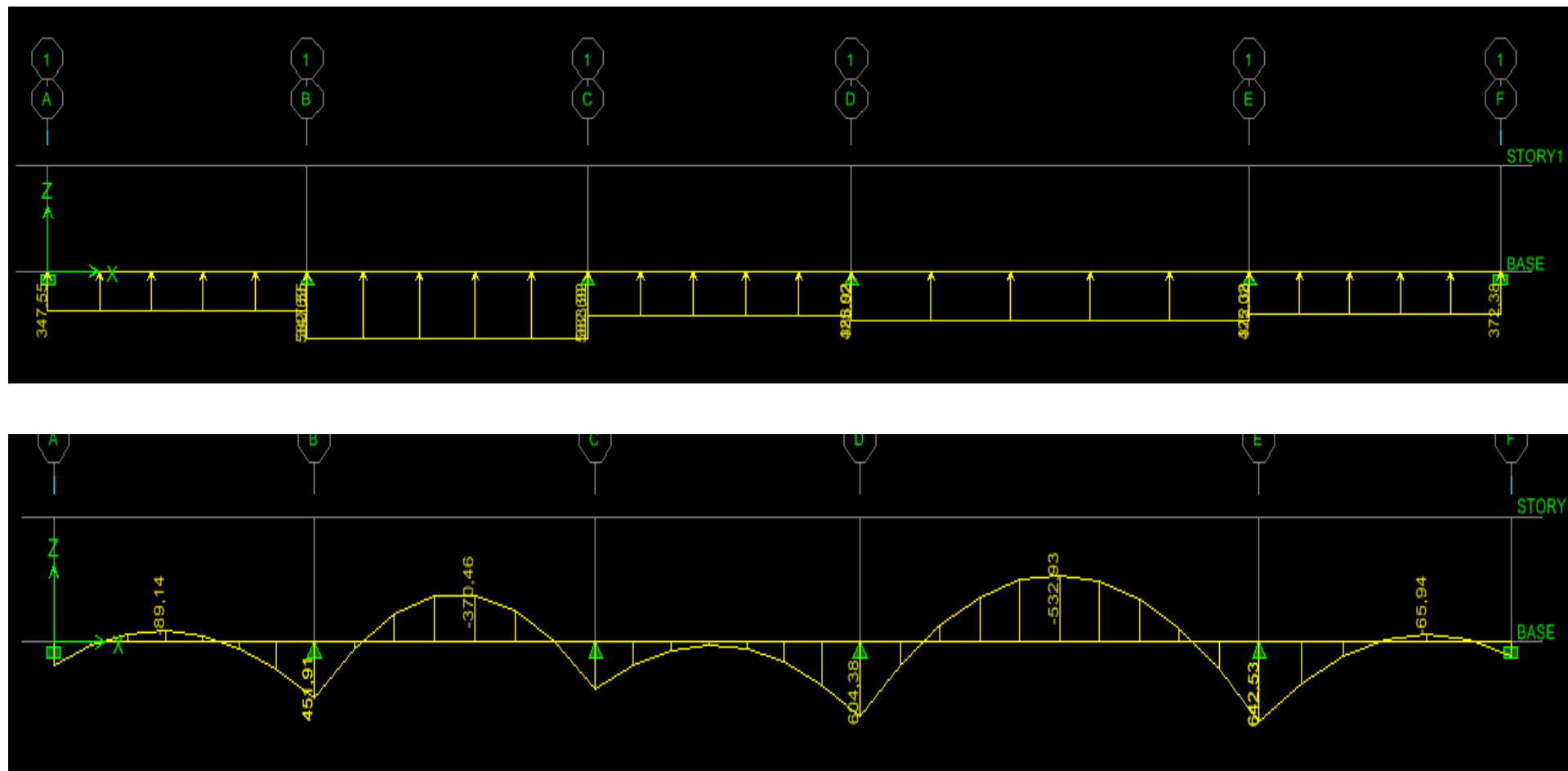


Figure VII. 4: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens transversal).

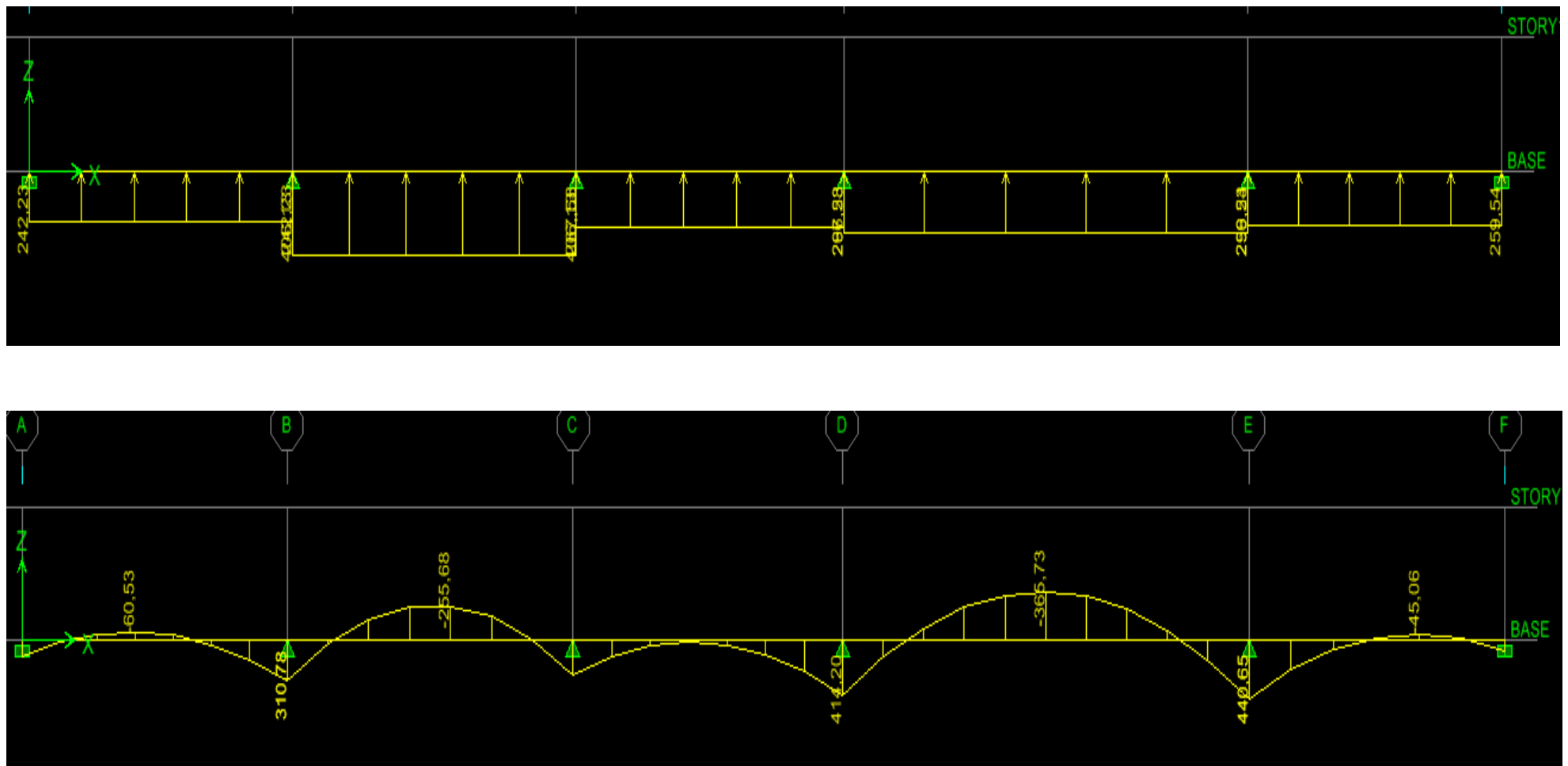


Figure VII. 5: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens transversal).

