

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



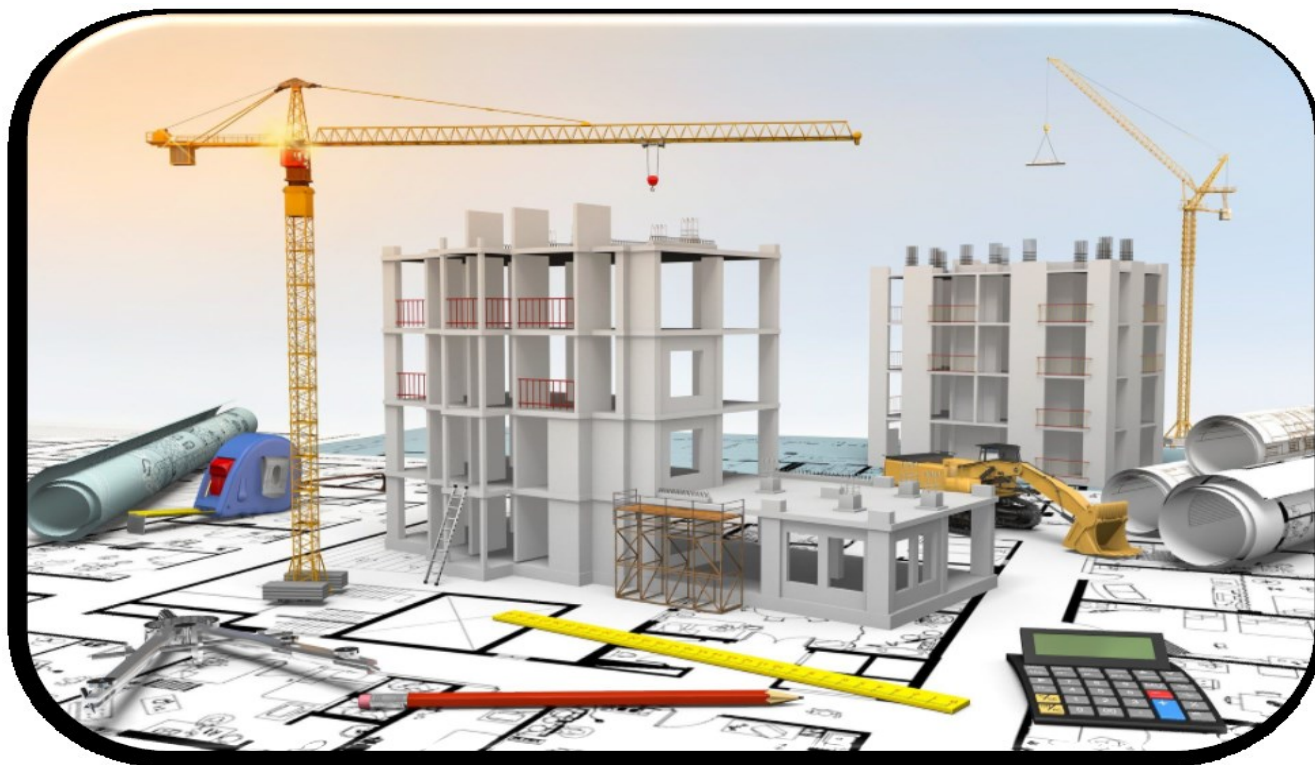
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
FACULTE GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



*EN vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : construction civil et industrielle*

THEME :

**ETUDE D'UNE STRUCTURE EN (R+8 + SOUS SOL) EN BETON
ARME A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL A
CONTREVENTEMENT PORTIQUE ET VOILES AVEC
L'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS**



Promoteur :

Dr. MEGHLAT EL-MAHDI

Réalisée par :

Mr. AGAOUA AREZKI

Mr. CHOUGAR AZIZ

Promotion : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements :

Tous d'abord nous remercions le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la Patience d'accomplir ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre Promoteur **Dr. MEGHLAT EL-MAHDI** pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de **GENIE CIVIL** qui ont Contribué à notre formation.*

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es), Sans oublier tous nos camarades de la promotion (-M2 - 2023 /2024) pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci à tous



TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I

I.Description de l'ouvrage :.....	1
I.1. INTRODUCTION :.....	1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.3. Règlementation utilisée :	1
I.4. Les éléments de l'ouvrage.....	2
I.4.1. Superstructure :.....	2
I.4.2 Les planchers :.....	2
I.4.3. Les Voiles :.....	3
I.4.4. Escalier :	3
I.4.5. Les Consoles :.....	3
I.4.6. Acrotère :	3
I.4.7. Maçonnerie :	3
I.4.8. Revêtements :	3
I.4.9. Système de coffrage :.....	4
I.3.Infrastructure :.....	4
II.Caractéristique mécanique des matériaux :	4
II.1. Béton :.....	4
II.2. Acier :.....	7
Conclusion :.....	10

CHAPITRE II

I.INTRODUCTION :	11
II.pré-dimensionnement des éléments :.....	11
II.1. Les planchers :	11
II.1.1. Plancher à corps creux :.....	11
II.1.2. Plancher en dalle pleine :.....	12
II.2. Les poutres :.....	13
II.2.1. Les poutres principales :.....	14
II.2.2. Les poutres secondaires :.....	14
II.2.3. Les poutres de chainages :.....	15
II.2.4. Poutres palières :	15
II.3. Les voiles :	16
II.4. Les poteaux :	17

II.4.1. Détermination des charges et surcharges :	18
II.4.2. Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité :	22
II.4.3. Poids propre des éléments :	23
II.4.4. Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :	24
II.4.5. Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1) :	27
II.4.6. Vérification des poteaux au flambement :	27
Conclusion.....	29

CHAPITRE III

I. Les plancher :	30
I.1. Plancher en corps creux :	30
I.1.1. Dalle de compression :	30
I.1.2. Calcul des poutrelles :	31
I.1.3. Calcul des armatures :	40
I.1.4. Vérification à l'ELU :	42
I.1.5. Vérification à l'ELS :	43
I.2. Plancher dalle pleine :	47
I.2.1. Plancher dalle pleine isolée :	47
I.2.1.1. Calcul des sollicitations :	47
I.2.1.2 Calcul des armatures a L'ELU :	48
I.2.1.3. Vérifications à l'ELU :	50
I.2.1.4. Vérification à l'ELS :	52
I.2.2. Dalle en console :	54
I.2.2.1. Détermination des charges et surcharges :	55
I.2.2.2. Combinaison des charges :	56
I.2.2.3. Calcul de la console :	56
I.2.2.4. Ferrailage de la console :	57
I.2.2.5. Vérification à l'ELU :	58
I.2.2.6. Vérifications à l'ELS :	60
I.2.3. Dalle pleine salle machine :	62
I.2.3.1. Introduction :	62
I.2.3.2. Dimensionnement :	62
I.2.3.3. Calcul des sollicitations :	63
I.2.3.4. Calcul des armatures :	65
I.2.3.5. Vérifications à l'ELU :	67

I.2.3.6. Vérification à l'ELS :	68
II. Les escaliers :	71
II.1. Escaliers des étages courants :	72
II.1.1. Pré - Dimensionnement :	72
II.1.2. Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :	74
II.1.3. Calcul à l'ELU :	75
II.1.4. Calcul des armatures à L'ELU :	80
II.1.5. Vérification à l'ELU :	81
II.1.6. Calcul à l'ELS :	84
II.1.7. Vérification à l'ELS :	87
II.2. Escaliers (R.D.C) :	91
II.2.1. Pré-Dimensionnement de l'escalier :	91
II.2.2. Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :	92
II.2.3. Calcul à l'ELU :	92
II.2.4. Calcul des armatures à L'ELU :	95
II.2.5. Vérification à l'ELU :	96
II.2.6. Calcul à l'ELS :	99
II.2.7. Vérification à l'ELS :	102
III. L'acrotère :	113
III.1. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :	113
III.2. Calcul des sollicitations (N, T et M) :	113
III.3. Combinaisons de charges :	114
III.4. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :	114
III.5. Vérification à l'ELU :	117
III.6. Vérifications à l'ELS :	118

CHAPITRE IV

I.Introduction :	114
II.La méthode de calcul :	114
III. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :	115
III.1. Pourcentage de participation de la masse modale :	115
III.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :	116
III.3. Déplacements relatifs :	118

III.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :	119
IV. Conclusion :	120

CHAPITRE V

I. Introduction :	121
I.1. Les combinaisons d'actions :	121
I.1.1. Les sollicitations :	121
II. Ferrailage des poteaux :	122
II.1. Introduction :	122
II.2. Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2) :	122
II.2.1. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1) :	122
II.2.2. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ version 2003) :	124
II.3. Calcul des armatures a L'ELU :	125
II.4. Vérification a L'ELU :	128
II.5. Vérification a L'ELS :	130
II.6. Conclusion :	134
III. Poutres :	137
III.1. Introduction :	137
III.2. Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2).....	137
III.2.1. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003)	137
III.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :	138
III.3. Calcul des armatures a L'ELU :	138
III.4. Vérification à L'ELU :	143
III.5. Vérification à L'ELS :	146
IV. Les voiles de contreventement :	152
IV.1. Introduction :	152
IV.2. Calcul des contraintes :	154
IV.3. Ferrailage des voiles :	158
IV.4. Vérification à l'ELU :	165
IV.5. Vérification à l'ELS :	168
IV.6. Ferrailage des linteaux : (Art 7.7.3 RPA99 / 2003)	170

CHAPITRE VI

I. Etude du voile périphérique :	175
I.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :	175
I.2. Calcul des contraintes :	177
I.3. Calcul des armatures a L'ELU :	178
I.4. Vérifications à l'ELU :	182
I.5. Calcul à l'ELS :	183
I.6. Vérification à l'ELS :	184
I.7. Conclusion :	186
II. Etude des fondations :	188
II.1. INTRUCTION :	188
II.2. Choix du type de fondation :	189
II.2.1. Semelles isolées :	189
II.2.2. Semelles filantes :	189
II.3. Radier général :	192
II.3.1. Définition :	192
II.3.2. Pré dimensionnement du radier :	193
II.3.3. Evaluations des charges :	195
II.3.4. vérifications :	197
II.3.5. Ferrailage du radier :	201
II.3.6. Vérifications à l'ELU :	218
II.3.7. Vérification à l'ELS :	219

Liste des tableaux

CHAPITRE I :

Tableau. I.1 : des caractéristiques des aciers de bâtiment.....	8
---	---

CHAPITRE II :

Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.....	18
Tableau II-2 : Charge permanente de terrasse accessible.....	19
Tableau II-3 : Charge permanente de l'étage courant.....	19
Tableau II.4 : charges permanentes plancher dalle plein.....	20
Tableau II-5 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.....	20
Tableau II-6 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur extérieur).....	21
Tableau II-7 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur intérieur).....	21
Tableau II-8 : Charges d'exploitations des différents éléments.....	22
Tableau II-9: Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	23
Tableau II-10: Pré-dimensionnement des poteaux.....	26
Tableau II-11: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.....	27
Tableau II-12: Vérification des poteaux aux flambements.....	28
Tableau II-13 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage.....	29

CHAPITRE III :

Tableau III.I.1 : tableau récapitulatif d'armature de la dalle de compression.....	30
Tableau III.I.2 : tableau récapitulatif des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	34
Tableau III.I.3 : Tableau récapitulatif des moments isostatiques.....	35
Tableau III.I.4 : Tableau récapitulatif des moments en travées.....	36
Tableau III.I.5 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	37
Tableau III.I.6 : Tableau récapitulatif des armatures de la dalle pleine.....	50
Tableau III.I.7 : Charge et surcharge de balcon.....	55
Tableau III.I.8 : Poids propre du garde-corps(en brique)	56
Tableau III.I.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage.....	67
Tableau III.II.1 : Charges permanentes revenant au palier.....	74
Tableau III.II.2 : Charges permanentes revenant à volée.....	74
Tableau III.II.3 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.....	78
Tableau III.II.4 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.....	85

Tableau III.II.5 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.....	93
Tableau III.II.6 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'EL.....	100

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1. : Résultats d'analyse dynamique.....	115
Tableau IV.2 : Récapitulatif des pourcentages d'efforts tranchant repris pas les portiques...	117
Tableau IV.3 Vérification de la force sismique à la base.....	118
Tableau IV.4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x et E_y	119
Tableau IV.5 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_x	119
Tableau IV.6 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_y	120

CHAPITRE V :

Tableau V.I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	121
Tableau V.II.1 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.....	122
Tableau V.II.2 : Délimitation de la zone nodale.....	123
Tableau V.II.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	126
Tableau V.II.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	129
Tableau V.II.5 : Vérification de cisaillement.....	130
Tableau V.II.6 : Vérification condition de non fragilité.....	131
Tableau V.II.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.....	133
Tableau V.II.8 : ferrailage final adopté pour les poteaux.....	134
Tableau V.III.1 : Vérification des recommandations de RPA99 / V2003.....	137
Tableau V.III.2 : Ferrailage des poutres principales non solidaire aux voiles.....	139
Tableau V.III.3 : Ferrailage des poutres principales solidaire aux voiles.....	139
Tableau V.III.4 : Ferrailage des poutres secondaires non solidaire aux voiles.....	140
Tableau V.III.5 : Ferrailage des poutres secondaires solidaire aux voiles.....	140
Tableau V.III.6 : Ferrailage des poutres de chaînage non solidaire aux voiles.....	141
Tableau V.III.7 : Ferrailage des poutres de chaînage solidaire aux voiles.....	142
Tableau V.III.8 : Ferrailage poutre palière.....	142
Tableau V.III.9 : Vérification de la rupture par cisaillement.....	143
Tableau V.III.10 : Vérification de l'adhérence des barres.....	144
Tableau V.III.11 : Influence de l'effort tranchant aux appuis.....	145
Tableau V.III.12 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures.....	146
Tableau V.III.13 : Vérification des contraintes à ELS.....	147

Tableau V.III.14 : Vérification de la flèche.....	148
Tableau V.III.15 : Récapitulatifs des ferraillements des poutres.....	149
Tableau V.III.16 : Schémas de ferraillement des poutres.....	150
Tableau V.IV.1 : Récapitulatif des contraintes de VL1.....	154
Tableau V.IV.2 : Récapitulatif des contraintes de VL2.....	155
Tableau V.IV.3 : Récapitulatif des contraintes de VL Trumeaux.....	155
Tableau V.IV.4 : Récapitulatif des contraintes de VL3.6.7.....	155
Tableau V.IV.5 : Récapitulatif des contraintes de VL4.....	156
Tableau V.IV.6 : Récapitulatif des contraintes de VL5.....	156
Tableau V.IV.7 : Récapitulatif des contraintes de VT1.2.4.5.....	157
Tableau V.IV.8 : Récapitulatif des contraintes de VT3.....	157
Tableau V.IV.9 : Récapitulatif des ferraillements de VL1.....	161
Tableau V.IV.10 : Récapitulatif des ferraillements de VL2.....	161
Tableau V.IV.11 : Récapitulatif des ferraillements de VL 1/1 1/2 2/1 2/2.....	162
Tableau V.IV.12 : Récapitulatif des ferraillements de VL 3.6.7.....	162
Tableau V.IV.13 : Récapitulatif des ferraillements de VL 4.....	163
Tableau V.IV.14 : Récapitulatif des ferraillements de VL 5.....	163
Tableau V.IV.15 : Récapitulatif des ferraillements de VT 1.2.4.5.....	164
Tableau V.IV.16 : Récapitulatif des ferraillements de VT 3.....	164
Tableau V.IV.17 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL1.....	165
Tableau V.IV.18 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL 2.....	165
Tableau V.IV.19 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL TRUM.....	166
Tableau V.IV.20 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL 3.6.7.....	166
Tableau V.IV.21 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL4.....	166
Tableau V.IV.22 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL5.....	167
Tableau V.IV.23 : Vérification des contraintes de cisaillement de VT 1.2.4.5.....	167
Tableau V.IV.24 : Vérification des contraintes de cisaillement de VT 3.....	167
Tableau V.IV.25 : Vérification des contraintes du béton de VL1.....	168
Tableau V.IV.26 : Vérification des contraintes du béton de VL2.....	168
Tableau V.IV.27 : Vérification des contraintes du béton de VL TRUM.....	168
Tableau V.IV.28 : Vérification des contraintes du béton de VL3.6.7.....	169
Tableau V.IV.29 : Vérification des contraintes du béton de VL4.....	169
Tableau V.IV.30 : Vérification des contraintes du béton de VL5.....	169
Tableau V.IV.31 : Vérification des contraintes du béton de VT 1.2.4.5.....	170

Tableau V.IV.32 : Vérification des contraintes du béton de VT 3.....	170
--	-----

CHAPITRE VI :

Tableau VI.I.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	181
Tableau VI.I.2 : Vérification de l'adhérence des barres.....	183
Tableau VI.I.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	185
Tableau VI.II.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	190
Tableau VI.II.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	190
Tableau VI.II.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	191
Tableau VI.II.4 : Chargements de la dalle du radier à ELU et ELS.....	202
Tableau VI.II.5 : Moments de la dalle du radier à ELU et ELS.....	203
Tableau VI.II.6 : Ferrailage de la dalle du radier.....	205
Tableau VI.II.7 : Vérification de la condition de non fragilité.....	205
Tableau VI.II.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	208
Tableau VI.II.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	212
Tableau VI.II.10 : Sollicitations maximales.....	215
Tableau VI.II.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	217
Tableau VI.II.12 : Vérification de l'adhérence des barres.....	218
Tableau VI.II.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	220

Liste des figures

CHAPITRE I :

Figure I.2 : Elément d'un plancher en corps creux	2
Figure I.3 : Elément d'un plancher en dalle pleine	2
Figure I.4 : Escalier en deux volets.....	3
Figure I.5: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.....	6
Figure I.6: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELS	7
Figure I.7 : Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier.....	8

CHAPITRE II :

Figure II.1: Coupe transversale du plancher à corps creux.....	11
Figure II.2: Coupe verticale du voile.....	16
Figure II.3 : coupes de voile en plan.....	17
Figure II-4 : Dimension de l'acrotère.....	20
Figure II.5 : 1 ^{ère} Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	22
Figure II.6 : 2 ^{ème} Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	23
Figure II.7 : dégression des surcharges.....	24

CHAPITRE III :

Figure III.I.1 : Disposition constrictive de la dalle de compression.....	30
Figure III.I.2 : Schéma statique de la poutrelle.....	31
Figure III.I.3 : schéma représentatif de la poutrelle.....	32
Figure III.I.4 : schéma statique de la poutrelle à sept travées.....	35
Figure III.I.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU.....	37
Figure III.I.6 : schéma statique de la poutrelle à trois travées.....	38
Figure III.I.7 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU.....	38
Figure III.I.8 : schéma statique de la poutrelle à deux travées.....	38
Figure III.I.9 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU.....	39
Figure III.I.10 : schéma statique de la poutrelle à quatre travées.....	39
Figure III.1.11 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU.....	39
Figure III.I.12 : schéma statique de la poutrelle à une travée.....	40
Figure III.1.13 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU.....	40
Figure III.I.14 : schéma représentatif du centre de gravité de la poutrelle.....	45
Figure III.I.15 : schéma Ferrailage des poutrelles en travée.....	46
Figure III.I.16 : schéma Ferrailage des poutrelles aux appuis.....	46
Figure III.I.17 : schéma de la dalle pleine isolée.....	47