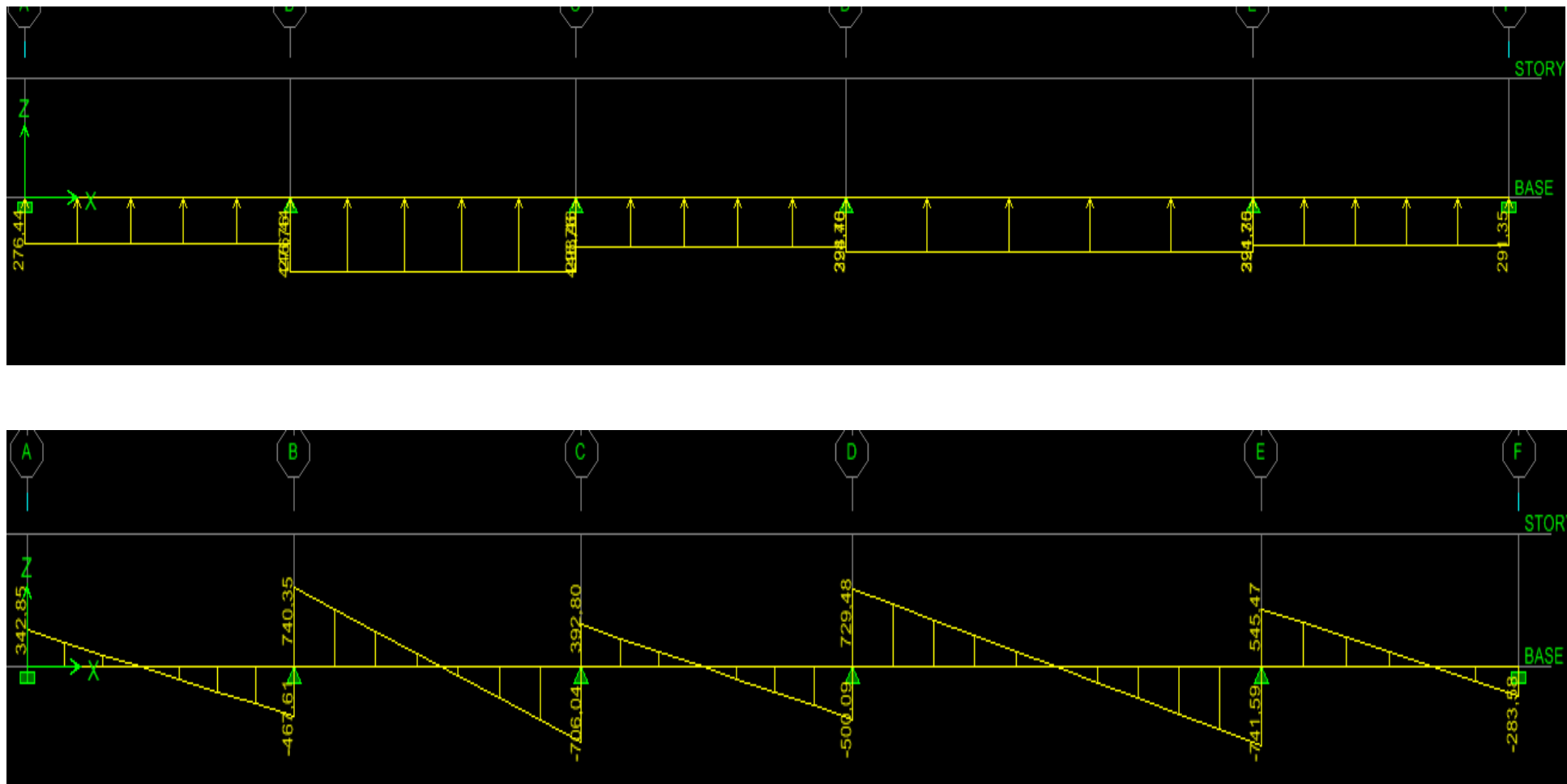


Figure VII. 6: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).

- **Conclusion :**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{\max} = 532,93\text{KN.m}$ en travées	$M_{\max} = 365,73\text{KN.m}$ en travées
	$M_{\max} = 604,38\text{KN.m}$ aux appuis	$M_{\max} = 414,20\text{KN.m}$ aux appuis
L'effort tranchant	$T_{\max} = 741,59\text{KN}$	/

❖ **Ferraillage de la nervure :**

a) **Armatures longitudinales :** $b=60$ cm $d=95$ cm.

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux directions est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.cm)	μ	Obs	B	A	choix d'armature
Fils 4	travée	622,66	0,090	SSA	0,953	20,86	5HA16+4HA20
	appuis	721,25	0,10	SSA	0,947	24,31	5HA16+5HA20
FilsD	travée	532,93	0,078	SSA	0,959	17,74	5HA16+5HA16
	appuis	604,38	0,088	SSA	0,954	20.22	5HA16+4HA20

Tableau VII. 18: Le ferraillage adopté pour la nervure.

b) **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre		$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66$ mm Soit : $\phi = 8$ mm
Espacement	zone nodale	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1,6\right\}$ $= \min\{25; 19,2\} = 10$ cm
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50$ cm Soit : $S_t = 20$ cm
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)_		$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8$ cm ² Soit : $A_t=5HA8=2.01$ cm ² (double cadre et un épingle).

c) **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de parois mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²**

❖ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 935,12\text{KN}$	$\tau_u = \frac{935,12 \times 1000}{600 \times 950} = 1,64 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal : $T_u^{\max} = 741,59\text{KN}$	$\tau_u = \frac{741,59 \times 1000}{600 \times 950} = 1,30\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Travée	22.62	429.82	0.38	0.904	37.08	233.55	348	6.30	15	CV
	Appuis	25.76	497.41	0.43	0.899	34.50	238.65	348	6.91	15	CV
y-y	Travée	20.1	365.73	0.34	0.909	39.95	222.41	348	5.57	15	CV
	Appuis	22,62	440.65	0.38	0.904	37.08	239.43	348	6.46	15	CV

Type 02

En procédant de la même manière que pour le radier type 1, on obtient les résultats suivants :

❖ **Sens longitudinale : Nervure (file 5).**

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	Moment fléchissant						Effort tranchant					
						L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Q _{MU} (KN/m)	∑ Q _{MU} (KN/m)	Q _{MS} (KN/m)	∑ Q _{MS} (KN/m)	Q _{Tu} (KN/m)	∑ Q _{Tu} (KN/m)	Q _{Ts} (KN/m)	∑ Q _{Ts} (KN/m)
FG	Supérieure	3,8	3	1,26	Trapézoïdale	0,88	0,69	199,66	139,16	176,46	474,89	122,99	330,99	139,09	366,71	96,94	255,59
	Inférieure		4,75	0,8	Triangulaire	1,49	1,14	199,66	139,16	298,42		207,99		227,61		158,64	
GH	Supérieure	4,45	3	1,48	Trapézoïdale	0,59	0,57	199,66	139,16	118,42	432,70	82,54	301,59	114,76	350,91	79,99	244,58
	Inférieure		4,75	0,93	Triangulaire	1,57	1,18	199,66	139,16	314,28		219,04		236,15		164,59	

Tableau VII. 19: Détermination des charges à L'ELU et à L'ELS suivant le sens : X-X

❖ **Sens transversal: Nervure (file G).**

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	Moment fléchissant						Effort tranchant					
						L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _m (KN/m)	∑ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	∑ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	∑ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	∑ P _{ts} (KN/m)
5-6	Gauche	3,8	3	1,26	Trapézoïdale	0,88	0,69	199,66	139,16	176,46	294,89	122,99	205,53	139,09	253,85	96,94	76,93
	droite	4,45		1,48	Trapézoïdale	0,59	0,57	199,66	139,16	118,42		82,53		114,76		79,98	
4-5	gauche	3,8	4,75	0,8	Triangulaire	1,49	1,14	199,66	139,16	298,42	612,70	207,99	427,04	227,61	463,76	158,64	323,23
	droite	4,45		0,93	Triangulaire	1,57	1,18	199,66	139,16	314,27		219,04		236,15		164,59	

Tableau VII. 20: Détermination des charges à L'ELU et à L'ELS suivant le sens : Y-Y

- **DIAGRAMME DES EFFORTES INTERNE :**

➤ **Sens longitudinal : (fils 5)**

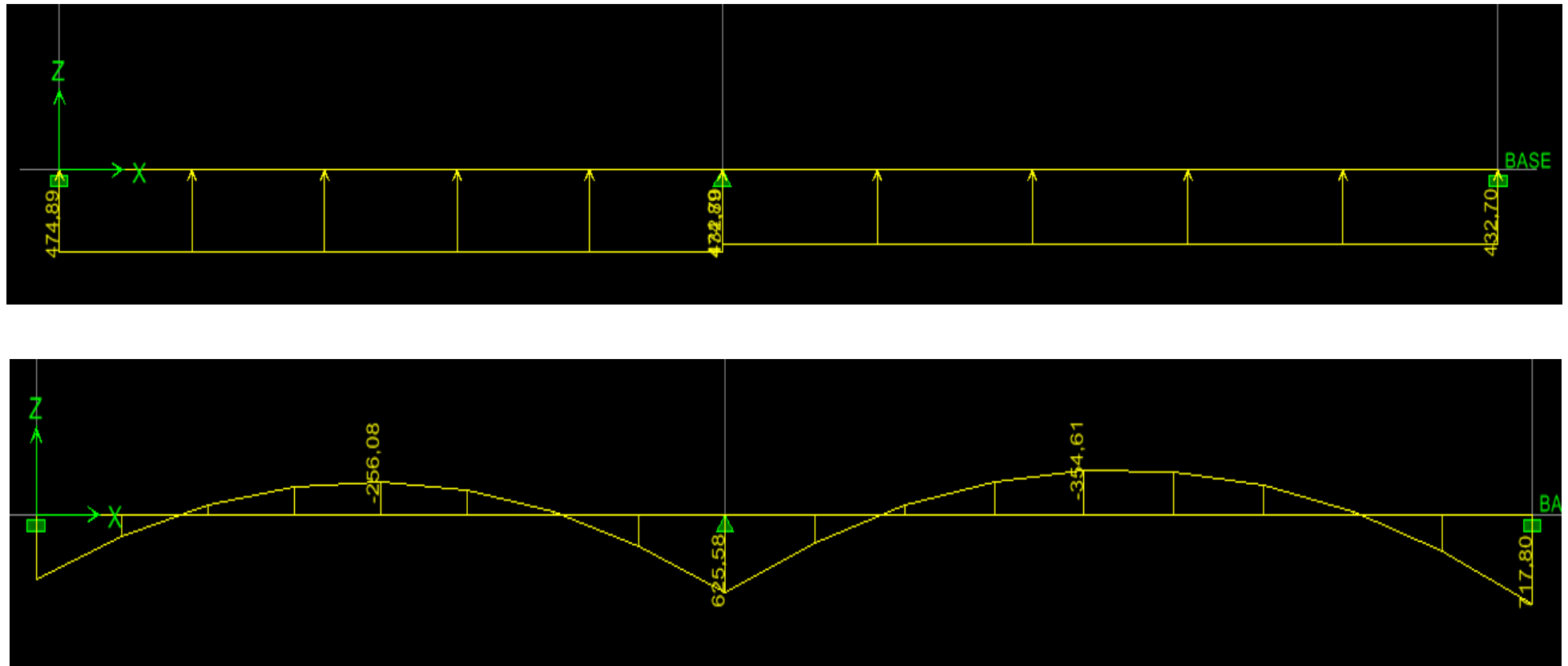


Figure VII. 7: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens longitudinal).