Figure III.I.18 : Schéma Ferrailage de la dalle pleine isolée.....	54
Figure III.I.19 : Coupe transversale d'un balcon.....	55
Figure III.I.20 : coupe schématique sur la section.....	56
Figure III.I.21 : Schéma statique de la console.....	56
Figure III.I.22 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU.....	57
Figure III.I.23 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS.....	60
Figure III.I.24 : schéma de ferrailage du balcon COUPE A-A.....	61
Figure III.I.25 : schéma de ferrailage du balcon COUPE B-B.....	61
Figure III.I.26 : Schéma de la dalle salle machine.....	62
Figure III.I.27 : Schéma statique de la salle machine.....	62
Figure III.I.28 : Distribution des moments sur le panneau.....	65
Figure III.I.29 : schéma de ferrailage de dalle salle machine sens (X-X) et (Y-Y).....	70
Figure III.II.1 : Schéma de l'escalier.....	71
Figure III.II.2 : Plan de coffrage escalier étage courant.....	71
Figure III.II.3 : Schéma statique de l'escalier.....	72
Figure III.II.4 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	75
Figure III.II.5 : Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU.....	79
Figure III.II.6 : Schéma de calcul de ferrailage de l'escalier à L'ELU.....	80
Figure III.II.7 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.....	84
Figure III.II.8 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS.....	86
Figure III.II.9 : Plan de ferrailage de l'escalier d'étage courant.....	90
Figure III.II.10 : Plan de coffrage escalier RDC.....	91
Figure III.II.11 : Schéma statique de l'escalier.....	91
Figure III.II.12 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	92
Figure III.II.13 : Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU.....	94
Figure III.II.14 : Schéma de calcul de ferrailage de l'escalier à L'ELU.....	95
Figure III.II.15 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.....	99
Figure III.II.16 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS.....	101
Figure III.II.17 : Plan de ferrailage de l'escalier de RDC.....	105
Figure III.III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	106
Figure III.III.2 : Schéma statique et les diagrammes des efforts internes de l'acrotère.....	107
Figure III.III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	108
Figure III.III.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère COUPE A-A.....	113

CHAPITRE IV :

Figure IV.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.....	114
--	-----

CHAPITRE V :

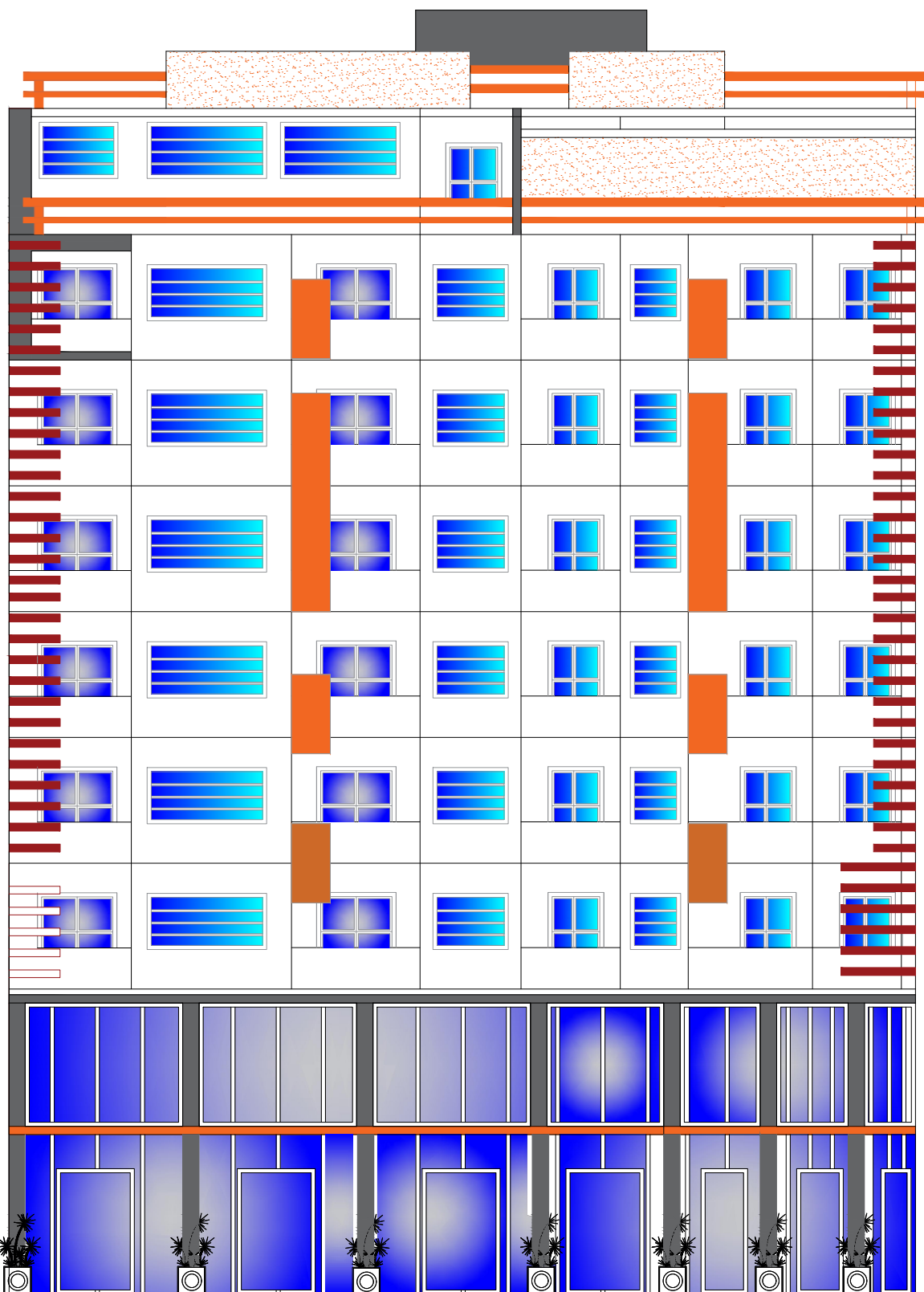
Figure V.II.1 : Schéma des jonctions par recouvrement (zone nodale des poteaux)	123
Figure V.II.2 : Schéma de ferrailage des poteaux (45× 45).....	134
Figure V.II.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40 × 40).....	135
Figure V.II.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (35 × 35).....	135
Figure V.II.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (30 × 30).....	136
Figure V.IV.1 : Diagramme des contraintes d'une SPC.....	153
Figure V.IV.2 : Diagramme des contraintes d'une SET.....	154
Figure V.IV.3 : Schéma de ferrailage VT3 ZONE I.....	159
Figure V.IV.4 : Schéma de ferrailage VL5 ZONE I.....	160
Figure V.IV.5 : Schéma de ferrailage Linteau 1.....	172
Figure V.IV.6 : Schéma de ferrailage Linteau 2.....	174

CHAPITRE VI :

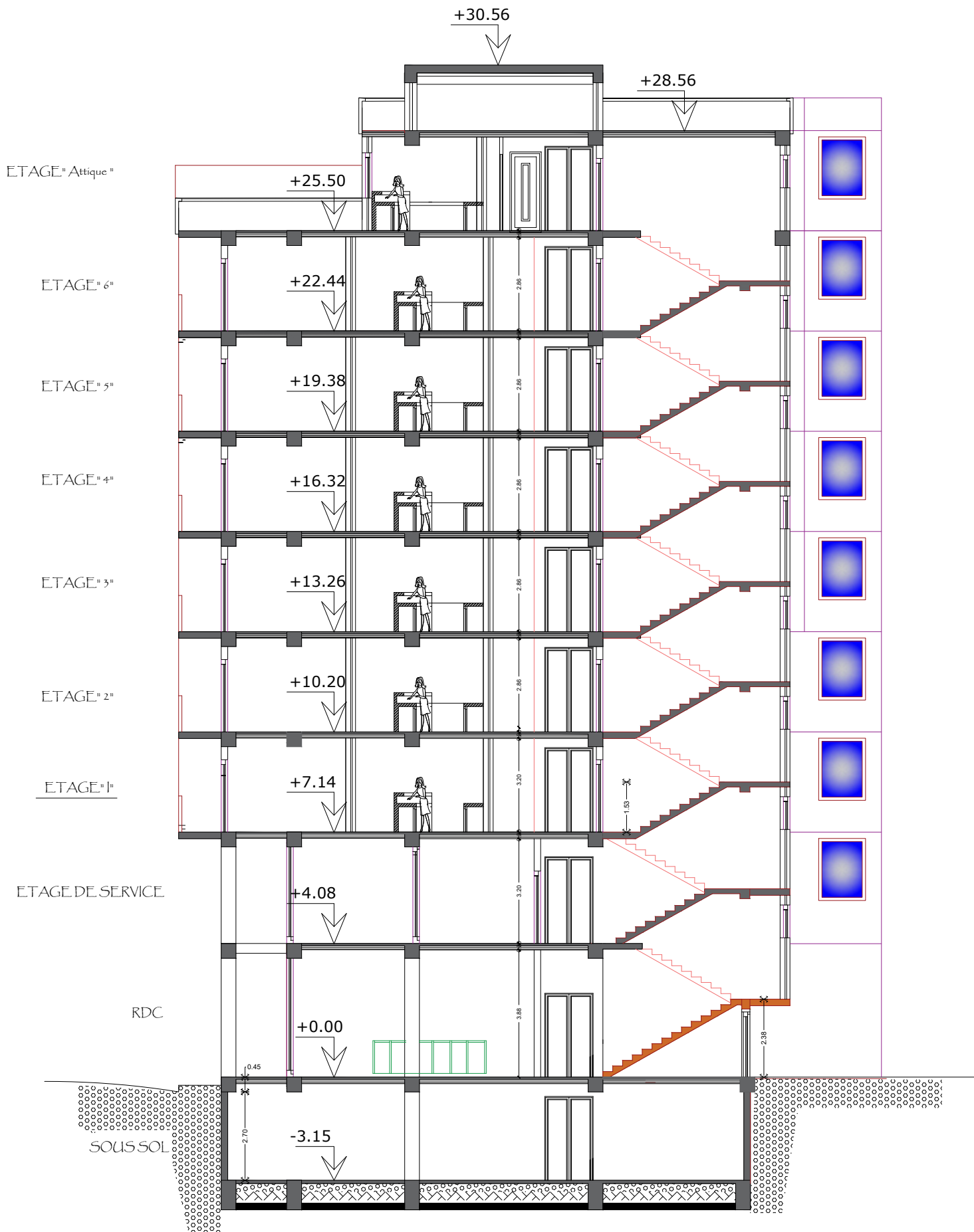
Figure VI.I.1 : Schéma statique du voile périphérique.....	176
Figure VI.I.2 : Schéma des contraintes horizontales ELU.....	177
Figure VI.I.3 : Schéma des contraintes horizontales ELS.....	177
Figure VI.I.4 : Le panneau le plus sollicité.....	178
Figure VI.I.5 : Distribution des moments sur le panneau.....	179
Figure VI.I.6 : Schéma statique de ferrailage du voile périphérique.....	179
Figure VI.I.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	187
Figure VI.II.1 : Types de fondation.....	189
Figure VI.II.2 : Schéma statique d'un radier.....	193
Figure VI.II.3 : Coupe verticale du radier.....	195
Figure VI.II.4 : Diagramme des contraintes.....	198
Figure VI.II.5 : Le panneau le plus sollicité.....	202
Figure VI.II.6 : Distribution des moments sur le panneau.....	203
Figure VI.II.7 : Schéma statique de calcul du débord du radier.....	209
Figure VI.II.8 : Répartition trapézoïdale.....	210
Figure VI.II.9 : Présentation des chargements simplifiés.....	210
Figure VI.II.10 : Répartition triangulaire.....	211
Figure VI.II.11 : Efforts et diagrammes revenant à la nervure la plus sollicité sens x – x....	213