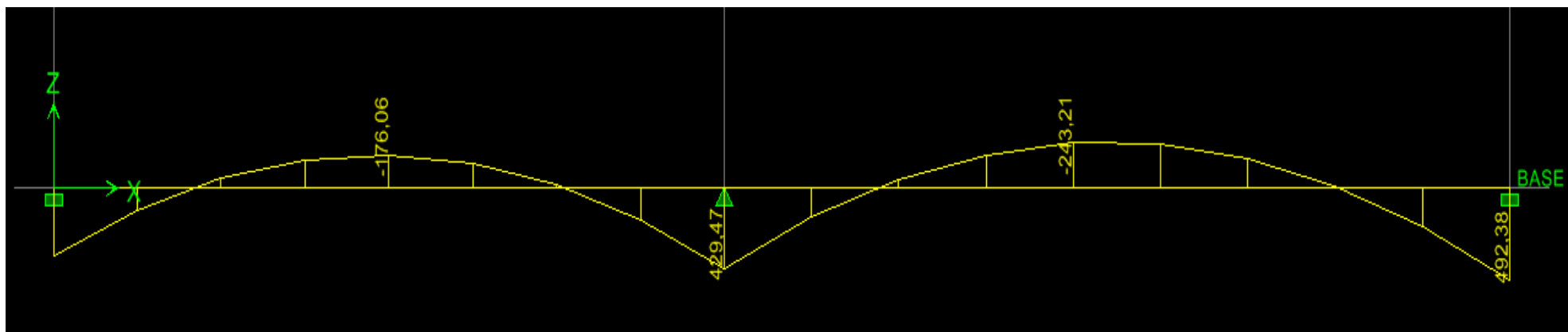
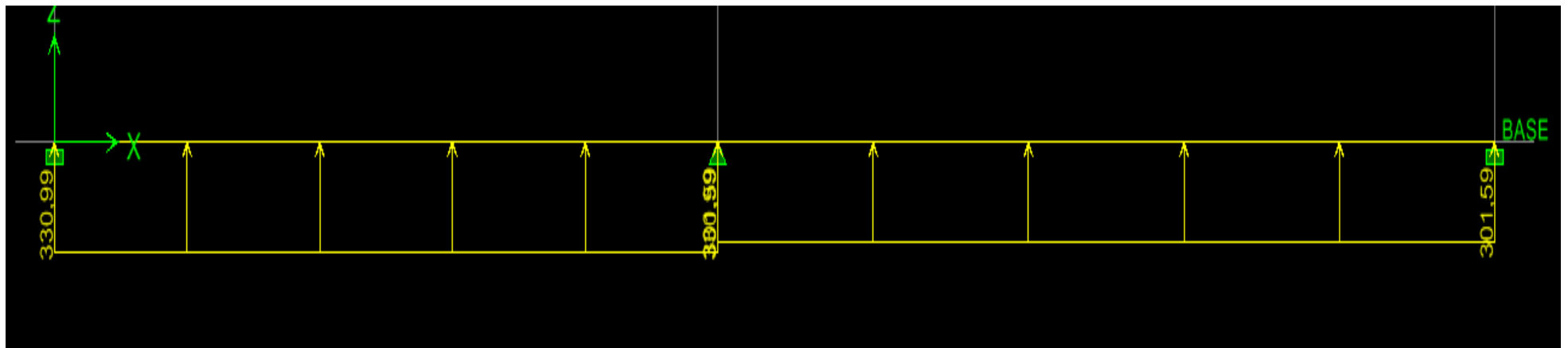


Figure VII. 8: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens longitudinal).

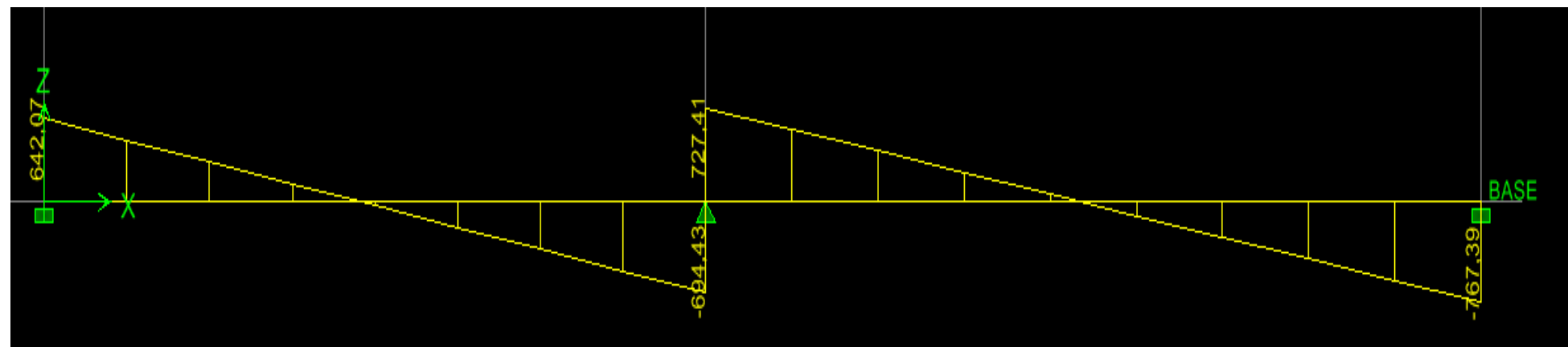
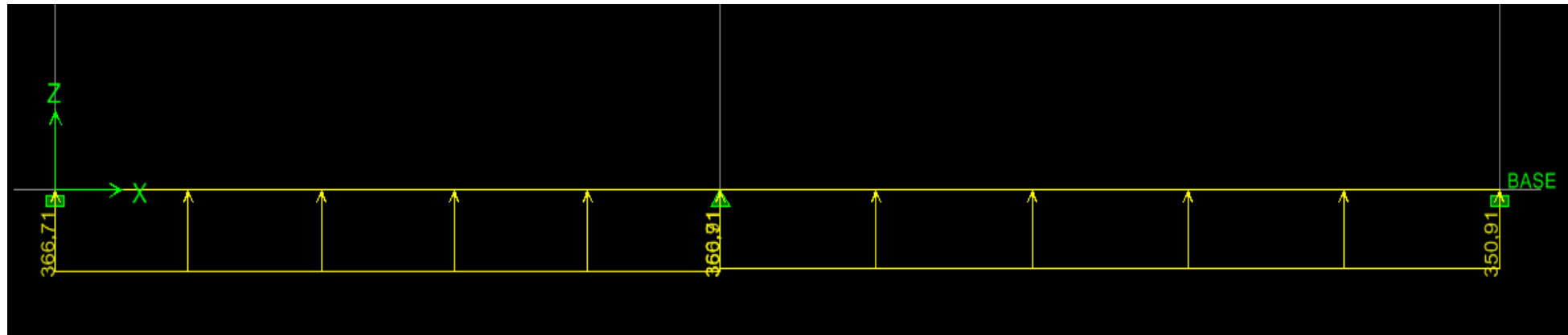


Figure VII. 9: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

- **Conclusion :**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{max} = 354.61 \text{KN.m}$ en travée	$M_{max} = 243.21 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 717.80 \text{KN.m}$ en appui	$M_{max} = 492.38 \text{KN.m}$ en appui
L'effort tranchant	$T_{max} = 767.39 \text{KN}$	/

➤ **Sens transversal : (fils G) :**

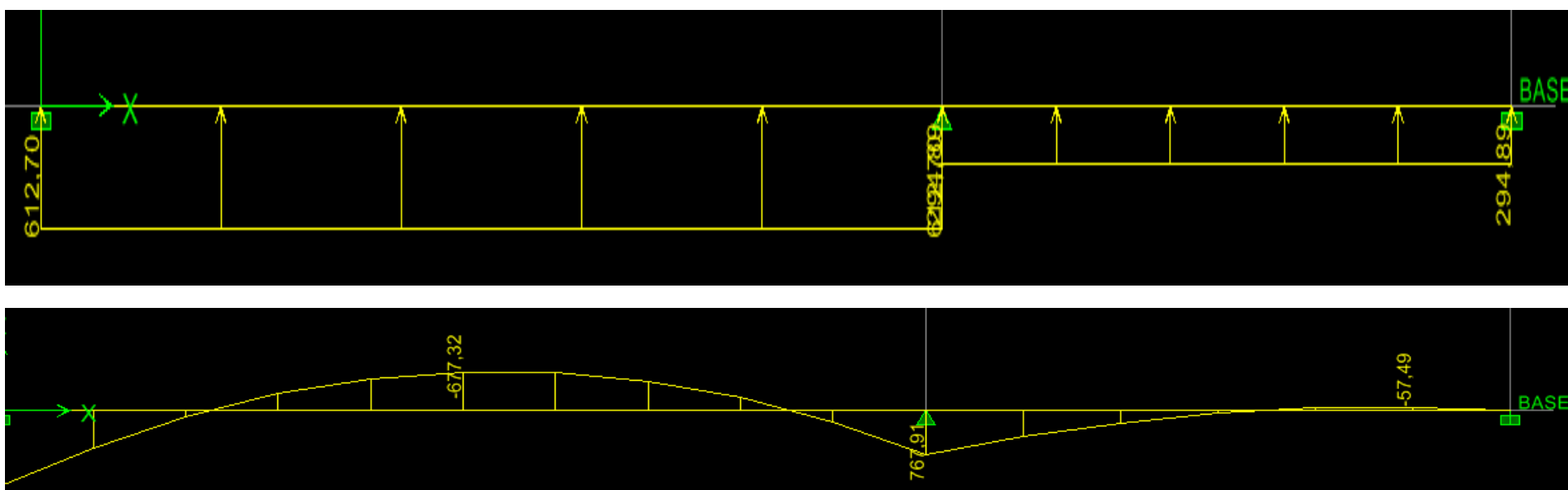


Figure VII. 10: Diagramme des moments fléchissant à ELU (sens transversal).