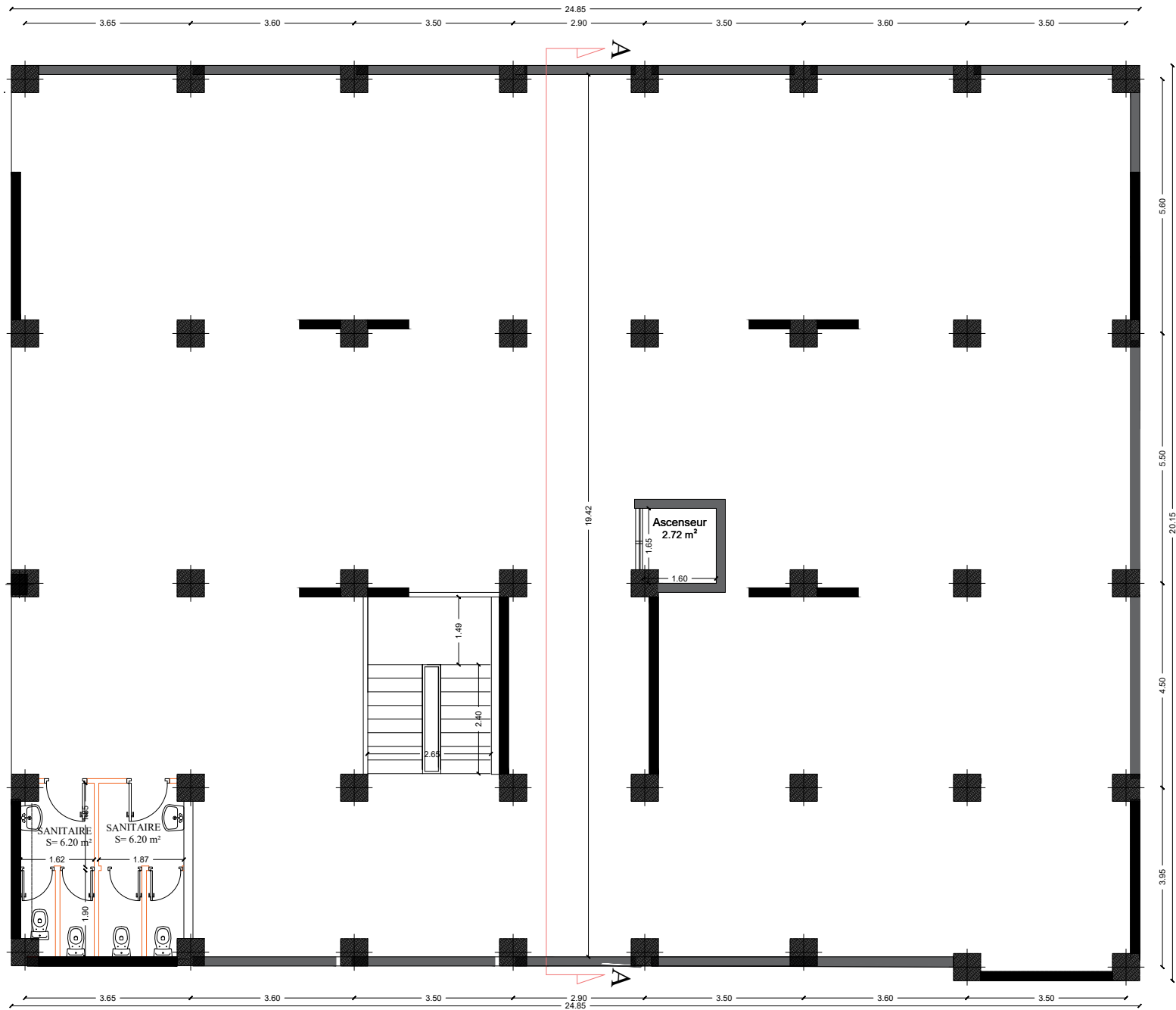
Plans d'architectures



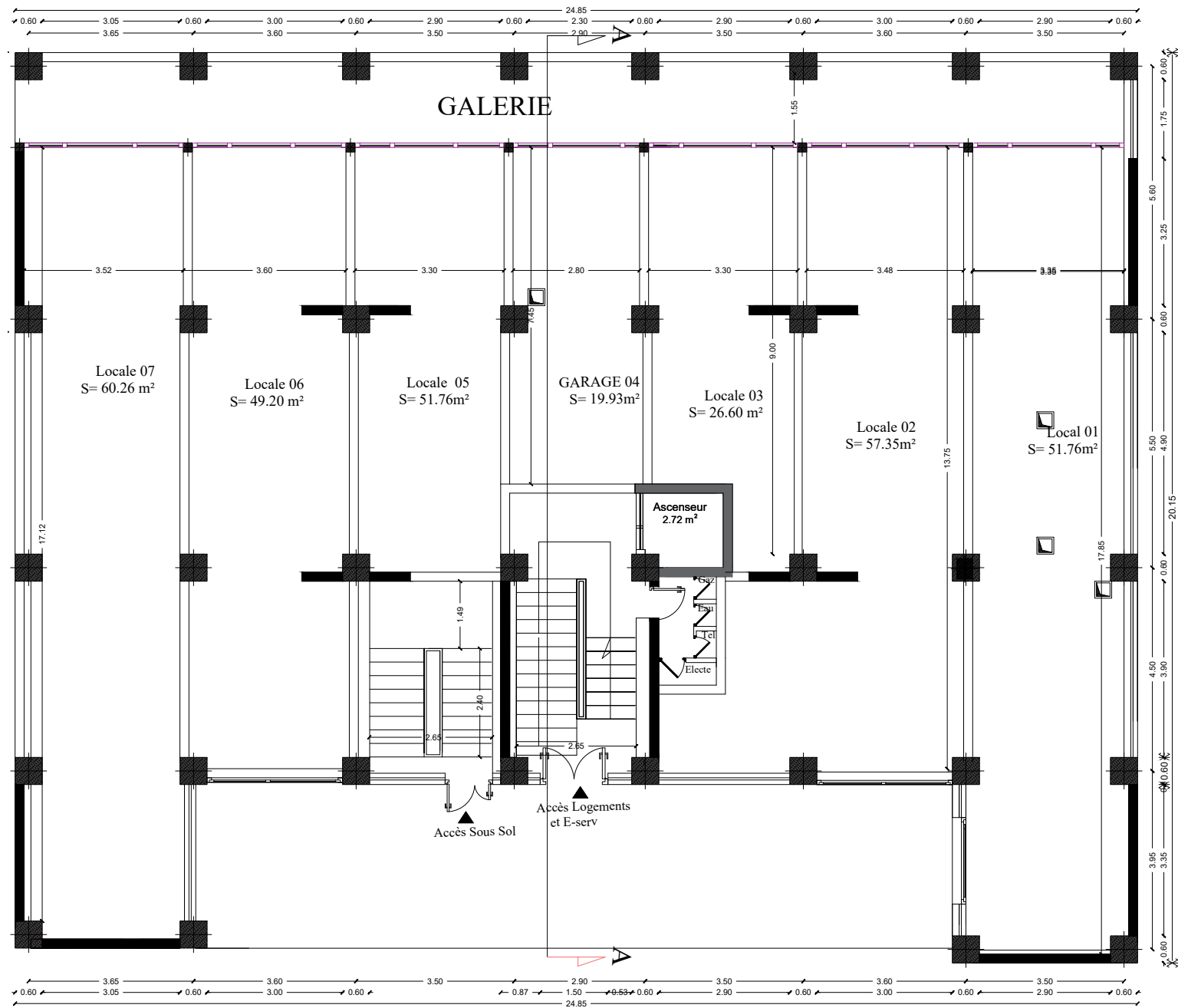
Façade Principale



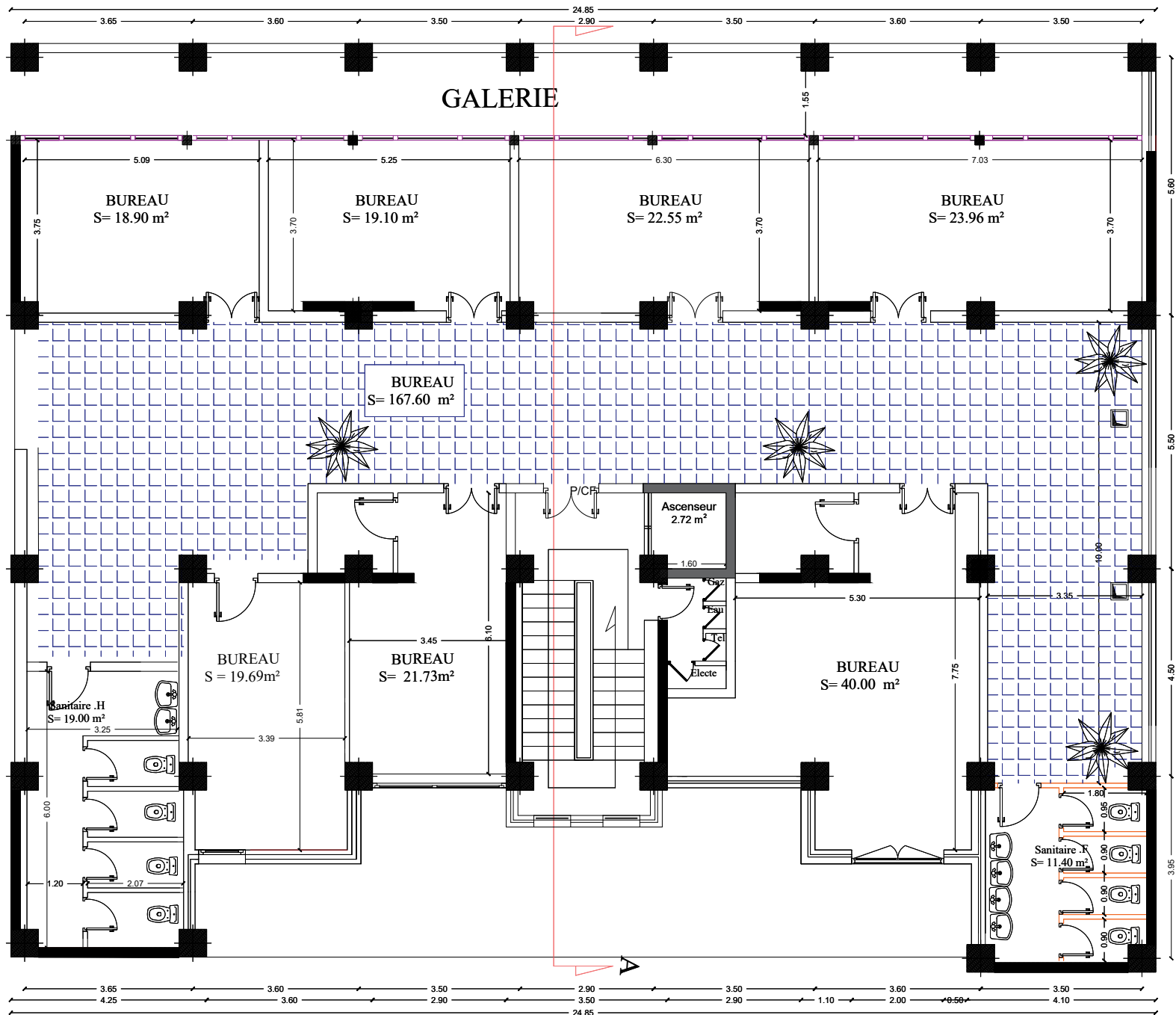
Coupe A/A



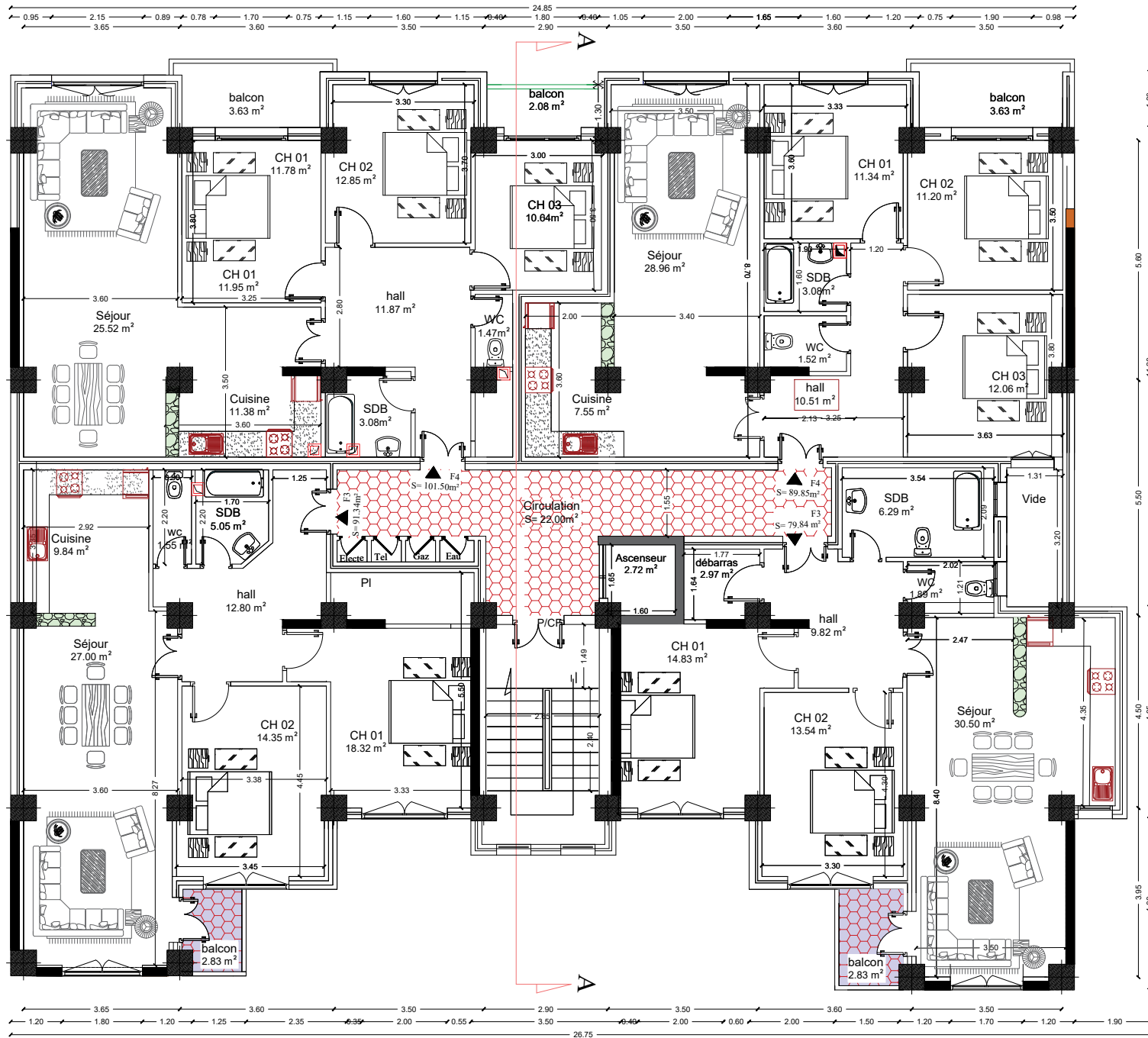
Plan De S/Sol



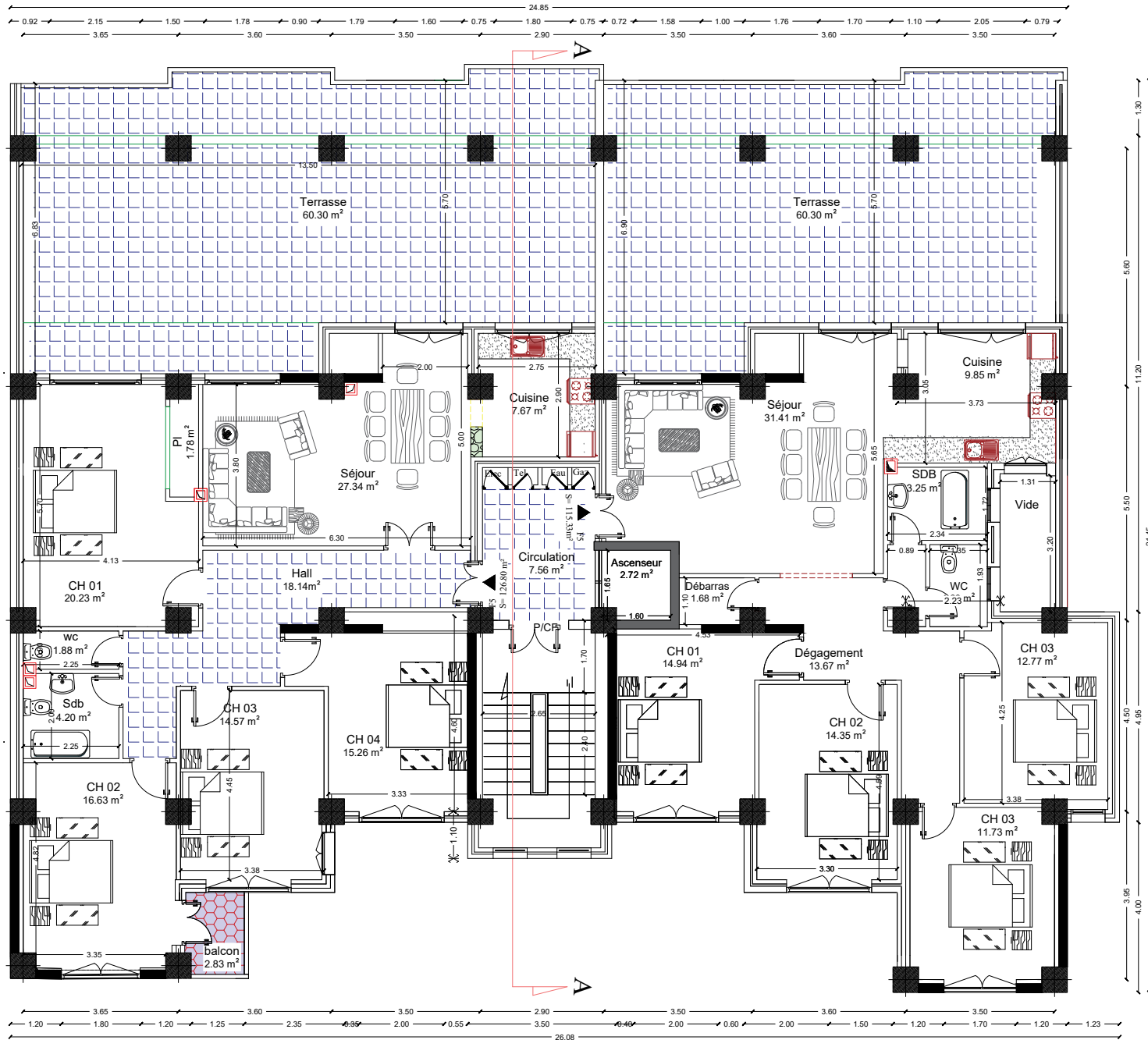
Plan De RDC



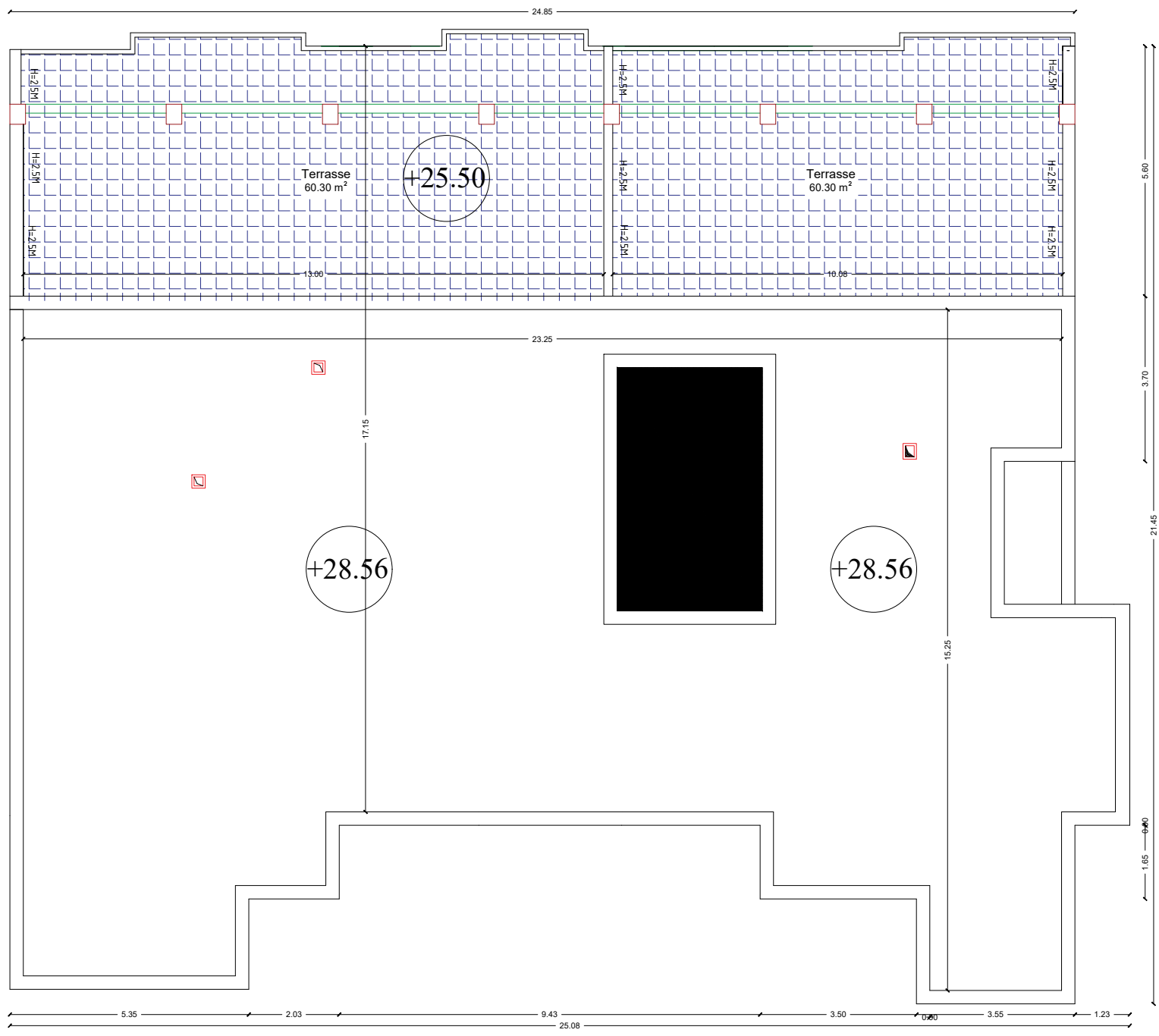
Plan De l'Etage De Service



Plan De 1er.2.3.4.5 et 6 eme Etage



Plan De L'Etage Attique



Plan De Toiture

Introduction générale:

Les structures en génie civil sont des assemblages organisés de matériaux qui sont conçus pour résister à des charges ou des forces pour maintenir leur intégrité et leur stabilité. Elles sont utilisées pour supporter des infrastructures telles que des bâtiments, des ponts, des tunnels, des barrages, des routes, des voies ferrées et des aéroports. Les propriétés de ces structures dépendent des charges et des conditions environnementales auxquelles elles sont soumises, telles que la force du vent, les tremblements de terre,...

Les structures en génie civil sont conçues pour supporter des charges verticales telles que le poids des matériaux de construction et des charges horizontales telles que les forces du vent et les séismes. Les matériaux couramment utilisés pour les structures comprennent l'acier, le béton, le bois et la maçonnerie

En plus des forces extérieures, les structures peuvent également être soumises à des contraintes internes telles que la traction, la compression et la flexion. Les ingénieurs en génie civil doivent prendre ces forces en considération pour s'assurer que la structure soit capable de supporter les charges requises sans se déformer ou s'effondrer

Les ingénieurs en génie civil sont responsables de la conception, de la construction, de la maintenance et de la réhabilitation de ces structures. Ils doivent considérer les matériaux appropriés, la géométrie, les connexions, les charges, la sécurité, les coûts et les conditions environnementales pour assurer la robustesse et la longévité de la structure.

En outre, avec l'avancement des technologies, la conception et la construction des structures évoluent continuellement pour répondre à des conditions de plus en plus sévères. L'ingénierie des structures joue donc un rôle essentiel dans le développement et l'amélioration des infrastructures qui façonnent notre environnement bâti.

La présente étude en génie civil vise à développer un calcul structural garantissant la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, aussi bien pendant et après sa réalisation, tout en considérant des aspects économiques.

Le calcul de la structure d'un bâtiment se conforme aux normes en vigueur, notamment les règles parasismiques algériennes (**RPA 99, VERSION 2003**) et le règlement du béton aux états limites (**BAEL91, modifié 99**).

Dans le présent travail, on présentera « **l'étude d'un bâtiment «R+8+S-SOL» à usage d'habitation, commercial et bureautique avec l'application du logiciel ETABS** »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- **La première étape** : portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **La deuxième étape** : la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- **La troisième étape** : le calcul des éléments secondaires (Acrotère, Planchers, Escaliers et Balcon).
- **La quatrième étape** : portera sur l'étude de contreventement.
- **La cinquième étape** : portera sur la modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA.
- **La sixième étape** : portera sur le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- **La septième étape** : portera sur l'étude de l'infrastructure.
- On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

**Présentation et description de
l'ouvrage**

I. Description de l'ouvrage :

I.1. INTRODUCTION :

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude, Nous allons élaborer une étude d'une structure en (R+8+S-sols) à usage d'habitation et commercial.

L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (classée comme ouvrages courants ou d'importance moyenne qui ne dépassent pas 48 m de hauteur) (**Annexe I – art 3.2 du RPA 99/ modifié 2003**).qui implantée dans la commune de **draa ben kheda**, wilaya de **Tizi-ouzou**, classé comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), (**Annexe I – Art 3.1**) selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99/ modifié 2003**.

La structure est composée :

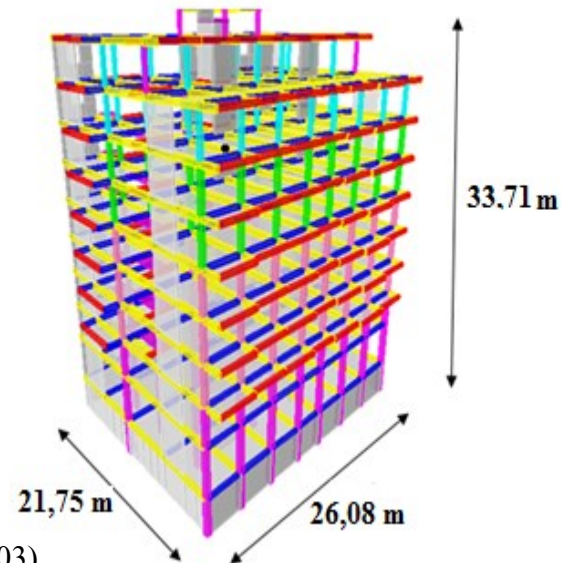
- Sous-sols à usage de cave.
- RDC et étage de service à usage commercial.
- Sept (07) étages.