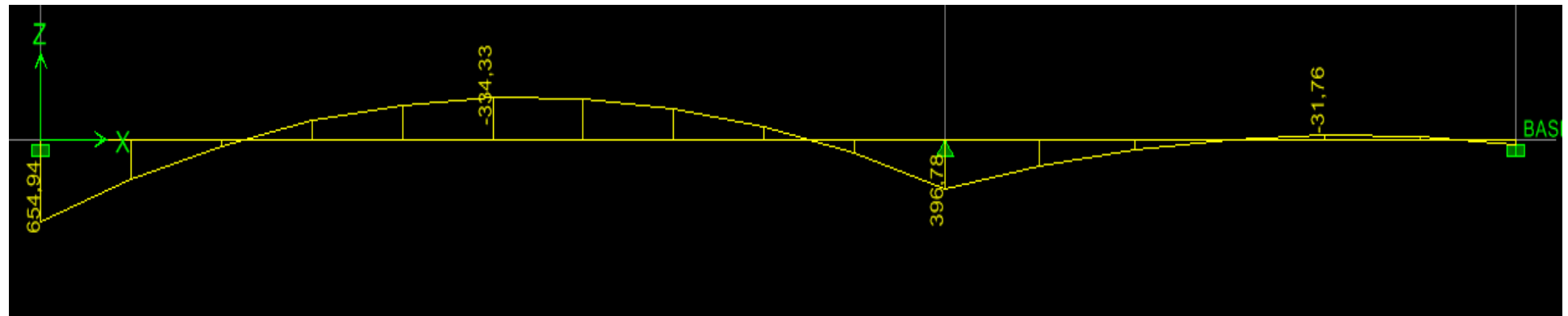
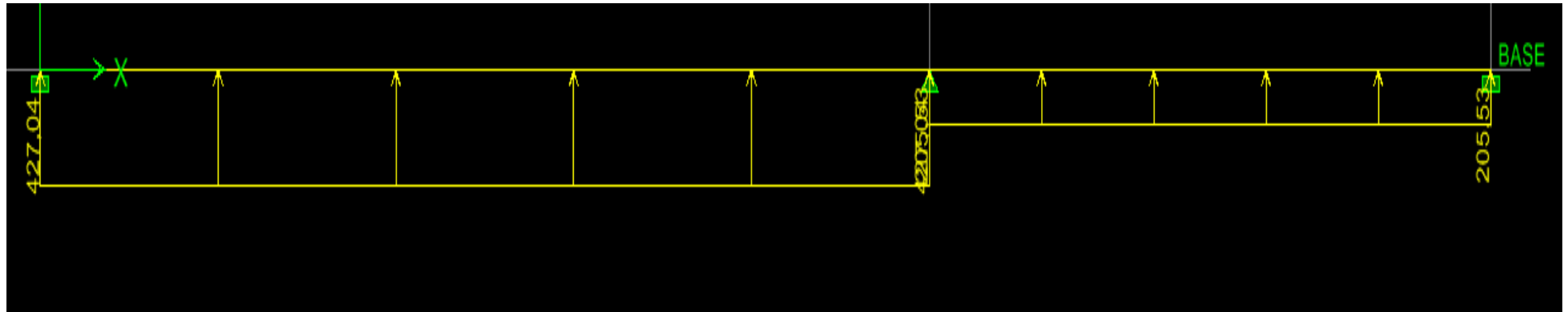


Figure VII. 11: Diagramme des moments fléchissant à ELS (sens transversal).

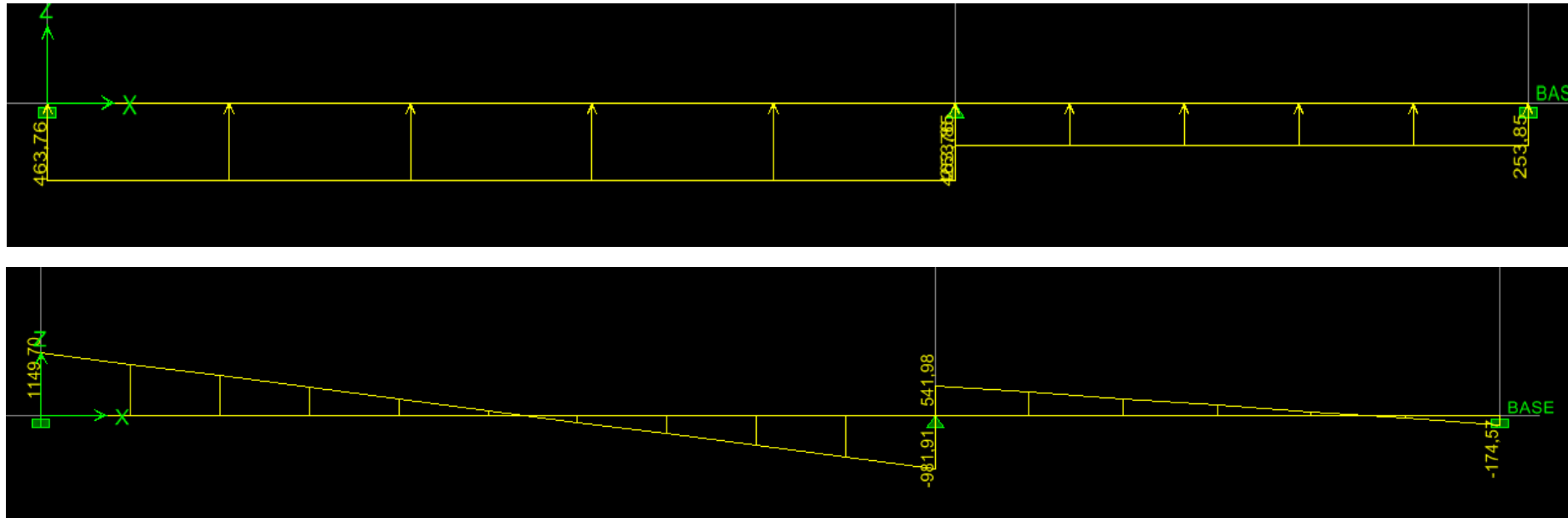


Figure VII. 12: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{\max} = 677.32 \text{KN.m}$ en travée	$M_{\max} = 334.33 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 767.91 \text{KN.m}$ en appui	$M_{\max} = 654.94 \text{KN.m}$ en appui
L'effort tranchant	$T_{\max} = 1149.70 \text{KN}$	/

❖ **Ferraillage de la nervure :**

d) **Armatures longitudinales:** $b=60$ cm $d=95$ cm.

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.cm)	μ	Obs	B	A	choix d'armature
Fil5	travée	354.61	0,090	SSA	0,953	13.13	5HA16+2HA14
	appuis	717.80	0,104	SSA	0,945	24.25	5HA16+5HA20
Fil G	travée	677.32	0,098	SSA	0,948	22,81	5HA16+5HA20
	appuis	767.91	0,11	SSA	0,942	26.02	5HA20+4HA20

Tableau VII. 21: Le ferraillage adopté pour la nervure.

e) **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre		$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66$ mm Soit : $\phi = 8$ mm
Espacement	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\}$ = 10 cm
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50$ cm Soit : $S_t = 20$ cm
<u>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</u>		$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8$ cm ² Soit : $A_t=5HA8=2.51$ cm ² (double cadre et un épingle).