L'accès aux différents niveaux est assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques géométriques de l'ouvrage lors de la réalisation.

- | | |
|---------------------------------|-------------------------------------|
| ➤ Hauteur total bu bâtiment | ⇒ $H = 33.71 \text{ m}$ |
| ➤ Longueur total bu bâtiment | ⇒ $L = 26.75 \text{ m}$ |
| ➤ Largeur total bu bâtiment | ⇒ $B = 21.75 \text{ m}$ |
| ➤ Hauteur de RDC | ⇒ $H_{\text{rdc}} = 4.08 \text{ m}$ |
| ➤ Hauteur de l'étage de service | ⇒ $H_{\text{e.s}} = 3.06 \text{ m}$ |
| ➤ Hauteur des étages courant | ⇒ $H_{\text{etg}} = 3.06 \text{ m}$ |
| ➤ Hauteur de l'étage attique | ⇒ $H_{\text{c}} = 3.06 \text{ m}$ |
| ➤ Hauteur du sous-sol | ⇒ $H_{\text{ss}} = 3.15 \text{ m}$ |
| ➤ Hauteur de L'acrotère | ⇒ $H_{\text{ac}} = 0,6 \text{ m}$ |



I.3. Règlementation utilisée :

L'étude se fera conformément aux règles suivantes :

- Règlement parasismiques Algériennes (RPA 99 / modifier 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique Règlementaire (DTR B.C 2.33.1 et B.C 2.33.2) : Règles de calcul des fondations superficielles et profondes.

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1. Superstructure :

- **Ossature :**

L'ossature est composée de portiques et de voiles qui vont reprendre les charges de l'ouvrage

I.4.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils ont pour fonction de supporter les charges et les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs, ils permettant aussi une isolation thermique et acoustique, On distingue deux types :

- **Plancher en corps creux :** Constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent la résultante sismique à la base.
- Economie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

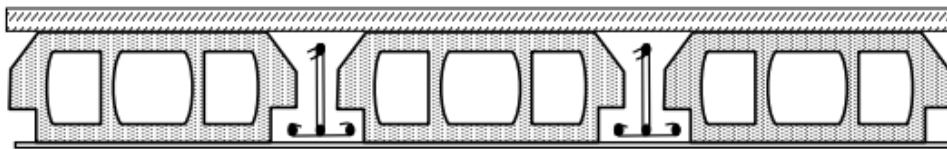


Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux

- **Plancher en dalle pleine :** constitué en béton armé, posé directement sur les poteaux. Coulée sur place, sur un coffrage plat.

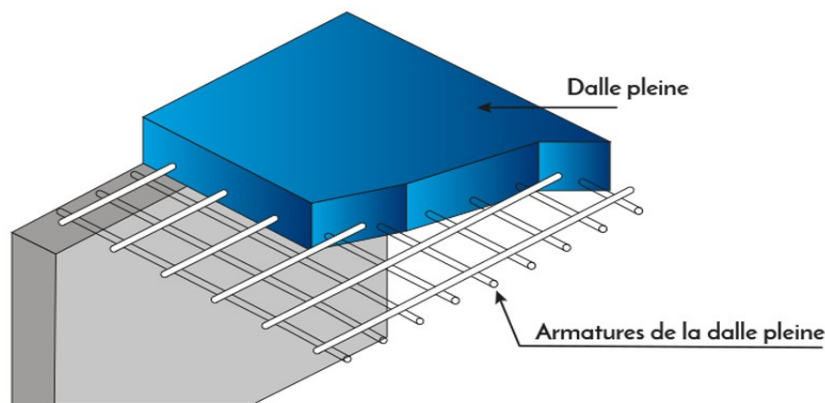


Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine

I.4.3. Les Voiles :

Elément vertical en béton armé, destiné à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales. Dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions (hauteur et longueur).

I.4.4. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit à deux volées » (paliers et paillasse), qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

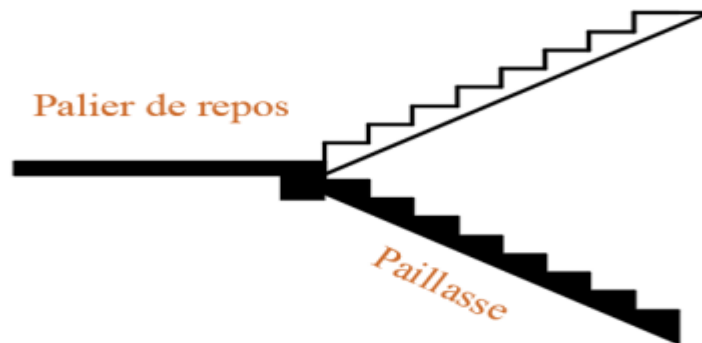


Figure I.3 : Escalier en deux volées

I.4.5. Les Consoles :

En génie civil, une console c'est un élément en porte-à-faux, dont l'une des extrémités est libre.

I.4.6. Acrotère :

L'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades qui permet le relevé d'étanchéité.

I.4.7. Maçonnerie :

On distingue deux types de mur qui sont :

- Mur extérieur pour les façades seront réalisées en double cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.8. Revêtements :

Ce sont les éléments de finitions indispensables pour le confort. On utilisera dans l'ouvrage les éléments suivants :

- **Revêtement horizontal** : En plâtre et enduit pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- **Revêtement vertical** : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre et enduit pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

I.4.9. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3. Infrastructure :

- **Les Fondations :**

Les fondations sont des éléments qui se situent à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges engendrées par la superstructure au sol. On distingue trois types de fondations :

- fondations superficielles : semelle isolée, semelle filante (continue) ou radier générale
- fondation semi-profondes : puits
- fondation Profondes : pieux

II. Caractéristique mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier sont deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage, ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et à la traction pour les aciers, ils doivent répondre aux règlements parasismique algérien RPA 99 / version 2003 et le règlement de béton armée aux états limites BAEL 91 / version 99.

II.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et éventuellement des adjuvants, .Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et la quantité d'eau de gâchage du béton.

Le béton utilisé pour notre bâtiment sera dosé de 350 kg/m³ de ciment portland composées 325(CPJ 325) (moulage dans 1 m³ de béton dosé à 350 Kg/m³).

a) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm. La résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jour donné par :

L'article A.2.1.11 du BAEL 99 stipule que :

1. Pour $j \leq 28$ jours :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

2. Pour $j > 28$ jours : elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, la valeur de f_{c28} sera prise égale à **25 MPa**

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est déduite après le calcul de la résistance à la compression, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 99, art A.2.1, 12})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec:

- f_{tj} : résistance caractéristique du a la traction a (j) jours en MPA (N/mm²).

- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton a la compression à (j) jours en MPA (N/mm²).

c) Module d'élasticité :

C'est le rapport de la contrainte normal et la déformation engendrée à celle-ci selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types

d) Module de déformation longitudinal :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale est la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

e) Module d'élasticité instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 99 / Art A.2.1, 22})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

f) Module d'élasticité différée :

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

g) Modules de déformation transversale du béton :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale. Noté « G » et donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Le coefficient de poisson.

❖ **coefficient de poisson :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right.$$

h) Contrainte limite :

Un état limite est une au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite Ultime (ELU).
- Etat Limite de service (ELS).

i) État limite ultime (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

C'est la résistance de la structure qui doit être vérifiée vis-à-vis des sollicitations externes. Pour estimer cette résistance ; il faut tenir compte du diagramme contraintes - déformation (σ) ci-dessous :

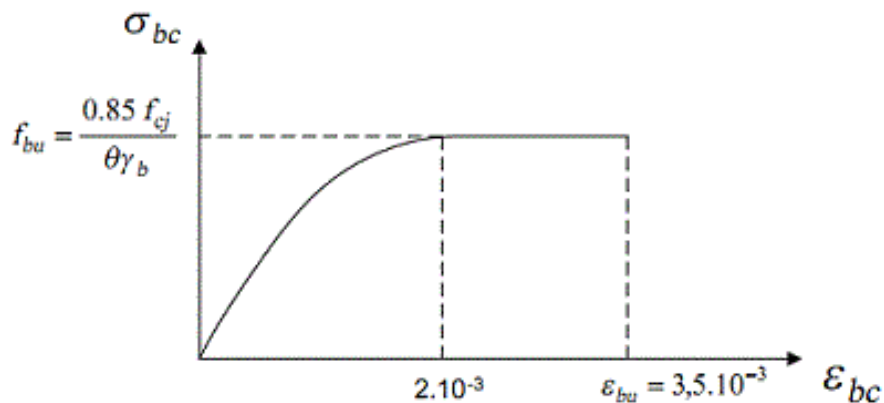


Figure I.5: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

La contrainte limite ultime de résistance à la compression notée (f_{bu} , f_{bc} ou σ_{bc}) est donnée par l'article..... **A.4.3.4.1 BEAL91/modifiée99**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : **Coefficient de sécurité du béton,**

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons normales $\longrightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles. $\longrightarrow f_{bu} = 18.4 \text{ MPa}$

θ : **coefficient d'application**

$\theta = 1$; si la durée d'application est inférieure à 24h,

$\theta = 0,9$; si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h,

$\theta = 0,85$; si cette durée est inférieure à 1h.

j) État limite de service (ELS) :

L'état limite de service (ELS) est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèche ou Déformations excessives, fatigue des matériaux). Dans ce cas, on suppose que le diagramme des contraintes-déformation reste dans le domaine élastique linéaire qui est représenté par la figure suivante :

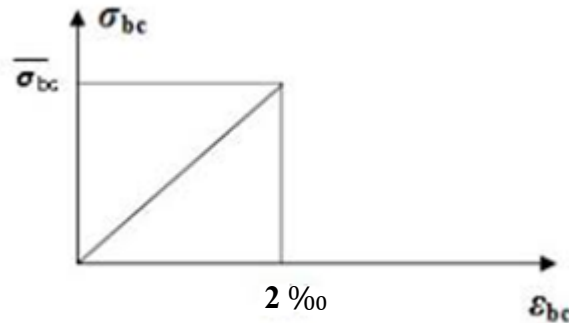


Figure I.6: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par L'article

(A.4.5, 2 du BAEL 99) $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

k) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : **(A.5.1, 1 du BAEL 99)**

$$\tau_u = \frac{V_b}{b_0 d}$$

Avec : V_b : Effort tranchant à l'ELU

b_0 : Largeur de la section de béton considérée

d : Hauteur utile de la section de béton considérée ($d = 0.9h$)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Cas de fissuration peu nuisible

$\tau = \min (0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

II.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression, son rôle est de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue trois catégories dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisations	
Aciers HA	Fe E 400	400	Tous travaux BA	Emploi très fréquent moins fréquent
	Fe E 500	500		
Treillis Soudés	T.S.L (lisses)	500	Emplois courants pour : - Radiers - Voiles - Planchers – Dallages	
	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		
	T.L.E	520		

Tableau. I.1 : des caractéristiques des aciers de bâtiment

a) Module d'élasticité:

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

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

b) Contrainte limites :

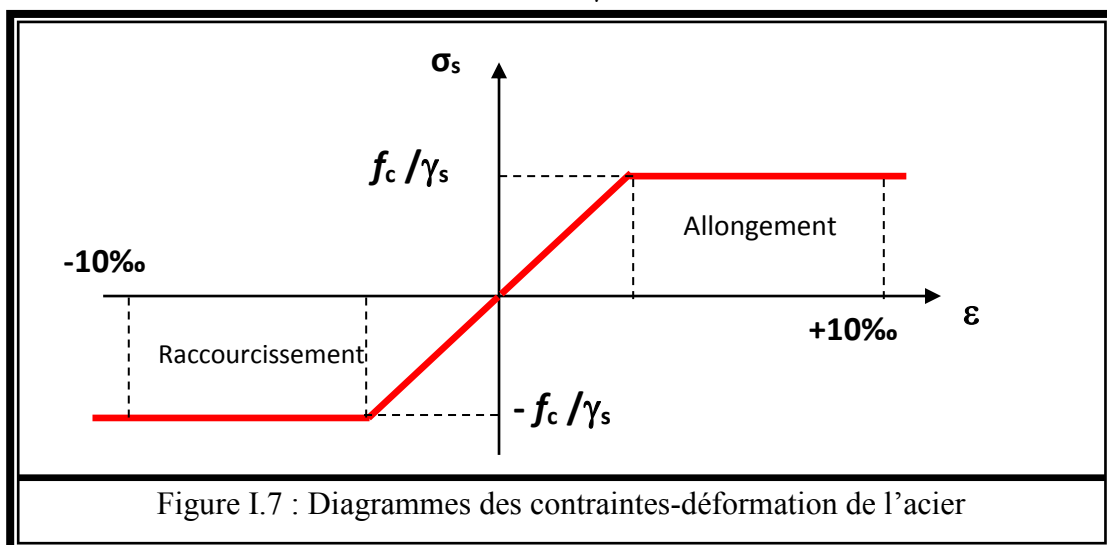
- **État limite ultime :** (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

Avec : Limite d'élasticité garantie

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ situation courante
 $\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ situation accidentelle



- **Etat limite de service :**

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers. On distingue 3 cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
 $\eta = 1.65$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

- **Protection des Armature : (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)**

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

- $C \geq 5$ cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques ;
- $5 > C \geq 3$ cm: pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- $3 > C \geq 1$ cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

- **Actions et sollicitations :**

- Action :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

- Sollicitation :**

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

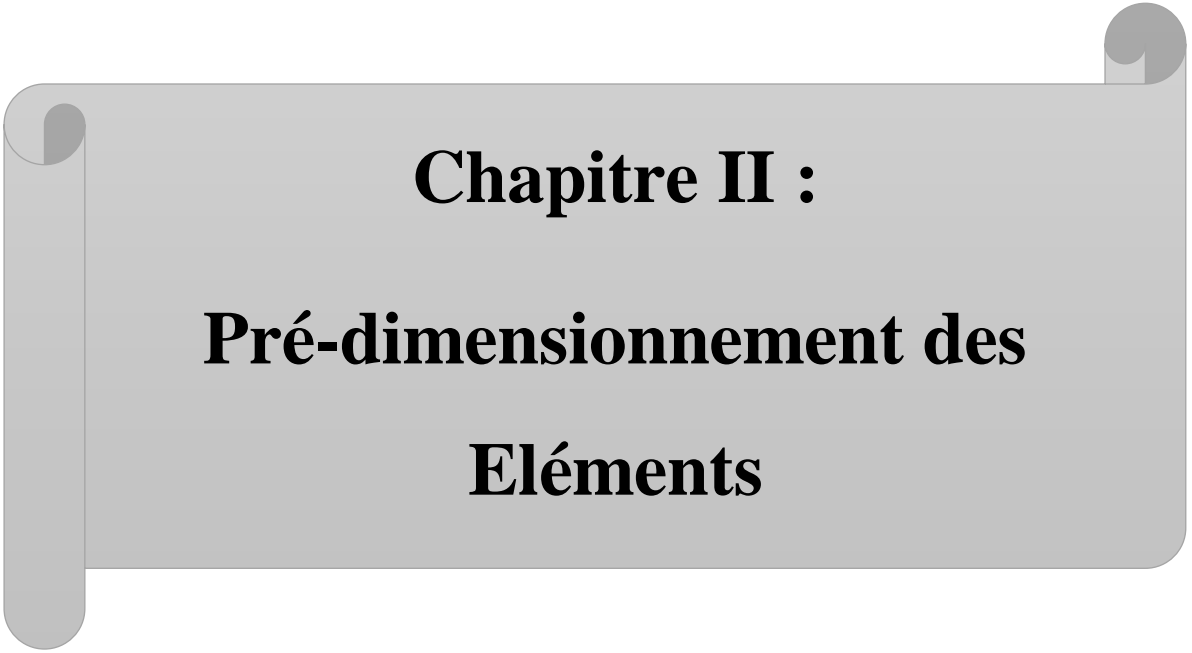
❖ Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPA.
 - La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ MPA
 - Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,86$ MPA
 - Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,20$ MPA
 - Le module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_S = 200000$ MPA.
 - Coefficient de poisson : (**A.2.1.3 du BAEL 99**) :
 - $\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.
 - $\nu = 0,2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.
- **Pour les armatures :**
 - longitudinales et transversales : on choisit les aciers : **H.A** \Rightarrow **Fe = 500 MPA**
 - treillis soudés : **TS520** \Rightarrow **Fe = 500 MPA** (pour la dalle de compression)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant le règlement parasismique algérien « **RPA99/ version 2003** » et les règles du «**BAEL 91 / modifié 99** ».



Chapitre II :
Pré-dimensionnement des
Eléments

I. INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement de notre projet. Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction, et aussi permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux, en utilisant les règlements **BAEL 91 modifié 99** et **RPA99 version 2003**.

II. pré-dimensionnement des éléments :

II.1. Les planchers :

1) Plancher à corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales, le tout complété par une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante : (**Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99**).

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

Avec :

h_t : hauteur total du plancher

L_{max} : étant la longueur maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Remarque : Les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

$L_{max} = 365 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16.22 \text{ cm}$$

- Donc on adopte un plancher de (16+4), c'est-à-dire $h_t = 20 \text{ cm}$

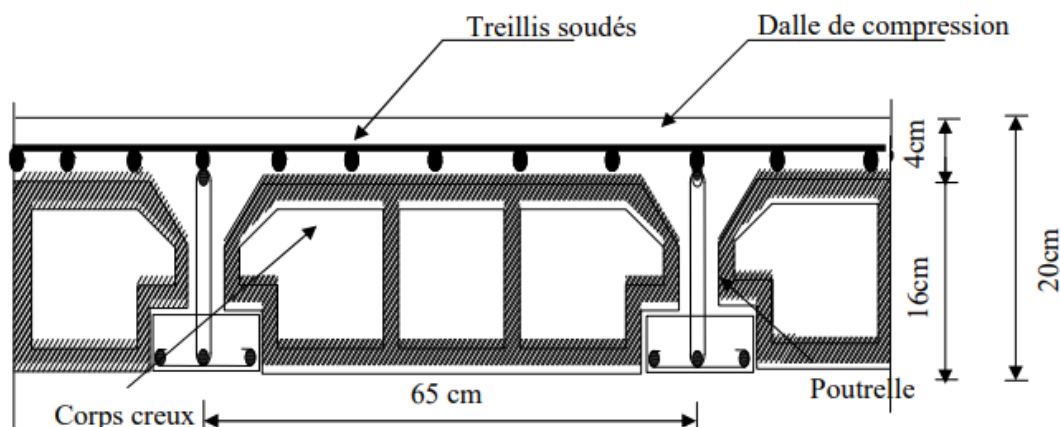


Figure II.1: Coupe transversale du plancher à corps creux

2) Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

a. Dalle pleine isolé :

- **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur des panneaux de dalle est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

α : l'élanement de la dalle

l_x : petit côté du panneau de dalle

l_y : grand coté du panneau de dalle

- **❖ D'après Art A.8.2 ; B.7 ; E.3 de BAEL 91/ 99**

Si : $\alpha \leq 0.4$ la dalle travaille dans un seul sens.

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

On a : $\alpha = \frac{2.22}{3.10} = 0.716$

Alors : Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens ($0,4 \leq \alpha \leq 1$)

Donc : l'épaisseur sera calculer la formule: $e_p \geq \frac{L_x}{30} = \frac{2.22}{30} = 7.4 \text{ cm}$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le (RPA99 / 2003) est de 12cm ;

On opte pour une épaisseur $e_p = 15\text{cm}$

- **Condition de résistance au feu :**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée H.RENAUD Pages 235)

$e_p = 11\text{cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$e_p \geq 7\text{cm}$Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

- **L'isolation acoustique :**

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à $350\text{kg}/\text{m}^2$.

$$M_P = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350\text{kg}/\text{m}^2$$

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = \mathbf{0.14 \text{ m}}$$

Avec : $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

- **conclusion :**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

b. Dalle pleine pour les portes à faux:

❖ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec:

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50 \text{ m} \quad e \geq \frac{15.00}{10} = \mathbf{15.00 \text{ cm}}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm

II.2. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).

Selon les règles «**B.A.E.L.91_modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité), selon les lois suivantes :

- **La hauteur h_p :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$ (Art A.4.14 BAEL 91)
- **La largeur b_p :** $0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$

Avec :

L_{max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement (**RPA 99 / Version 2003**)

(**Article 7.5.1**).

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq 30 \text{ cm} \\ b_p \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_p}{b_p} \leq 4 \end{array} \right.$$

1) Les poutres principales :

- **La hauteur h_{pp} :**

$$L_{\max} = 5.30 \text{ m}$$

$$\frac{530}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{530}{10}$$

$$35.33 \leq h_{pp} \leq 53$$

- ✓ On opte pour $h_{pp} = 45 \text{ cm}$

- **La largeur b_{pp} :**

$$0.4 \times 45 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 45$$

$$18 \leq b_{pp} \leq 31.5$$

- ✓ On opte pour $b_{pp} = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

$$h_{pp} = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{pp} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{45}{25} = 1.8 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **La section de la poutre principale retenue est $(b_{pp} \times h_{pp}) = (25 \times 45) \text{ cm}^2$.**

2) Les poutres secondaires :

- **La hauteur h_{ps} :**

$$L_{\max} = 3.65 \text{ m}$$

$$\frac{365}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{365}{10}$$

$$24.33 \leq h_{ps} \leq 36.5$$

- ✓ On opte pour $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

- **La largeur b_{ps} :**

$$0.4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b_{ps} \leq 24.5$$

- ✓ On opte pour $b_{ps} = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

$$h_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{ps} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{ps}}{b_{ps}} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La section de la poutre secondaire retenue est $(b_{ps} \times h_{ps}) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.**

3) Les poutres de chainages :

- ❖ **La hauteur h_{ch} :**

$$L_{\max} = 3.65 \text{ m}$$

$$\frac{365}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{365}{10}$$

$$24.33 \leq h_{ch} \leq 36.5$$

✓ On opte pour $h_{ch} = 35 \text{ cm}$

- **La largeur b_{ch} :**

$$0.4 \times 35 \leq b_{ch} \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b_{ch} \leq 24.5$$

✓ On opte pour $b_{ch} = 25 \text{ cm}$

- ❖ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

$$h_{ch} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{ch} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{ch}}{b_{ch}} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La section de la poutre de chaînage retenue est $(b_{ch} \times h_{ch}) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.**

4) Poutres palières :

- **La hauteur h_{pal} :**

$$L_{\max} = 2.90 \text{ m}$$

$$\frac{290}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{290}{10}$$

$$19.33 \leq h_{pal} \leq 29.00$$

✓ On opte pour $h_{pal} = 25 \text{ cm}$

- **La largeur b_{pal} :**

$$0.4 \times 25 \leq b_{pal} \leq 0.7 \times 25$$

$$10 \leq b_{pal} \leq 17.5$$

✓ On opte pour $b_{pal} = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

$h_{pal} = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$ **condition non vérifiée.**

$b_{pal} = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \rightarrow$ **condition non vérifiée.**

❖ On opte pour le minimum exigé par le RPA $h_{pal} = 30 \text{ cm}$; $b_{pal} = 20 \text{ cm}$

$\frac{h_{pal}}{b_{pal}} = \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

✓ **La section de la poutre de palière retenue est $(b_{pal} \times h_{pal}) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.**

II.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au séisme, mais ils participent à la reprise d'une partie des efforts dus aux charges verticales. Leur dimensionnement sera conforme au **(R.P.A 99 modifié 2003) (Art 7.7.1)**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ (L : étant la longueur minimale du voile), a : L'épaisseur du voile, sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités (Figure II.3). L'épaisseur minimale est de 15cm ($a_{min} \geq 15 \text{ cm}$).

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.

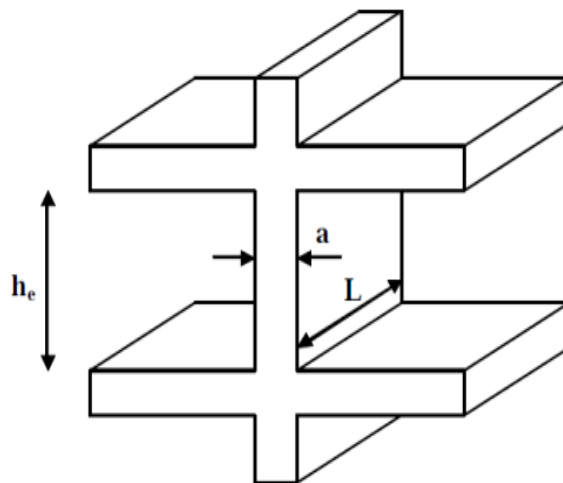
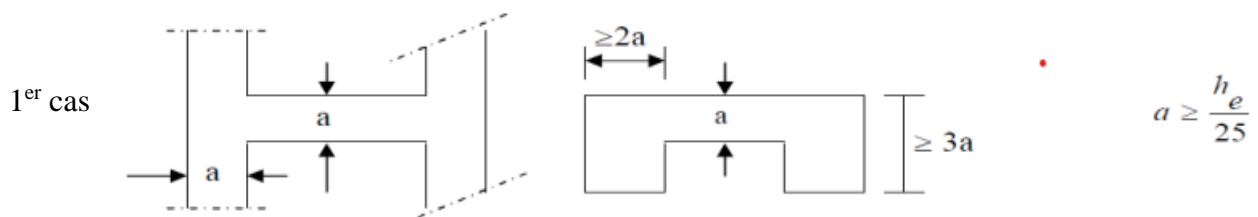


Figure II.2: Coupe verticale du voile.



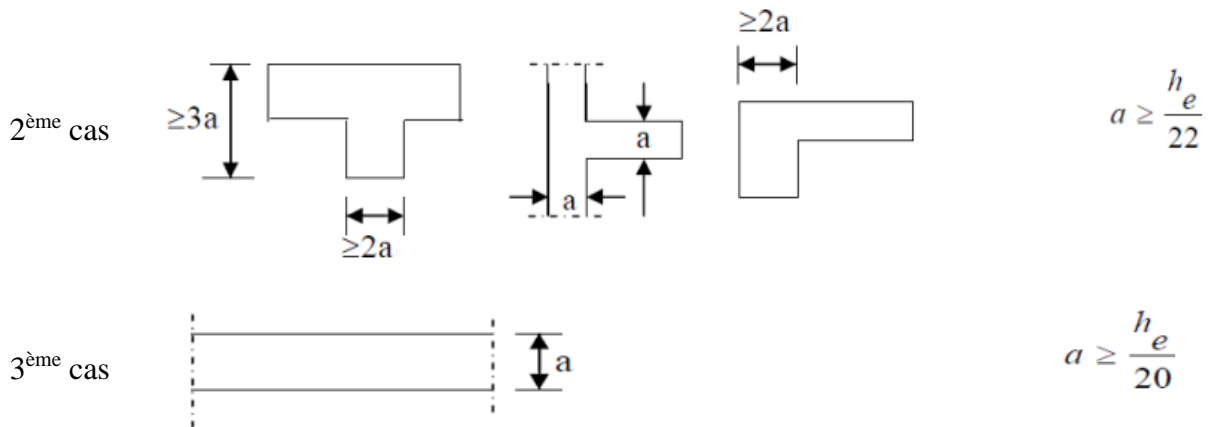


Figure II.3 : coupes de voile en plan

Nous opterons pour le 3ème cas puisqu'il est le cas le plus défavorable : $a \geq h_e / 20$

1) Pour l'étage courant :

$$a \geq \frac{306 - 35}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

✓ On adopte $a = 25 \text{ cm}$

2) Pour le RDC :

$$a \geq \frac{408 - 35}{20} = 18.65 \text{ cm}$$

✓ On adopte $a = 25 \text{ cm}$

3) Pour le sous-sol :

$$a \geq \frac{315 - 35}{20} = 14.00 \text{ cm}$$

✓ On adopte $a = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification du RPA : $L_{\min} \geq 4a$**

$L_{\min} = 100 \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$a = 25 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 25cm pour tous les voiles

II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** en effectuant une décente de charges pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations. $N_s = G + Q$

Avec : N_s : effort normal de calcul repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

La section S est donnée par la formule suivante:

$$v = \frac{N_s}{S \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{RPA 99 version 2003 (Article 7.4.3.1)}$$

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$$

Avec : S : section du poteau

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

De plus, tous en vérifiant les exigences du « **RPA 99 / Version 2003** »

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min (b ; h) \geq 25\text{cm}$
- $\min (b ; h) \geq h_e / 20$ avec : h_e : la hauteur libre du poteau
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

II.4.1. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0,85	
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12	
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54	
4) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01	
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
La charge permanente:		G (KN/m²) =	5,68	

Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.

➤ Plancher terrasse accessible :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1) Revêtement carrelage.	0,02	20	0,40
2) Mortier de pose	0,02	20	0,40
3) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12
4) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54
5) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01
6) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16
7) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8
8) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2
La charge permanente:	G (KN/m²) =		5,63

Tableau II-2 : Charge permanente de terrasse accessible.

➤ Plancher étage courant :

Matériaux	Epaisseur r	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Carrelage.	0,02	20	0,40	
2) Mortier de pose.	0,02	20	0,40	
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36	
4) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2	
6) Cloisons intérieures.	0,1	10	1	
La charge permanent :	G (KN/m²)=		5,16	

Tableau II-3 : Charge permanente de l'étage courant.

➤ Dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
La charge permanent			G (KN/m²) = 5,27

Tableau II.4 : charges permanentes plancher dalle plein

a. Dalle salle machine :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle pleine	0,15	25	3,75
La charge permanent uniformément répartie G (KN/m ²) =			3,75
La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m ²) =			1
La charge d'exploitation concentrique P(KN): La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8.			P=90KN.

Tableau II-5 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.

❖ Acrotère :

La charge permanente de l'acrotère sera déterminée comme suit :

- Calcul de la charge permanente de l'acrotère

$$G = S \times \rho$$

Avec :

ρ : Poids volumique de béton $\Rightarrow \rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : surface de l'acrotère

- Calcul de la surface de l'acrotère :

$$S = (0,60 \times 0,1) + \frac{(0,03+0,15)}{2} + (0,07 \times 0,15)$$

$$S = 0,07275 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou: } G = 0,07275 \times 25 = 1,819 \text{ KN/ml}$$

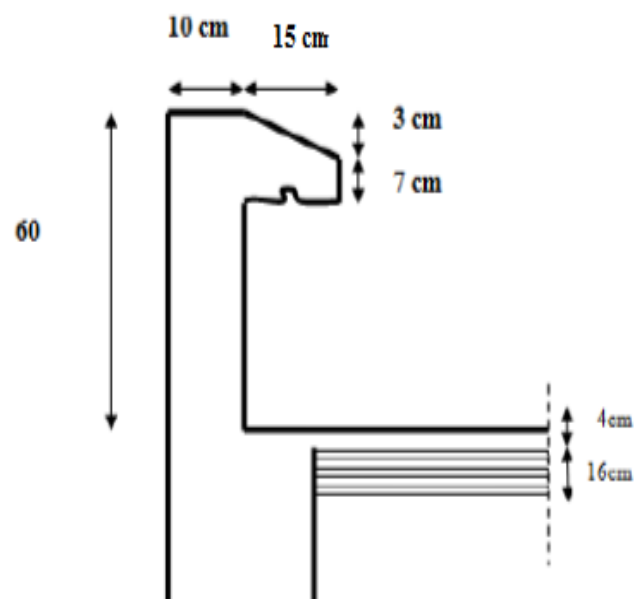


Figure II-4 : Dimension de l'acrotère.

➤ Maçonnerie :

• Mur extérieur :

Eléments	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,10	09	0,90	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,20	09	0,9	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			2.36	

Tableau II-6 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur extérieur)

• Mur intérieur :

Eléments	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
2) Briques creuses	0,10	09	0,9	
3) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			1.3	

Tableau II-7 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur intérieur)

b. Charges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Matériaux	Q (KN/m ²)
a) Plancher terrasse inaccessible.	1.00
b) Plancher terrasse accessible.	1.50
c) Plancher d'étage attique (habitable)	1.50
d) Plancher d'étage courant	1.50
e) balcon	3.50
f) Plancher d'étage de service	2.50
g) Plancher RDC (commerciale)	2.50
h) Acrotère	1.00

Tableau II-8 : Charges d'exploitations des différents éléments.

II.4.2. Calcul de charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par **(B ; 4)**.

a. 1^{ère} Surface d'influence :

- **Le plancher :**

La surface qui lui revient vaut :

Section nette (S) :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.575 \times 2.55 = 4.02 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.55 \times 2.55 = 3.95 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.575 \times 2.50 = 3.94 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.55 \times 2.50 = 3.88 \text{ m}^2$$

$$S = 4.02 + 3.95 + 3.94 + 3.88$$

$$S = 15.79 \text{ m}^2$$

Section brute (S'):

$$S' = 3.375 \times 5.30 = 17.89 \text{ m}^2$$

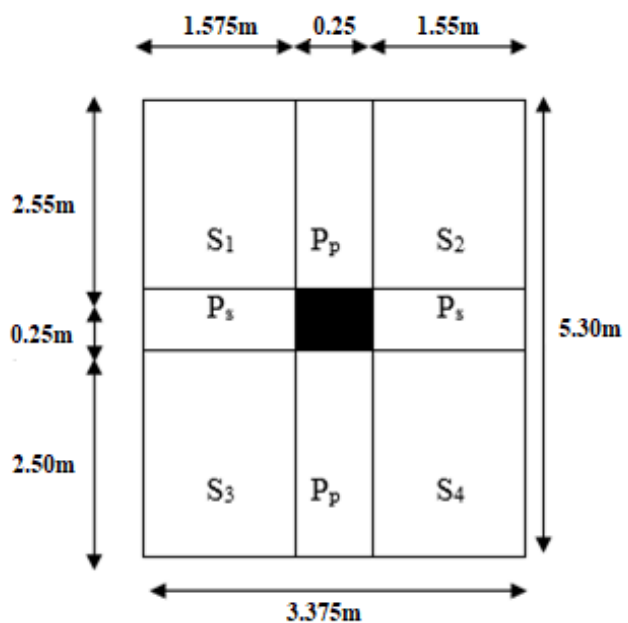


Figure II.5 : 1^{ère} Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité

b. 2^{ème} Surface d'influence :

Section nette (S) :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S'_1 = 1.575 \times 1.00 = 1.575 \text{ m}^2$$

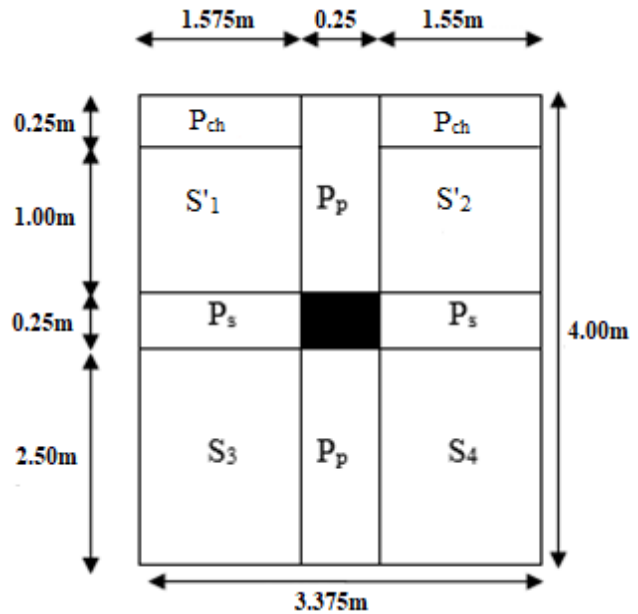
$$S'_2 = 1.55 \times 1.00 = 1.55 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3.94 \text{ m}^2, S_4 = 3.88 \text{ m}^2$$

$$S = 10.95 \text{ m}^2$$

Section brute (S') :

$$S' = 3.375 \times 4.00 = 13.50 \text{ m}^2$$

Figure II.6 : 2^{ème} Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité

II.4.3. Poids propre des éléments :

Selon Art 7.4.1 de RPA99/2003, en zone IIa, la section de poteau B elle est prise à 25x25 cm² au minimum.