f) **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU :

c) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale :

$$T_u^{\max} = 767,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{767,39 \times 1000}{600 \times 950} = 1,42 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal :

$$T_u^{\max} = 1149,70 \text{ KN}$$

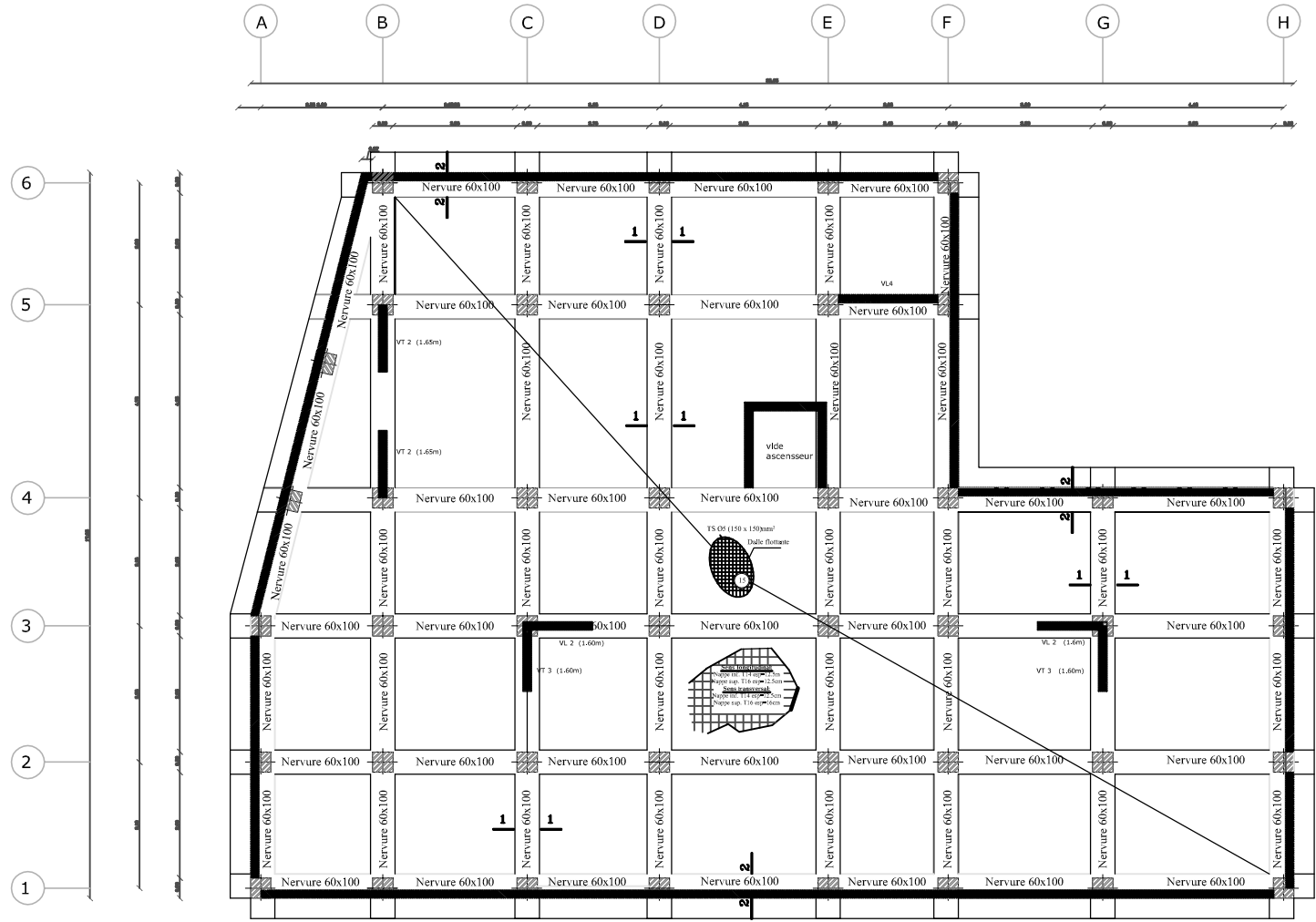
$$\tau_u = \frac{1149,70 \times 1000}{600 \times 950} = 2,12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

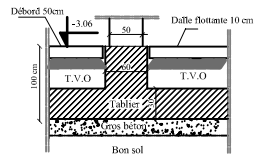
❖ Vérification à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

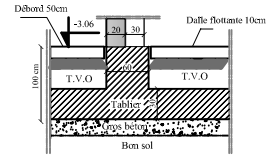
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Travée	13.13	243.21	0.243	0.921	48.29	211.71	348	4.38	15	CV
	Appuis	25.76	492.38	0.477	0.896	33.08	237.03	348	7.16	15	CV
y-y	Travée	25.76	334.33	0.477	0.896	33.08	152.47	348	5.57	15	CV
	Appuis	28.31	654.94	0.53	0.891	30.87	288.49	348	9.34	15	CV



Coupe 1-1

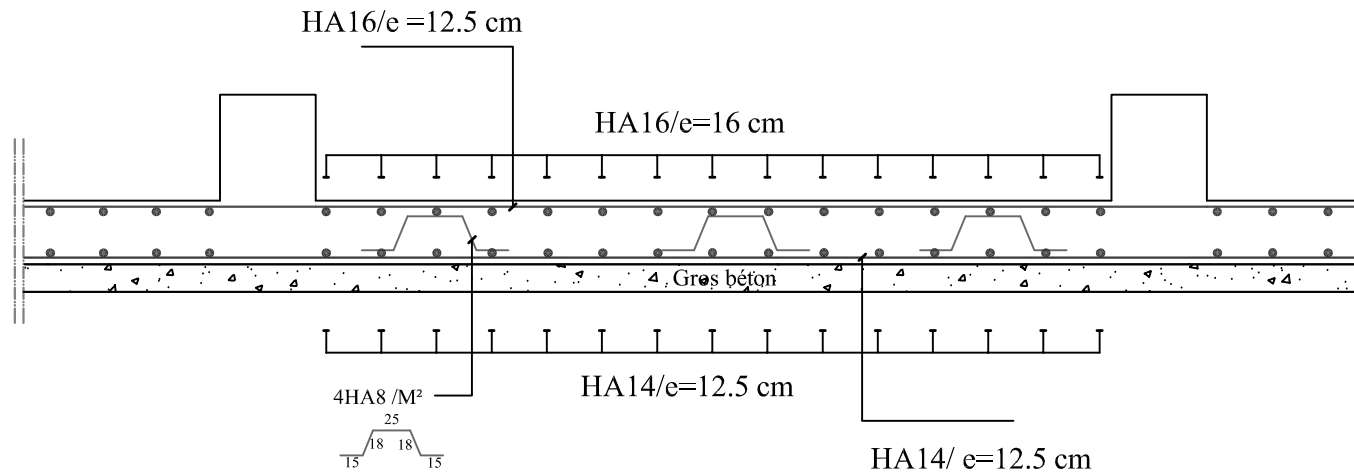


Coupe 2-2

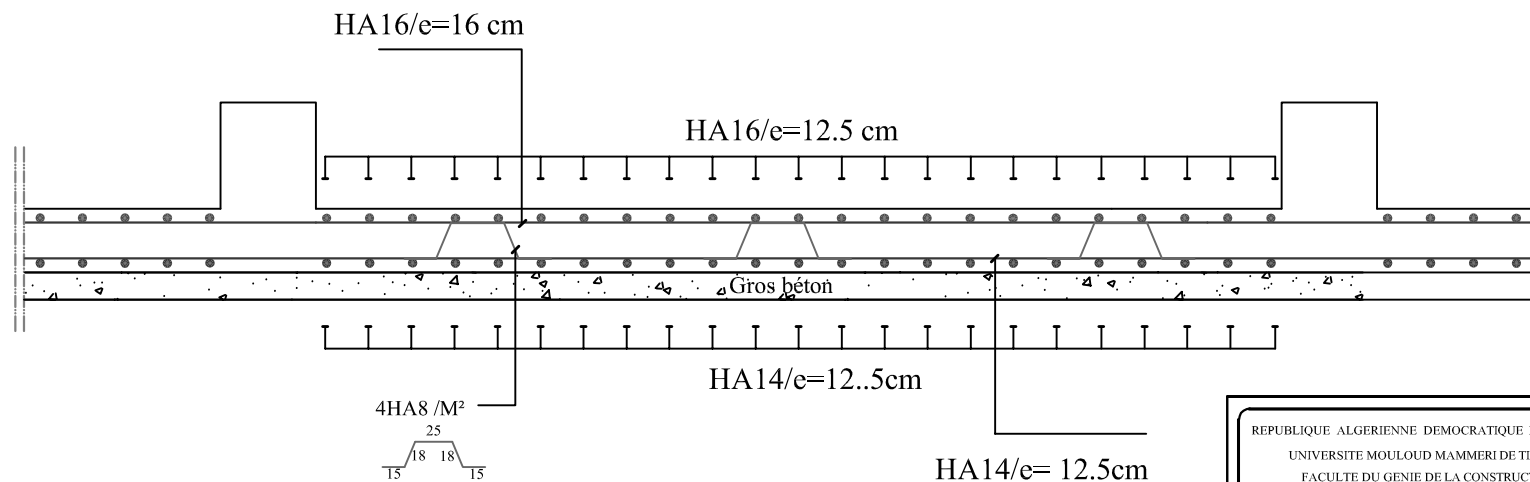


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr DJEIDD Mohand ouff Mr HANOUTI Moussa	TITRE : COFFRAGE DU RADIER 1
DIRIGE PAR : Mme : CHERIFI F	PLANCHE N° :
PROMOTION 2020/2022	ECHELLE :

Ferrailage tablier (Sens longitudinal)



Ferrailage tablier (Sens transversal)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr DJEJID Mohand ouidif
Mr HANOUTI Moussa

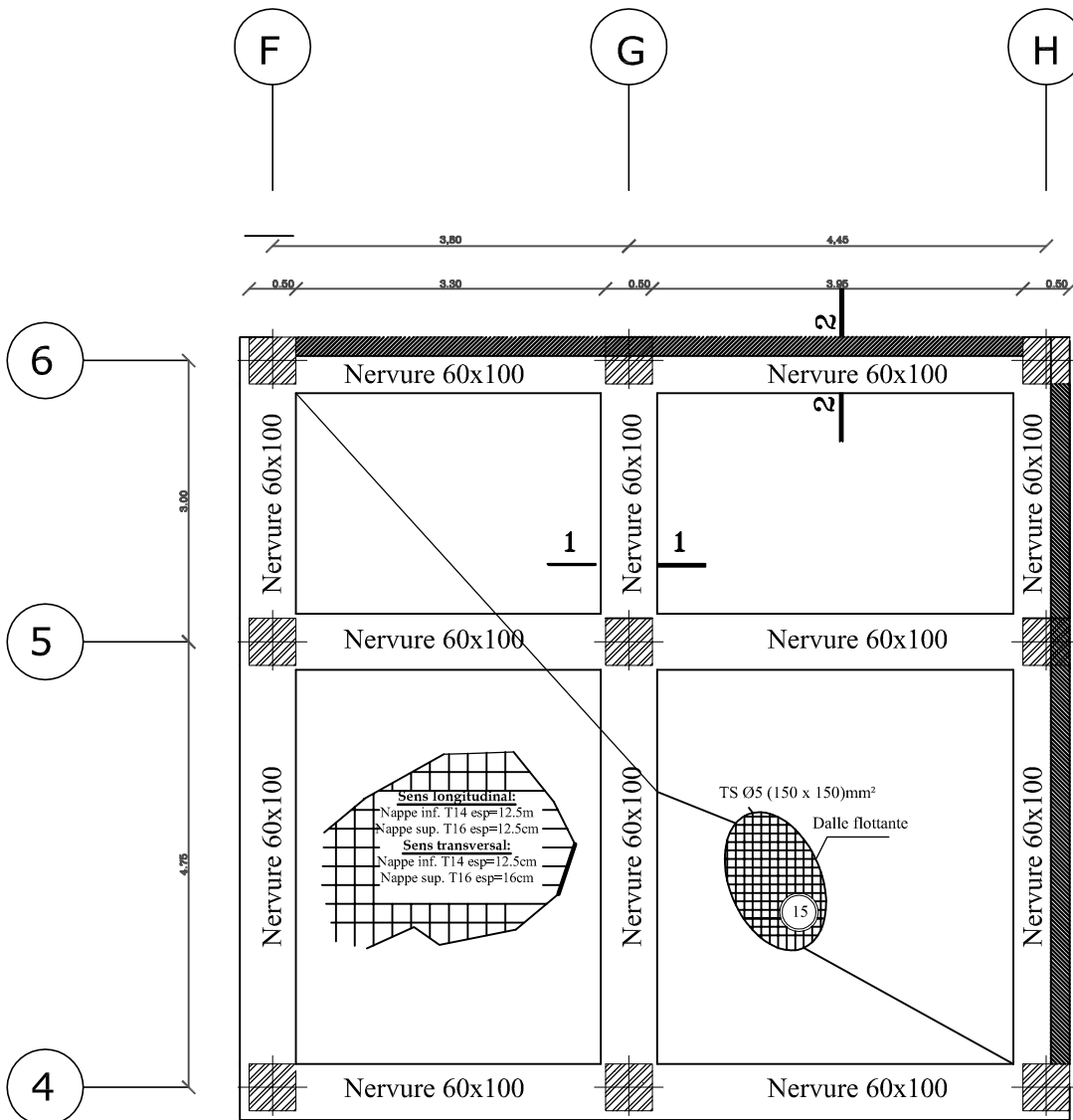
TITRE :
- Ferrailage du tablier

DIRIGE PAR :
Mme : CHERIFI, F

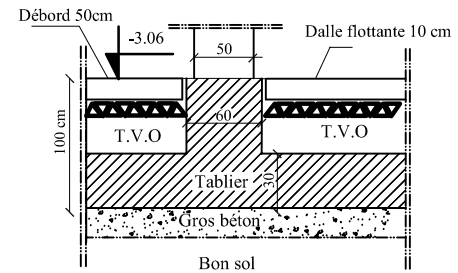
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

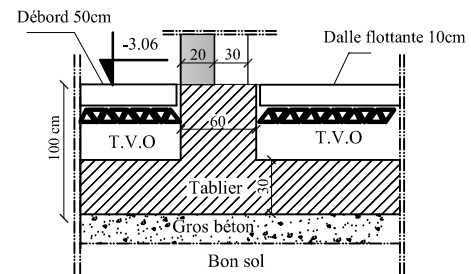
ECHELLE



Coupe 1-1



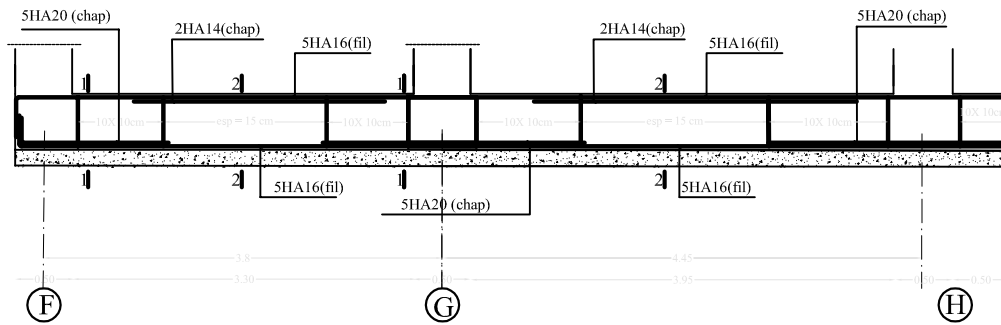
Coupe 2-2



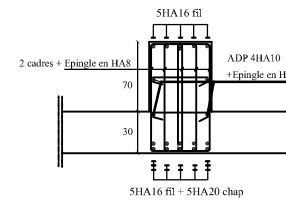
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Mr DJEJID Mohand ouidj Mr HANOUTI Moussa	TITRE: COFFRAGE DU RADIER 2
DIRIGE PAR: Mme : CHERIFI ,F	
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°
	ECHELLE

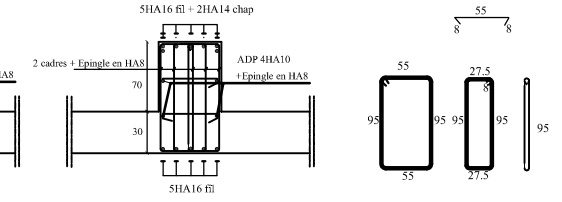
Ferrailage de la nervure Sens X-X (FIL 5)



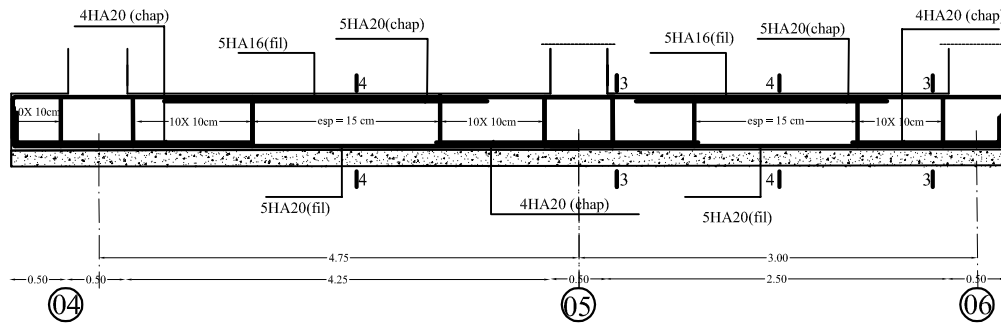
Coupe 1-1



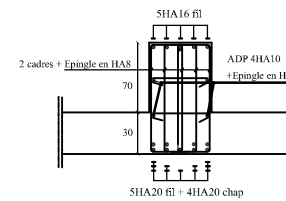
Coupe 2-2



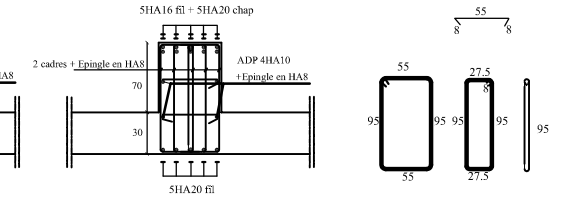
Ferrailage de la nervure Sens Y-Y (FIL G)



Coupe 3-3



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr DJEDID Mohand ouidir
Mr HANOUTI Moussa

DIRIGE PAR :
Mme : CHERIFI .F

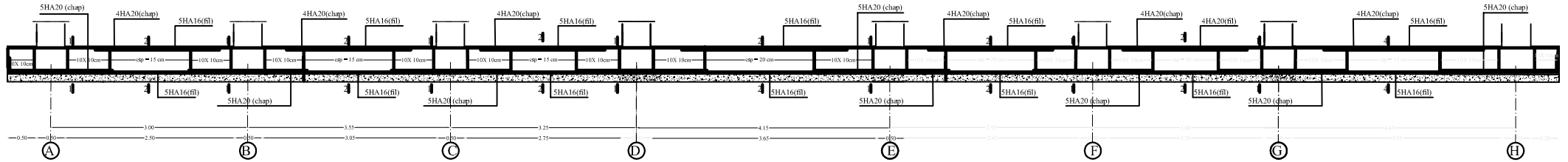
PROMOTION 2020/2021

TITRE:
COFFRAGE DU NERVURE
TYPE 2

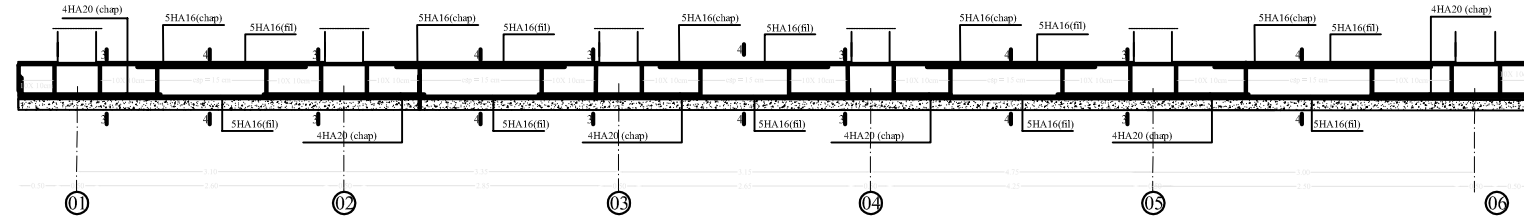
PLANCHE N°

ECHELLE

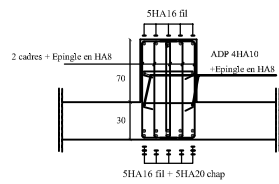
Ferrailage de la nervure Sens X-X



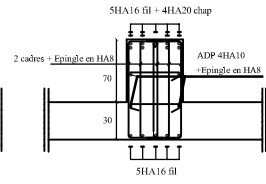
Ferrailage de la nervure Sens Y-Y



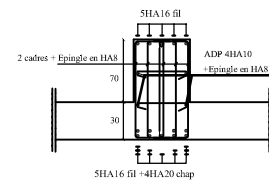
Coupe 1-1



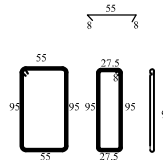
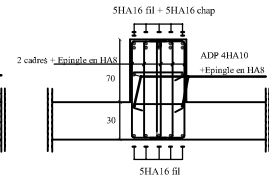
Coupe 2-2