Elements	Dimensions	Poids propre	Résultats	Qi=S _t x Qi
Poutre principe	25x45	G _{pp} =0.25*0.45*5.30*25	14.91 KN	/
Poutre principe 2	25x45	G _{pp} =0.25*0.45*4.00*25	11.25 KN	/
Poutre Secondaire	25x35	G _{ps} =0.25*0.35*3.125*25	6.836 KN	/
Poutre de chaînage	25x35	G _{ch} =0.25*0.35*3.125*25	6.836 KN	/
Poteau S-sol	H= 3.15 m	G _{p s-s} =0.25*0.25*3.15*25	4.922 KN	/
Poteau RDC	H=4,08 m	G _{p rdc} =0.25*0.25*4.08*25	6.375 KN	/
Poteaux E-service, E-courant, E-attique	H=3,06 m	G _{pE} =0.25*0.25*3.06*25	4.781 KN	/
Acrotère	3.375 m	G _a =1.819*3.375	6.14 KN	0.3375
Plancher Terrasse inaccessible	S _t =13.50 m ²	G _{pti} =13.50*5.68	76.68 KN	13.50
Plancher Terrasse accessible	S _t =7.97 m ²	G _{pta} =7.97*5.63	44.871 KN	11.955
Plancher E-attique	S _t =7.82 m ²	G _{pa} =7.82*5,16	40.35 KN	11.73
Plancher habitation	S _t =15.79m ²	G _{pc} =15.79*5,16	81.476 KN	23.685
Plancher E-service	S _t =15.79 m ²	G _{ps} =15.79*5,16	81.476 KN	39.475
Plancher RDC	S _t =15.79 m ²	G _{pr} =15.79*5,16	81.476 KN	39.475

Tableau II-9: Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

II.4.4. Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + (3+n)/2n \times \sum Q_i$$

$(3+n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

Avec :

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression

Q_0 : charge d'exploitation de la terrasse

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

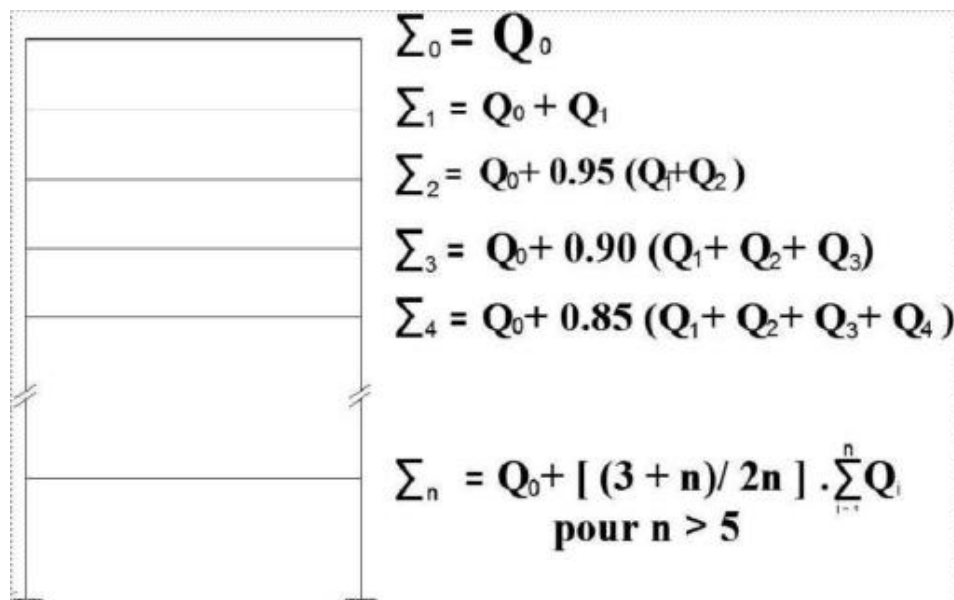


Figure II.7 : dégression des surcharges

La terrasse : $Q_0 = 13.838 \text{ KN}$

6eme étage: $Q_0 + Q_1 = 13.838 + 23.685 = 37.523 \text{ KN}$

5eme étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.838 + 0,95(23.685+ 23.685) = 58.84\text{KN}$

4eme étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,90 (23.685+ 23.685+23.685) = 77.788 \text{ KN}$

3eme étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,85 (23.685+ 23.685+23.685+23.685) = 94.367 \text{ KN}$

2eme étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,80 (23.685+ 23.685+23.685+23.685+23.685) = 108.578\text{KN}$

1eme étage : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,75 (23.685+ 23.685+23.685+23.685+23.685+23.685) = 120.421 \text{ KN}$

Etage de service : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,714 (23.685+ 23.685+23.685+23.685+23.685+23.685+23.685) = 132.216 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,688 (23.685+ 23.685+23.685+23.685+23.685+23.685+23.685+39.475) =$

$= 155.064 \text{ KN}$

S sol: $Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) =$

$\Rightarrow 13.838 + 0,67 (23.685+23.685+23.685+23.685+23.685+23.685+23.685+39.475+39.475) =$

$= 177.82 \text{ KN}$

Niveau	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			N_s (KN)	S (cm^2)	Choix (cm^2)
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	$G_{cumulee}$	Q(KN)	Coefficient de dégression	$Q_{cumulee}$			
1	4.781	24.922	76.68	106.383	106.383	13.838	1	13.838	120.221	160.29467	30*30
2	4.781	21.746	85.221	111.748	218.131	23.685	1	37.523	255.654	340.872	30*30
3	4.781	21.746	81.476	108.003	326.134	23.685	0.95	58.84	384.974	513.29867	35*35
4	4.781	21.746	81.476	108.003	434.137	23.685	0.9	77.788	511.925	682.56667	35*35
5	4.781	21.746	81.476	108.003	542.14	23.685	0.85	94.367	636.507	848.676	40*40
6	4.781	21.746	81.476	108.003	650.143	23.685	0.8	108.578	758.721	1011.628	40*40
7	4.781	21.746	81.476	108.003	758.146	23.685	0.75	120.421	878.567	1171.4227	40*40
8	4.781	21.746	81.476	108.003	866.149	23.685	0.714	132.216	998.365	1331.1533	45*45
9	6.375	21.746	81.476	109.597	975.746	39.475	0.688	155.064	1130.81	1507.7467	45*45
10	4.922	21.746	81.476	108.144	1083.89	39.475	0.67	177.82	1261.71	1682.28	45*45

Tableau II-10: Pré-dimensionnement des poteaux.

II.4.5. 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 **IIa** 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: $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	30*30	$\text{Min}(b_1, h_1)=30$	Condition vérifiée
	35*35	$\text{Min}(b_1, h_1)=35$	
	40*40	$\text{Min}(b_1, h_1)=40$	
	45*45	$\text{Min}(b_1, h_1)=45$	
Deuxième condition : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$	S sol : $h=3,15 \text{ m}$	$45 \geq 315/20=15,75$	Condition vérifiée
	RDC : $h=4,08 \text{ m}$	$45 \geq 408/20=20,4$	
	Etage courant : $h=3,06 \text{ m}$	$40 \geq 306/20=15,3$	
	Etage courant : $h=3,06 \text{ m}$	$35 \geq 306/20=15,3$	
Troisième condition $1/4 \leq b/h \leq 4$	$b=h$	$0,25 \leq b/h=1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau II-11: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.

II.4.6. 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 :

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

Avec :

- L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7 l_0$ (cas d'encastrement en deux extrémités).
- L_0 : longueur libre de poteau
- i_x : rayon de giration. $i_x = i_y = i = \sqrt{I/S}$
- I : moment d'inertie du poteau $I = bh^3/12$

Poteaux	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm^4)	Rayon de giration (cm)	L'élançement de poteau
	L_0	S(cm^2)				
	L_0	S(cm^2)	$L_f = 0,7l_0$	$I_{min} = h \cdot b^3 / 12$	$i = \sqrt{I/S}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
45*45	315	2025	220,5	341718,75	12,99	21,98
45*45	408	2025	285,6	341718,75	12,99	21,98
45*45	306	2025	214,2	341718,75	12,99	21,98
40*40	306	1600	214,2	213333,33	11,55	18,55
35*35	306	1225	214,2	125052,08	10,1036	21,20
30*30	306	900	214,2	67500	8,66	21,20

Tableau II-12: Vérification des poteaux aux flambements.

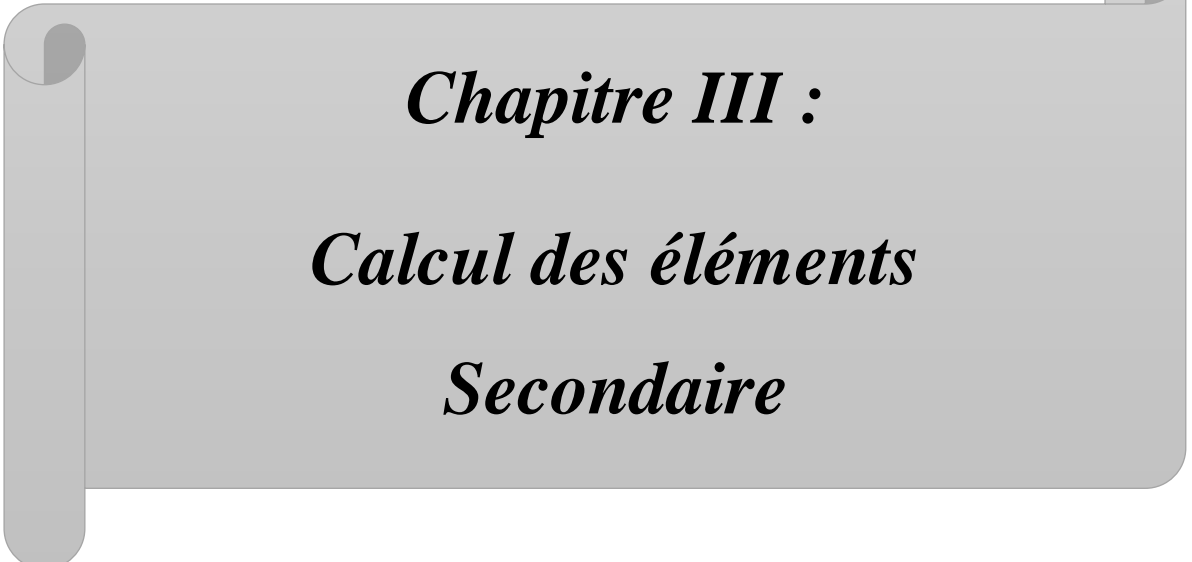
Conclusion : La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

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 :

	Eléments	Dimensions	Chargements		
			G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	
Eléments secondaires	Dalle pleine	Balcon	e = 15cm	5,27	3,5
		isolée	e = 15cm	5,27	1,5
		Salle machine	e = 15cm	3,75	1 (P=90KN)
	Plancher corps creux	Etage courant	h=16+4	5,16	1,5
		Etage de service et RDC		5,16	2,5
		Terrasse inaccessible		5,68	1
		Terrasse accessible		5,63	1,5
Acrotère		S=0,07275m ²	1,81875	1	
Eléments principales	Poutres	Principale	25*45	/	/
		Secondaire	25*35	/	/
		chainage	25*35	/	/
	Poteaux	S sol RDC E service	45*45	/	/
		1 ^{er} au 3 ^{eme} étage	40*40	/	/
		4 ^{me} et 5 ^{eme} étage	35*35	/	/
		6 ^{me} et E attique	30*30	/	/
	Voile	e = 25cm		/	/
L ≥ 100 cm					

Tableau II-13 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage.



Chapitre III :
Calcul des éléments
Secondaire

I. Les plancher :

I.1. Plancher en corps creux :

I.1.1. Dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles, et être armée d'un quadrillage de treillis soudée (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

Selon le BAEL 91/99 (Art B.6.8.423).

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- **30 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).

	Section de calcul	Choix	Espacement
Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})	$50 \leq l' = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$ Donc: $A_{\perp} = 4l'/f_e$ $4 \times 65 / 520 = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$	5HA5=0.98cm ²	$S_t = 20 \leq S_{\text{max}} = 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
Armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).	$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2$ $A_{\parallel} = \frac{0,79}{2} = 0,395\text{cm}^2$	5HA5=0.98cm ²	$S_t = 20 \leq S_{\text{max}} = 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

Tableau III.I.1 : tableau récapitulatif d'armature de la dalle de compression.

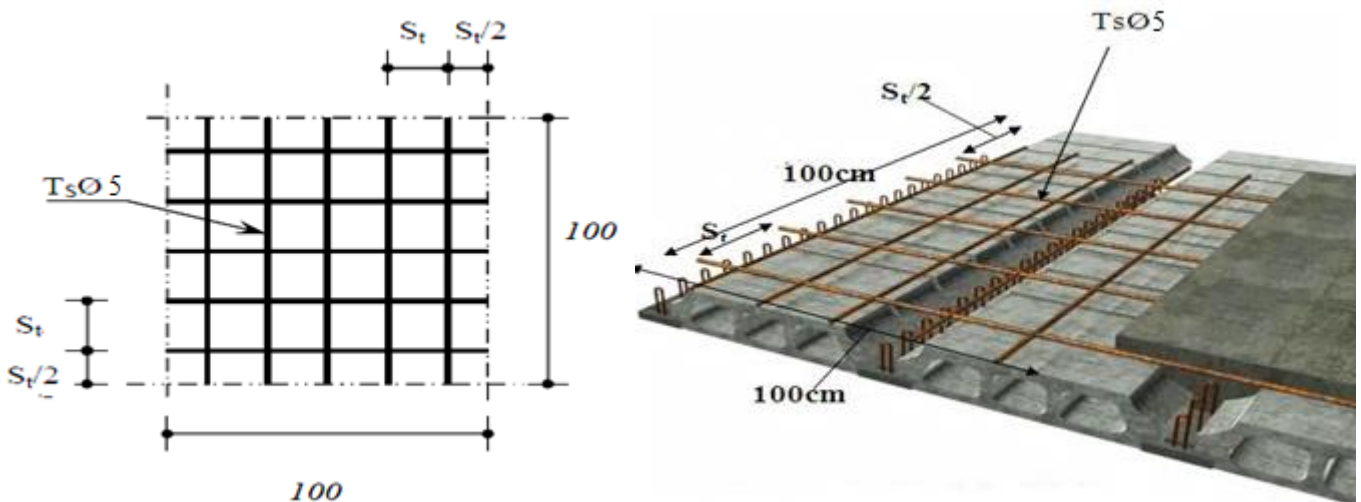


Figure III.I.1 : Disposition constructive de la dalle de compression.

I.1.2. Calcul des poutrelles :

1^{er} Etape : Avant coulage de la dalle de compression.

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

- **Calcul des charges :**

- le poids propre de la poutrelle est : $G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- le poids propre de corps creux est : $G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$
 - Charge permanente : $G = 0,74 \text{ KN/ml.}$
 - Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul de ferrailage a L'ELU:**

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0,74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/ ml}$$

$$q_u = 2.50 \text{ kN/ml}$$

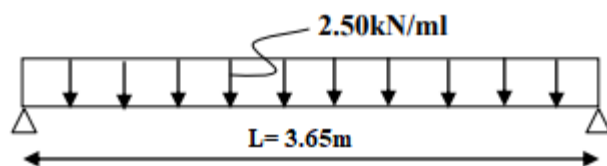


Figure III.I.2 : Schéma statique de la poutrelle

- **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.65^2}{8} = 4.163 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Dimensions de la section de la poutrelle : ($b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$)

- l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

- La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

- $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{4.163 \times 10^2}{14.2 \times 10^{-1} \times 12 \times 2^2} = 6.10 \geq \mu_l = 0,392$$

- section est doublement armée « S.D.A ; $A_C \neq 0$ ».

- **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

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

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en «Té» reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
- L : distance entre axe des poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3,65 \text{ m}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$
- H : hauteur totale de plancher $H = 20 \text{ cm}$

Les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

(Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_1}{10}; \frac{L}{2}; 8h_0 \right\} = \left\{ \frac{365}{10}; \frac{L53}{2}; 8 \times 4 \right\}$$

$$\Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 2b_1 = 65 \text{ cm}$$

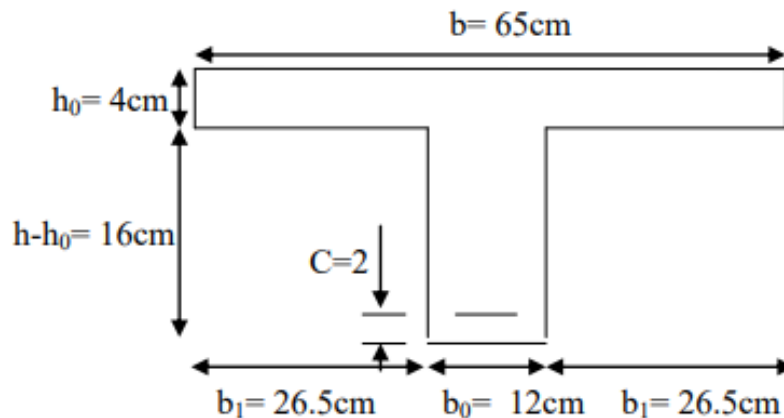


Figure III.I.3 : schéma représentatif de la poutrelle

- **Calcul des charges et surcharges et leurs combinaisons:**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre de plancher : $G = 5,68 \times 0,65 = 3.692 \text{ KN/ml}$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3.692) + (1,5 \times 0,65) = 5.96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 0,65 = 4,342 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher terrasse accessible :**

- Poids de plancher : $G = 5,63 \times 0,65 = 3,66 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

ELU : $q_u = (1,35 \times 3,66) + (1,5 \times 0,975) = 6,4035 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = 3,66 + 0,975 = 4,635 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant :**

- Poids propre de plancher : $G = 5,16 \times 0,65 = 3,354 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

ELU : $q_u = (1,35 \times 3,354) + (1,5 \times 0,975) = 5,99 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = 3,354 + 0,975 = 4,33 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage de service et RDC:**

- Poids de plancher : $G = 5,16 \times 0,65 = 3,354 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

ELU : $q_u = (1,35 \times 3,354) + (1,5 \times 1,625) = 6,9654 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = 3,354 + 1,625 = 4,98 \text{ KN/ml}$

❖ **Remarque** : Nous remarquons que le chargement plancher étage de service et RDC est le plus défavorable, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage des poutrelles.

• **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m})$			Condition vérifiée
On a : $Q_{\max} = 1.625 \text{ KN/m} \leq \min(6.708 ; 5) = 5\text{KN/m}$			
Fissuration non préjudiciable			Condition vérifiée
Les moments d'inerties constants			Condition vérifiée
Le rapport successive $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$			Condition vérifiée
1-2	3.65	0.986	
2-3	3.60	0.972	
3-4	3.50	0.83	
4-5	2.90	1.2	
5-6	3.50	1.03	
6-7	3.60	0.972	
7-8	3.50	/	

Tableau III.I.2 : tableau récapitulatif des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Présentation de la méthode :**

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.
- l : La longueur entre nus des appuis.
- M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.
- α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées.

$$\alpha = \frac{q}{q+g} \quad \text{avec} \quad 0 < \alpha < \frac{2}{3} \quad ; \quad \alpha = \frac{2.5}{2.5+5.16} = \mathbf{0.326} \quad ; \quad 0 < 0.326 < \frac{2}{3}$$

- **Etude des poutrelles :**

Nous avons à calculer 5 types de poutrelles :

1^{ier} type :

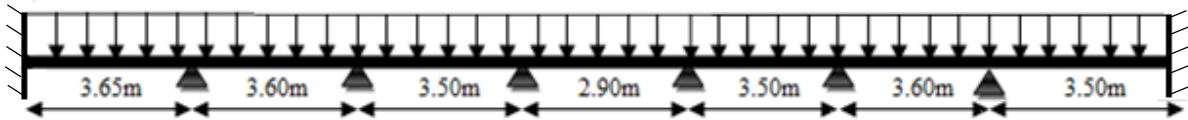


Figure III.I.4 : schéma statique de la poutrelle à sept travées

- **Calcul des moments à l'ELU :**

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Avec : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$ et $q_u = 6.965 \text{ kN}$

La travée	l(m)	le moment isostatique M_0 (kN.m)
1-2	3.65	11.60
2-3	3.60	11.283
3-4	3.50	10.665
4-5	2.90	7.322
5-6	3.50	10.655
6-7	3.60	11.283
7-8	3.50	10.665

Tableau III.I.3 : Tableau récapitulatif des moments isostatiques

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

- $0.5 M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_0$: pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3 M_0$: pour les appuis de rive semi encastés.

$$M_1 = 0,3 M_{0 \text{ 1-2}} = 0,3 \times 11.6 = \mathbf{3.48 \text{ kN.m}}$$

$$M_2 = 0,5 \text{ Max } (M_{0 \text{ 1-2}} ; M_{0 \text{ 2-3}}) = 0,5 \times 11.6 = \mathbf{5.80 \text{ kN.m}}$$

$$M_3 = 0,4 \text{ Max } (M_{0 \text{ 2-3}} ; M_{0 \text{ 3-4}}) = 0,4 \times 11.283 = \mathbf{4.513 \text{ kN.m}}$$

$$M_4 = 0,4 \text{ Max } (M_{0 \text{ 3-4}} ; M_{0 \text{ 4-5}}) = 0,4 \times 10.665 = \mathbf{4.266 \text{ kN.m}}$$

$$M_5 = 0,4 \text{ Max } (M_{0 \text{ 4-5}} ; M_{0 \text{ 5-6}}) = 0,4 \times 10.665 = \mathbf{4.266 \text{ kN.m}}$$

$$M_6 = 0,4 \text{ Max } (M_{0 \text{ 5-6}} ; M_{0 \text{ 6-7}}) = 0,4 \times 11.283 = \mathbf{4.513 \text{ kN.m}}$$

$$M_7 = 0,5 \text{ Max } (M_{0 \text{ 6-7}} ; M_{0 \text{ 7-8}}) = 0,5 \times 11.283 = \mathbf{5.642 \text{ kN.m}}$$

$$M_8 = 0,3 M_0 \quad 7-8 = 0,3 \times 10.665 = 3.20 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