Coupe 3 - 3

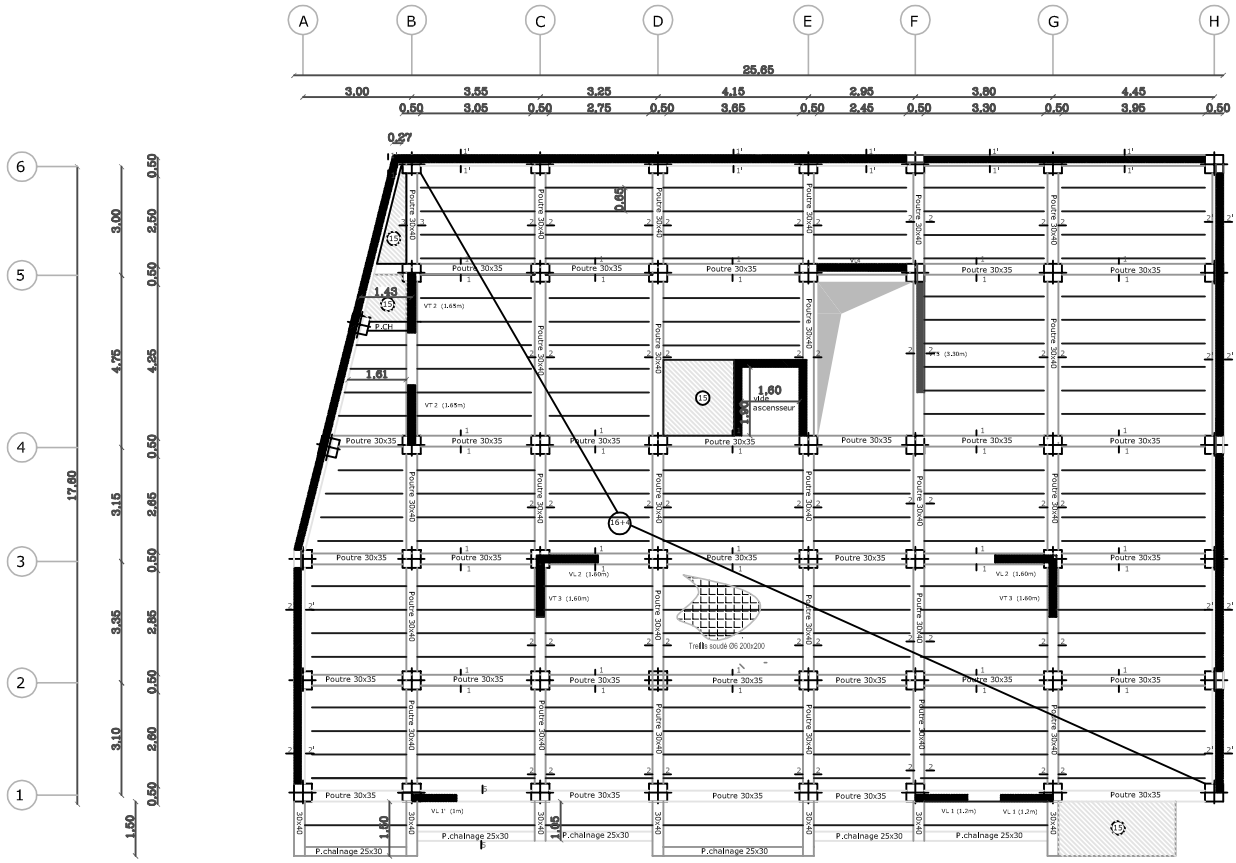


Coupe 4 - 4

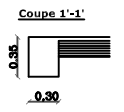
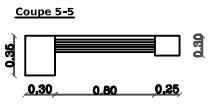
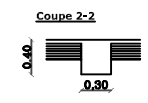
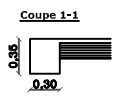
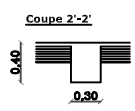
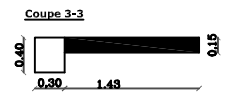


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

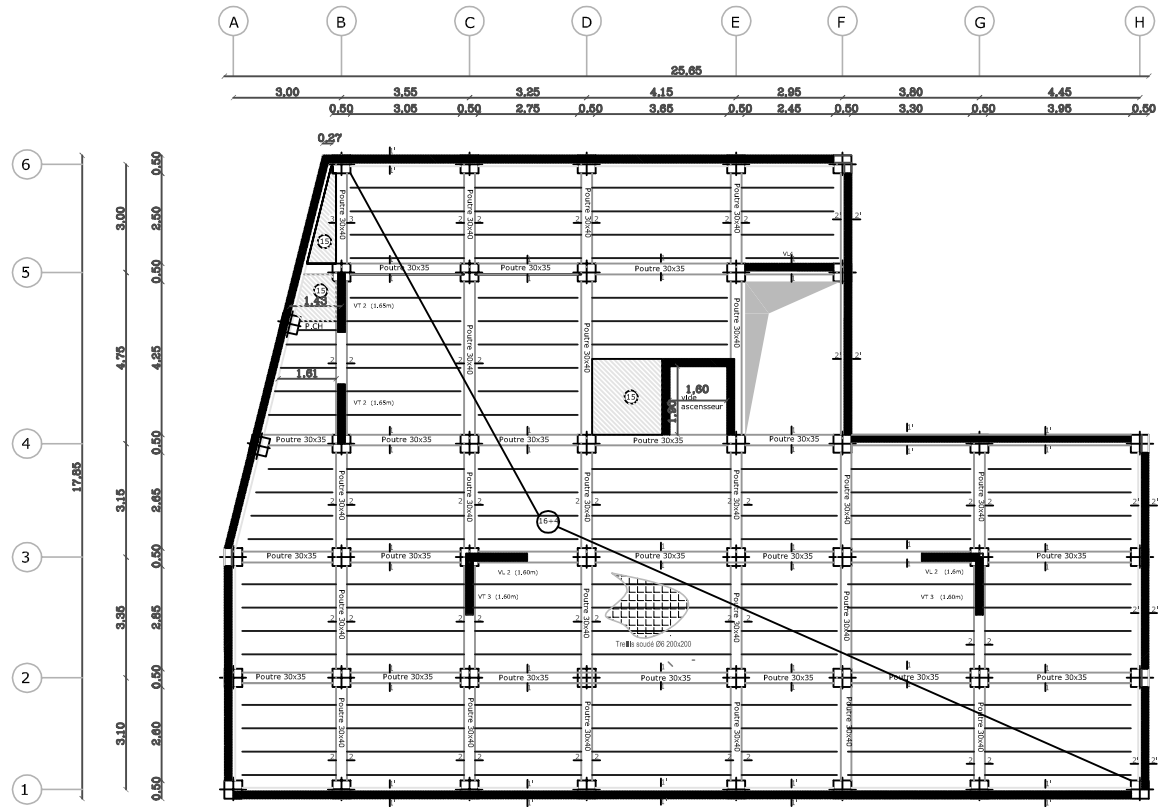
ETUDE PAR : Mr D.JEDID Mohand ouidir	TITRE : COFFRAGE DU NERVURE TYPE 1
DIRIGE PAR : Mme : CHERIFI .F	
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°
	ECHELLE



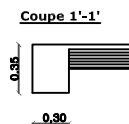
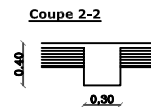
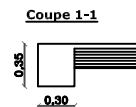
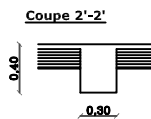
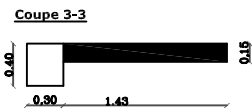
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DE ENTRESOL 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : DJEDID MOHAND OUIDIR HANOUTI MOUSSA DIRIGE PAR : Mme : CHERIFI .F	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +6.12	
PROMOTION 2020 /2021	PLANCHE N°	ECHELLE