1. $M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
2. $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Travée intermédiaire
3. $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Travée de rive

Les coefficients des travées de rive avec $\alpha = 0.326$						
N° de la travée	M_0	$1+0.3\alpha$	$(1.2+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
1-2	11.6	1.0978	0.6489	3.48	5.8	4.64
7-8	10.665	1.0978	0.6489	5.642	3.2	4.421

Les coefficients des travées intermédiaires						
N° de la travée	M_0	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
2-3	11.283	1.0978	0.5489	5.8	4.513	5.1565
3-4	10.665	1.0978	0.5489	4.513	4.266	4.3895
4-5	7.322	1.0978	0.5489	4.266	4.266	4.266
5-6	10.655	1.0978	0.5489	4.266	4.513	4.3895
6-7	11.283	1.0978	0.5489	4.513	5.642	5.0775

Moments des travées de rive			
N° de la travée	M_{t1}	M_{t3}	$M_t \text{ max}$
1-2	8.09448	7.52724	8.09448
7-8	7.287037	6.9205185	7.287037

Moments des travées intermédiaires			
N° de la travée	M_{t1}	M_{t2}	$M_t \text{ max}$
2-3	7.2299774	6.1932387	7.2299774
3-4	7.318537	5.8540185	7.318537
4-5	3.7720916	4.0190458	4.0190458
5-6	7.307559	5.8485295	7.307559
6-7	7.3089774	6.1932387	7.3089774

Tableau III.I.4 : Tableau récapitulatif des moments en travées

• Calcul des efforts tranchant à l'ELU:

V_w et V_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$V_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad V_e = V_w - q_u \cdot l \quad \text{avec} \quad q_u = 6.965 \text{ kN}$$

Travée	l	M_i	M_{i+1}	V_w (kN)	V_e (kN)
1-2	3.65	3.48	5.8	13.346741	-12.07551
2-3	3.6	5.8	4.513	12.1795	-12.8945
3-4	3.5	4.513	4.266	12.118179	-12.25932
4-5	2.9	4.266	4.266	10.09925	-10.09925
5-6	3.5	4.266	4.513	12.259321	-12.11818
6-7	3.6	4.513	5.642	12.850611	-12.22339
7-8	3.5	5.642	3.2	11.491036	-12.88646

Tableau III.I.5 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

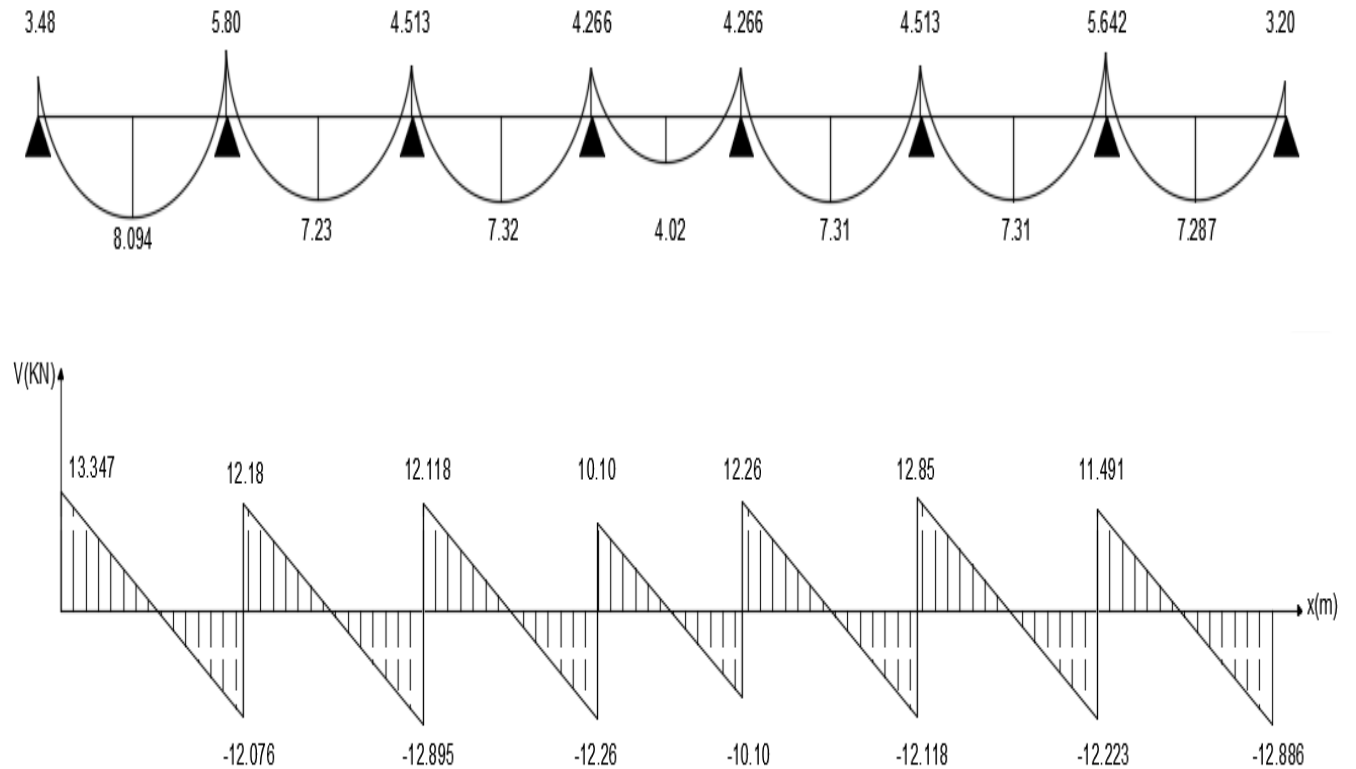


Figure III.I.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU

2^{ème} type :

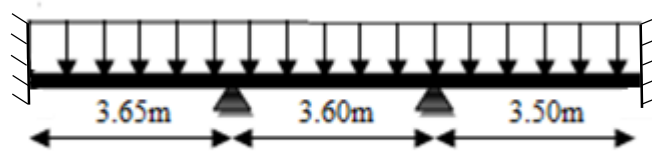


Figure III.I.6 : schéma statique de la poutrelle à trois travées

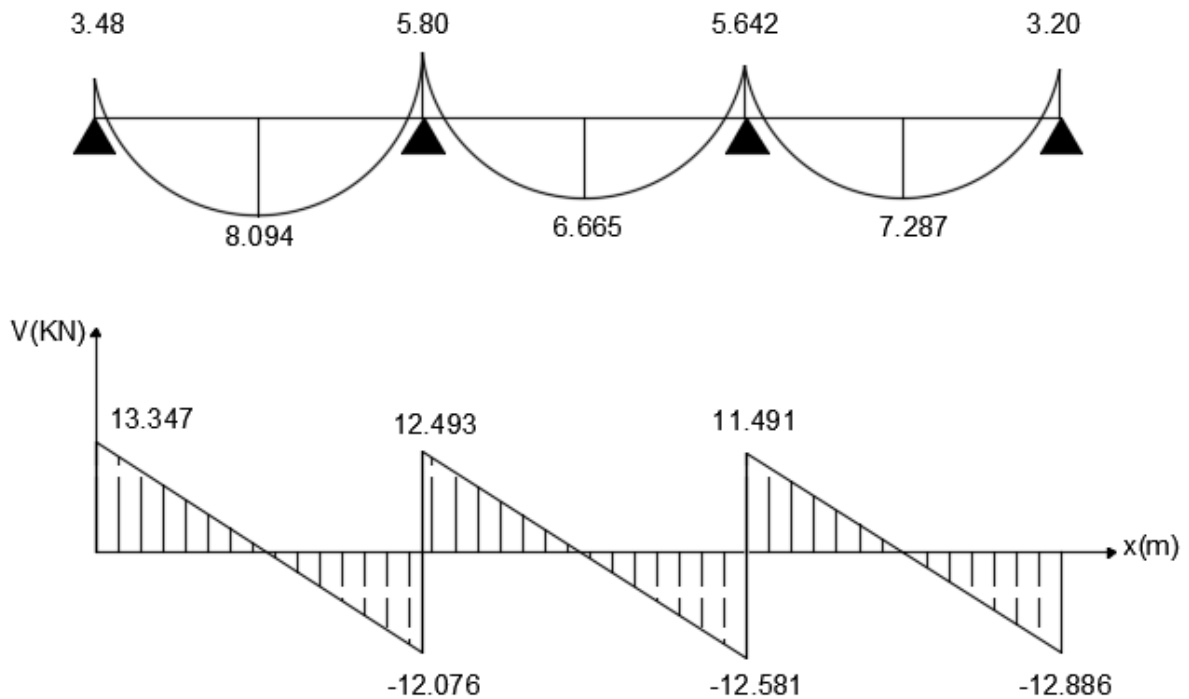


Figure III.I.7 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU

3^{ème} type :

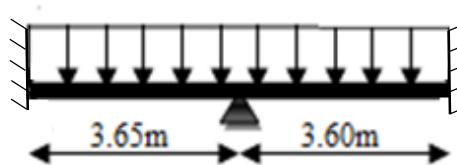


Figure III.I.8 : schéma statique de la poutrelle à deux travées

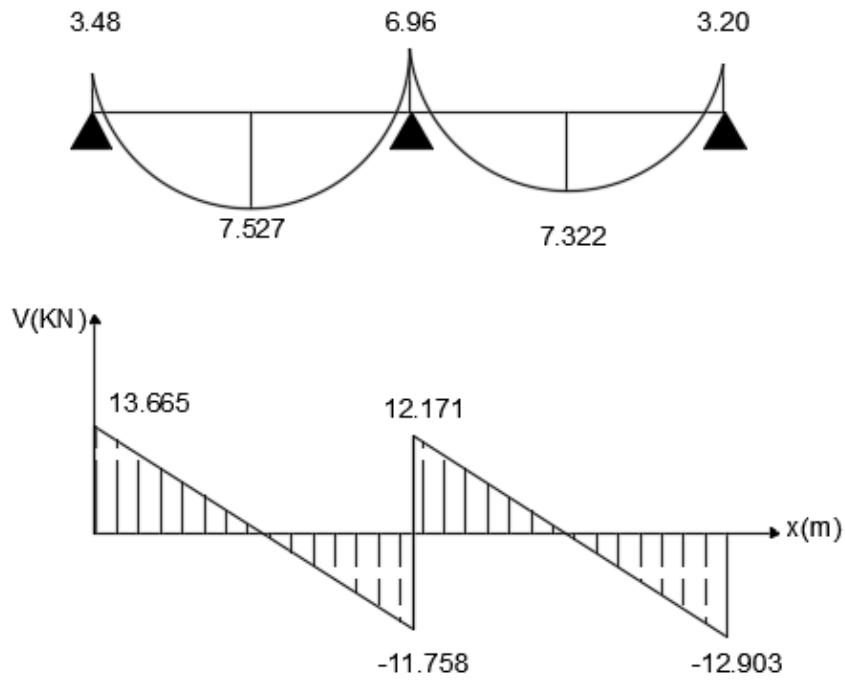


Figure III.I.9 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU

4^{ème} type :

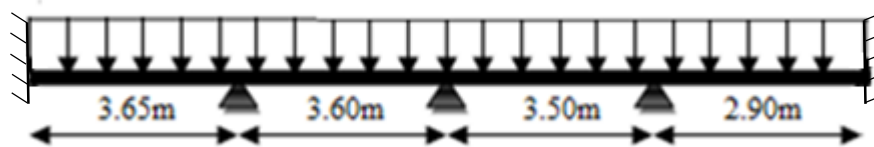


Figure III.I.10 : schéma statique de la poutrelle à quatre travées

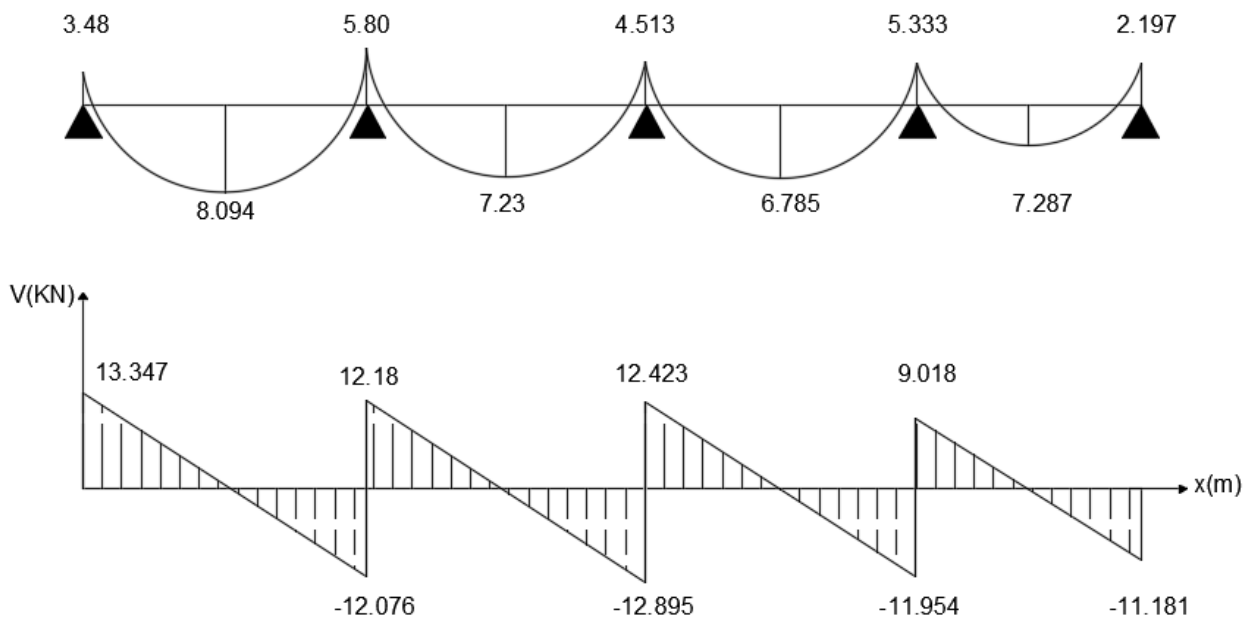


Figure III.1.11 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU

5^{ème} type :

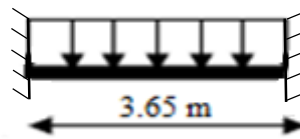


Figure III.I.12 : schéma statique de la poutre à une travée

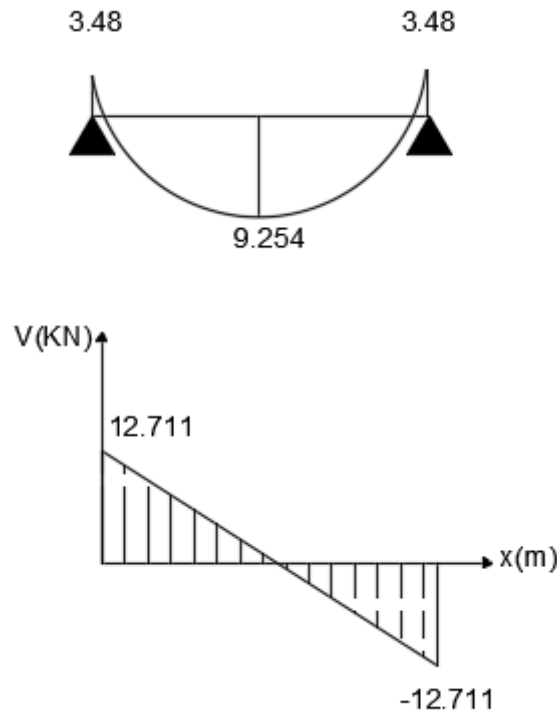


Figure III.1.13 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELU

I.1.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section en T, en considérant les moments maximaux :

- En travée : **M_t max = 9.254 KN.m**

- Sur appui : **M_a max = - 6.96 KN.m**

On a : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$. $\sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$

a) Armatures longitudinales :

• En travées :

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \left(d \cdot \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times 0,16 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t \text{ max} < M_0 \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{9.254}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.031 < 0.372 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0393$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.9843$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.254 \times 10^2}{0.9843 \times 18 \times 435 \times 10^{-1}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Donc on choisit comme armatures : **Ast = 3HA10 = 2.36 cm²**

• **Aux appuis :**

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d \cdot \frac{h_0}{2}\right) = 59.072 \text{ kN.m}$$

Ma max < M₀ → L'axe neutre est dans la table de compression.

La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire (b₀ × h) = (12 × 20)

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.96}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.126 < 0.372 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.96 \times 10^2}{0.932 \times 18 \times 435 \times 10^{-1}} = 0.95 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{st} = 0.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Donc on choisit comme armatures : **Ast = 2HA10 = 1.57 cm²**

b) Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min [10 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}]$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Donc A_t = 2HA8 = 1.01 cm²

➤ **Espacement des armatures transversales : (Art A.5.3/BAEL 91)**

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} ; \frac{1.01 \times 500}{12 \times 15} = 2.8 \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

I.1.4. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL 91. Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{13.665 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.633 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration Peu Préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ *Condition vérifier \Rightarrow pas de risque de rupture par cisaillement.*

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

$$\tau_s < \bar{\tau}_s ; \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{13.665 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.34 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible :

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) : (BAEL91-art A.6.1, 221)**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0.6 \times 2.1 \times (1.5)^2 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,0 \times 500}{4 \times 2,835} = 44.1 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL91-art A.6.1.2.5.3)**

$$L_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adoptera $l_r = 20 \text{ cm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 (Art. A.5.1.313).**

• **Influence sur le béton :**

$$V_{max} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0,9 \times d$$

$$V_{max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times \frac{2,5}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_{u\max} = 13,665 \text{ kN} < V_{max} = 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur les aciers : Appuis de rive : (BAEL 91 / 99 Art : A.5.1.312)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times V_{u\max}}{f_e} ; \text{ avec } Aa = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 13,665}{500 \times 10^{-1}} = 0,314 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,314 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

I.1.5. Vérification à l'ELS :

Effort interne max :

En travée : $M_t^{\max} = 6,65 \text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 4,976 \text{ kN.m}$

Efforts tranchants : $V_{\max} = 10,042 \text{ kN}$

➤ **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

• **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,0926$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 1,0926 \Rightarrow K_1 = 19,747 \Rightarrow \beta_1 = 0,8561$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t\ max}^{ser}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6.65 \times 10^3}{2.36 \times 0.8561 \times 18} = \mathbf{182.857\ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 182.857\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 435\ MPa \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{182.857}{19.747} = \mathbf{9.26\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.26\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \implies \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = 435\ MPa$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0,727$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,727 \implies K_1 = 25.485 \implies \beta_1 = 0,8765$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a\ max}^{ser}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.976 \times 10^3}{1.57 \times 0,8765 \times 18} = \mathbf{200.89\ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200.89\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 435\ MPa \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{200.89}{25.485} = \mathbf{7.88\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.88\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \implies \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Etat limite de déformation - Vérification de la flèche** : (Art .B.6.8.424 BAEL91 / modifié99)

- 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.