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DU SOUS-SOL



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

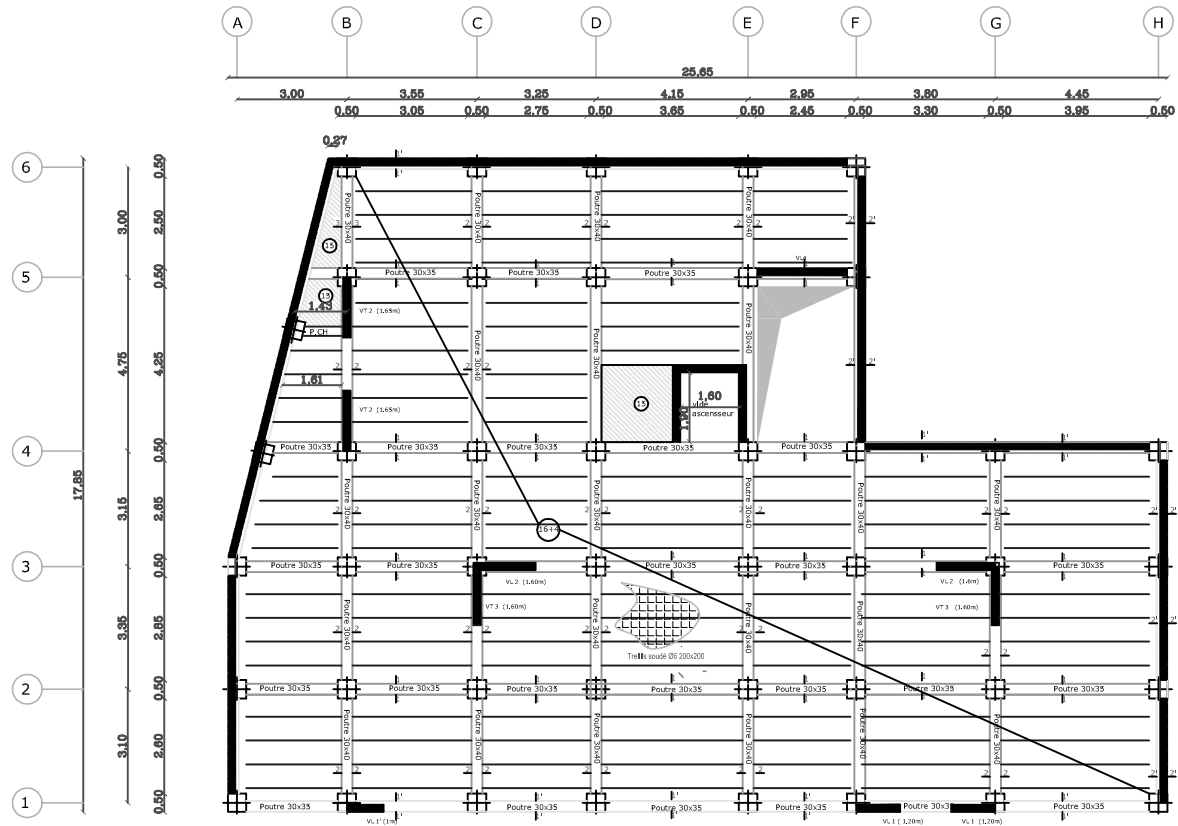
ETUDE PAR :
 DJEDID MOHAND OUIDIR
 HANOUTI MOUSSA
 DIRIGE PAR :
 Mme : CHERIFI .F

TITRE :
 COFFRAGE PLANCHER NIV +0.00

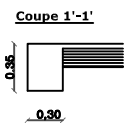
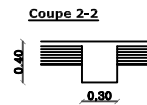
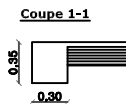
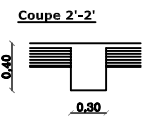
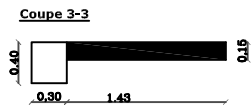
PROMOTION 2020 /2021

PLANCHE N°

ECHELLE



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DE ENTRESOL 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

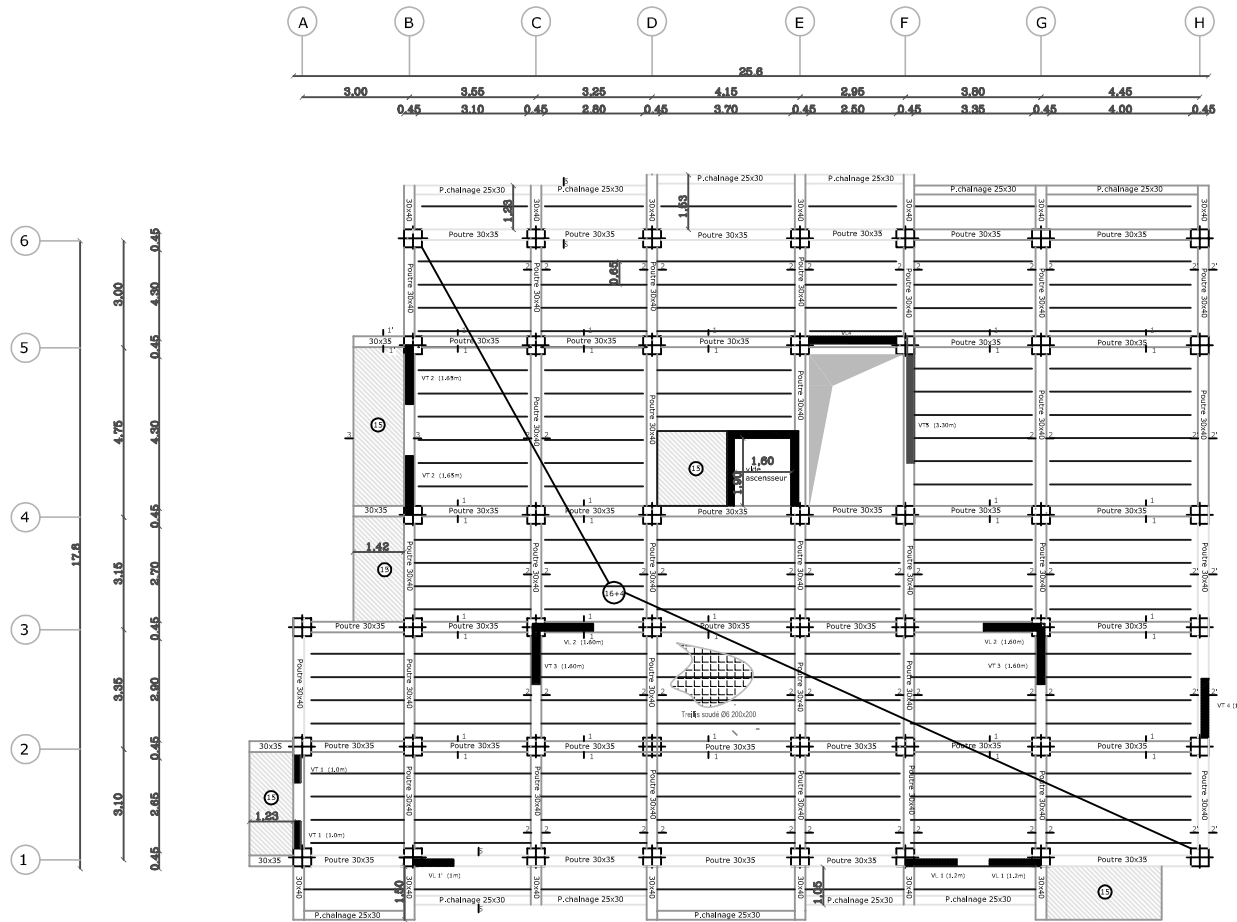
ETUDE PAR :
 DJEDID MOHAND OUIDIR
 HANOUTI MOUSSA
 DIRIGE PAR :
 Mme : CHERIFI .F

TITRE :
 COFFRAGE PLANCHER NIV +3.0.6

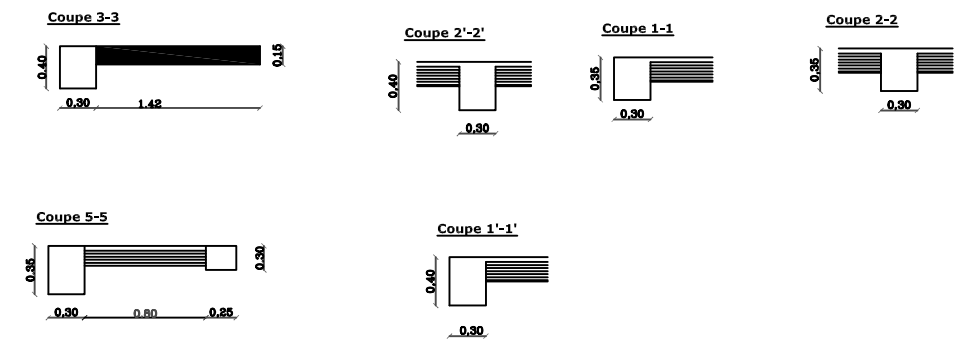
PROMOTION 2020 /2021

PLANCHE N°

ECHELLE



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DU RDC ET LES ETAGES COURANTES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : DJEDID MOHAND OUIDIR HANOUTI MOUSSA DIRIGE PAR : Mme : CHERIFI ,F	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +10.26	
PROMOTION 2020 /2021	PLANCHE N°	ECHELLE

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce travail nous a aidés à connaître l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique et découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications, et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratique telle que l'utilisation des logiciels comme :

ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

L'étude génie civil d'un Bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieurs et des efforts internes.

Au finale nous espérons que se modeste travail sera un point de départ pour d'autres projet dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTRB.C.2.2
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- BAEL 91révisé99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- Formulaire du béton armé volume1–VICTORDAVIDOVICI-
- Choisir et réaliser les fondations par HENRI RENAUD
- Mémoires des promotions précédentes
- Cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O
- Recherches globale sur internet

Logiciels

- Logiciel ETABS
- AUTOCAD
- Word
- Excel
- Socotec
- Paint
- PDF Created
- Outils de capture