- Les règles de **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{22.5} \implies \frac{h}{l} = \frac{20}{365} = 0,055 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,055 > \frac{6,65}{15 \times 8,293} = 0,053 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 < \frac{3,6}{500} = 0,0072 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_f^v}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st} \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,1 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2.$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36 (12,9 - 2)^2 = 20021,0607 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \quad \text{D'où:} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,495$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 182,857 + 2,1}; 0) = 0,637$$

$$I_f^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20021,0607}{1 + 1,495 \times 0,637} = 11280,54 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6,65 \times (3,65)^2 10^7}{10 \times 10818,865 \times 11280,54} = 0,72 \leq \frac{L}{500} = 0,73 \text{ cm} \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

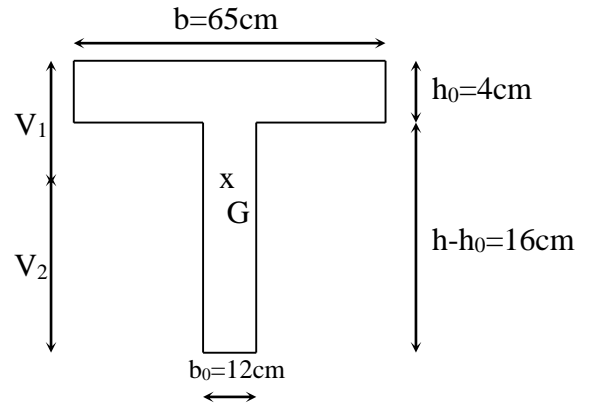


Figure III.I.14 : schéma représentatif du centre de gravité de la poutrelle

➤ **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux : (Art E1.3/BAEL99 Modifiées 99)**

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

- $\frac{l}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
 - $\frac{l}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.
- 1- Sur appuis de rive : $L_1 = \frac{L_{max}}{4} = \frac{365}{4} = 91.25 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = 95 \text{ cm}$
 - 2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{max}}{5} = \frac{360}{5} = 72 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = 80 \text{ cm}$

Conclusion :

Après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : 3 HA10 = 2.36 cm².

Armatures en appuis : 2HA 10 = 1.57 cm².

Armatures transversales : 2HA8=1.01 cm², avec un espacement de 15 cm

✓ **Ferrailage des poutrelles en travée:**

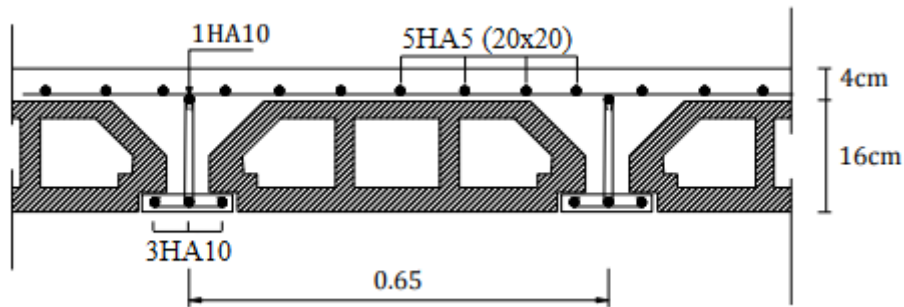


Figure III.I.15 : schéma Ferrailage des poutrelles en travée

✓ **Ferrailage des poutrelles aux appuis :**

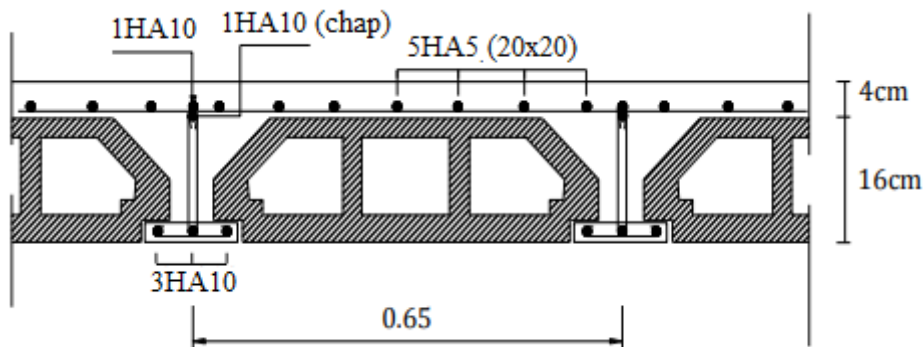


Figure III.I.16 : schéma Ferrailage des poutrelles aux appuis.

I.2. Plancher dalle pleine :

I.2.1. Plancher dalle pleine isolée :

L'épaisseur de la dalle pleine $e = 15 \text{ cm}$ (défini précédemment dans le chapitre II)

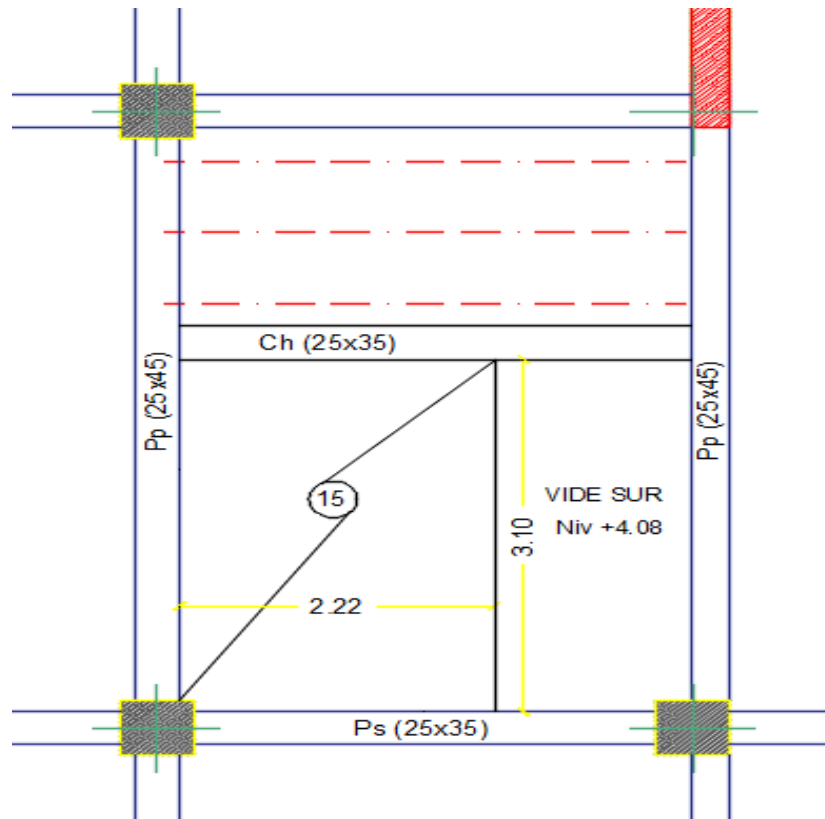


Figure III.I.17 : schéma de la dalle pleine isolée.

I.2.1.1. Calcul des sollicitations :

- **Combinaisons des charges :** on a $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU} \Rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} \Rightarrow q_s = G + Q$$

- Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_u = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 1,5) = \mathbf{9,36 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = 5,27 + 1,5 = \mathbf{6,77 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Calcul de l'élanement : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,22}{3,10} = 0,716$$

→ Si $\rho_x < 0,4$ ⇒ le panneau travail dans un seul sens

→ Si $0,4 < \rho_x < 1$ ⇒ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

On tire les valeurs μ_x et μ_y du tableau :

$$\text{On a } \rho_x = 0,716 \text{ et } \vartheta = 0 \text{ (ELU)} \Rightarrow \mu_x = 0,06628 \text{ et } \mu_y = 0,4587$$

Donc :

$$M_{0x} = 0,06628 \times 9,36 \times 2,20^2 = 3,0575 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,4587 \times 3,0575 = 1,4 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :** $M_{t,x} = 0,95M_{0x} = 2,90 \text{ KN.m}$

$$M_{t,y} = 0,95M_{0y} = 1,33 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :** $M_{ax} = 0,3M_{0x} = 0,92 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = 0,3M_{0y} = 0,42 \text{ KN.m}$$

1.2.1.2 Calcul des armatures a L'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b×h) d'une bande de 1 ml, (100x15) cm²

• **Selon Lx :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,90 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,372 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,9 \times 10^2}{0,994 \times 13 \times 435 \times 10^{-1}} = 0,516 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,92 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,004 < 0,372 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,92 \times 10^2}{0,998 \times 13 \times 435 \times 10^{-1}} = 0,163 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ avec : } W_0 = 0,6 \text{ ‰ pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_0 \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,0006 \times \frac{3 - 0,716}{2} \times 100 \times 15 = 1,03 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,516 \text{ cm}^2 < A_x = 1,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition non vérifier**

on opte pour **4HA8 = 2,01 cm²** $\geq A_x = 1,03 \text{ cm}^2$

- **Selon L_y :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,33 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,0055 < 0,372 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,99725$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,33 \times 10^2}{0,99725 \times 13 \times 435 \times 10^{-1}} = \mathbf{0,236 \text{ cm}^2}$$

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,42 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,002 < 0,372 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,42 \times 10^2}{0,999 \times 13 \times 435 \times 10^{-1}} = \mathbf{0,074 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_y = \frac{A_y}{bh} \geq W_0 \text{ avec : } W_0 = 0,6 \text{ ‰ pour les aciers FeE400}$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,236 \text{ cm}^2 < A_x = 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition non vérifier**

on opte pour **4HA8 = 2,01 cm²** $\geq A_y = 0,9 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

Sens x : $S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \Rightarrow$ on opte $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

Sens y : $S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \Rightarrow$ on opte $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

En travée				
Sens	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
Sens-x	0.516	1.03	4HA8 = 2.01	25
Sens-y	0.236	0.9	4HA8 = 2.01	25
En appuis				
Sens-x	0.163	1.03	4HA 8 = 2.01	25
Sens-y	0.074	0.9	4HA 8 = 2.01	25

Tableau III.I.6 : Tableau récapitulatif des armatures de la dalle pleine.

I.2.1.3. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99):**

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

$$\text{. Au milieu de } l_y : T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{9,36 \times 2,20 \times 3,10}{(2 \times 3,10) + 2,20} = 7.6 \text{ KN}$$

$$\text{. Au milieu de } l_x : T = \frac{P}{3 l_y} = \frac{9,36 \times 2,20 \times 3,10}{3 \times 3,10} = 6.864 \text{ KN}$$

Donc on prend : $T_{\max} = 7.6 \text{ KN}$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement :** $V_u = T_{\max} = 7.6 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{7.6 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.058 \text{ MPa}$$

- **calcul de la contrainte de cisaillement admissible :**

La fissuration est considéré comme étant peu préjudiciable, donc la contrainte sera calculer comme suit :

$$\overline{\tau}_u \leq \left\{ \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,07 \times 25}{1,5} \right\} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

. **Aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\text{. } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\Sigma\mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,6 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,5} = \mathbf{0,646 \text{ MPa}}$$

- **calcul de la contrainte admissible :**

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée}}$$

→ **La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.**

. **En travée :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \Rightarrow \overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma\mu_i} = \frac{7,6 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,5} = \mathbf{0,646 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée}}$$

→ **La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.**

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_S = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

. **Aux appuis :**

$$\tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$L_S = \frac{8 \times 500}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \quad \text{Soit : } L_S = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

. **En travée :**

$$\tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$L_S = \frac{8 \times 500}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \quad \text{Soit : } L_S = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL91-art A.6.1.2.5.3)**

$$L_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

On adoptera $l_r = \mathbf{20 \text{ cm}}$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 (Art. A.5.1.313).**

• **Influence sur le béton :**

$$V_{max} \leq 0.4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0.9 \times d$$

$$V_{max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 13 \times 100 \times \frac{2.5}{1.5} = 780 \text{ kN}$$

$$V_{u\max} = 7.6 \text{ kN} < V_{max} = 780 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur les aciers : Appuis de rive : (BAEL 91 / 99 Art : A.5.1.312)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times V_{u\max}}{f_e} ; \text{ avec } Aa = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$Aa \geq \frac{1.15 \times 7.6}{500 \times 10^{-1}} = 0.175 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0,175 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

I.2.1.4. Vérification à l'ELS :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = 0,06628 \text{ et } \mu_y = 0,4587$$

$$M_{0x} = 0,06628 \times 6.77 \times 2,20^2 = 2.172 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,4587 \times 2.172 = 1.00 \text{ KN.m}$$

• **Moments max compte tenu de l'encastrement :**

$$\text{- En travée : } M_{t.x} = 0.95M_{0x} = 2,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t.y} = 0.95M_{0y} = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appuis : } M_{ax} = 0.3M_{0x} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.30 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

• **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.1546$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.1546 \implies K_1 = 62.496 \implies \beta_1 = 0.9355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^{ser}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2.06 \times 10^3}{2.01 \times 0.9355 \times 13} = \mathbf{84.27 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{st} = 84.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 435 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{84.27}{62.496} = \mathbf{1.35 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{st}} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = 0.1546$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.1546 \implies K_1 = 62.496 \implies \beta_1 = 0.9355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a\max}^{ser}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{0.65 \times 10^3}{2.01 \times 0.9355 \times 13} = \mathbf{26.59 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{st} = 26.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 435 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26.59}{62.496} = \mathbf{0.43 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Etat limite de déformation - Vérification de la flèche : (Art .A.4.5.3. BAEL91 / modifié99)**

- Les règles de **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

Sens x :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{3}{80} \implies \frac{15}{220} = 0,07 \geq \frac{3}{80} = 0,038 \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_{0x}} \Rightarrow \frac{15}{220} = 0,07 \geq \frac{2.06}{20 \times 2.172} = 0,047 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{500} = 0,004 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y :

$$\frac{h}{l_y} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow \frac{15}{310} = 0,048 \geq \frac{3}{80} = 0,038 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_{ty}}{20.M_{0y}} \Rightarrow \frac{15}{310} = 0,0484 \geq \frac{0.95}{20 \times 1} = 0,0475 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{400} = 0,004 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

✓ Schéma de ferrailage de la dalle pleine :

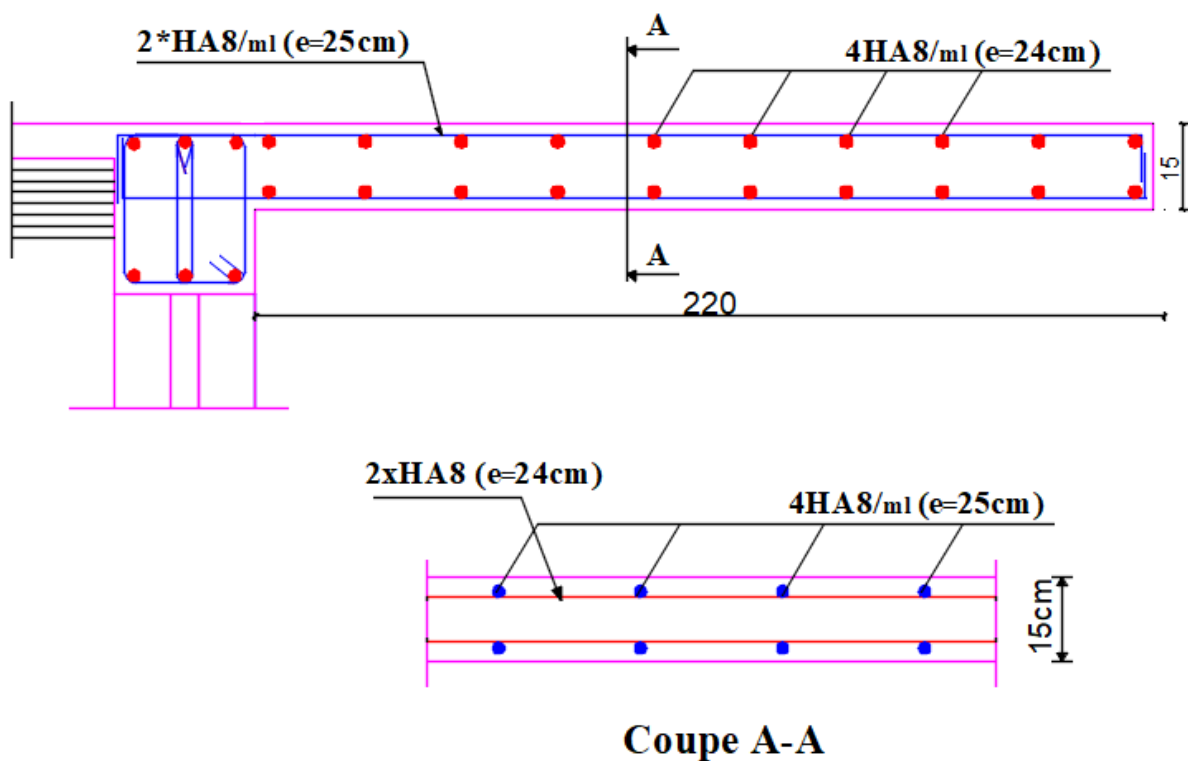


Figure III.I.18 : Schéma Ferrailage de la dalle pleine isolée.

I.2.2. Dalle en console :

La console est un élément constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, reposant sur deux ou plusieurs appuis, travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, dont l'épaisseur sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad ; \quad e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Avec : **L** : largeur du balcon.

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$

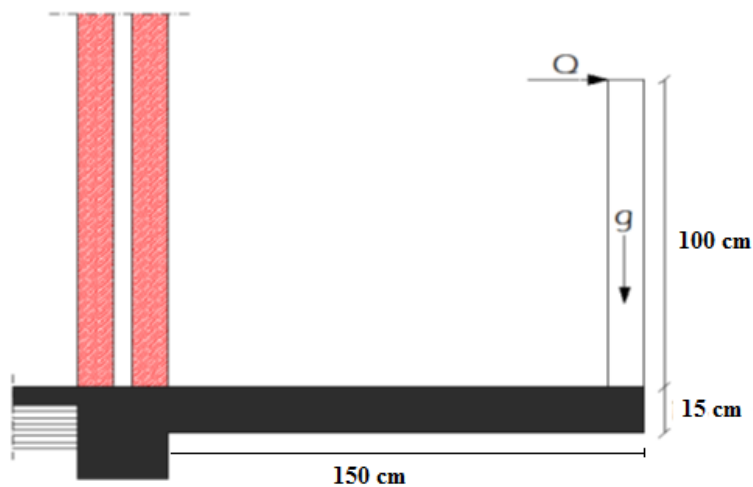


Figure III.I.19 : Coupe transversale d'un balcon.

I.2.2.1. Détermination des charges et surcharges :

Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant la dalle pleine (balcon) :

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
La charge permanent G (KN/m ²) =			5,27
La surcharge d'exploitation Q (KN/m ²) =			3,5

Tableau III.I.7 : Charge et surcharge de balcon.

désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1) Mortier de ciment	2 x (0.02)	18	0.72
2) Brique creuse	0.10	0.9	0.90
La charge permanente : G (KN/m ²)=			1.62

Tableau III.I.8 : Poids propre du garde-corps(en brique)

I.2.2.2. Combinaison des charges :

A l'ELU :

Charge uniforme : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 \Rightarrow q_u = 12.36 \text{ kN/ml}$

Charge concentrée : $g_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.62 \Rightarrow g_u = 2.19 \text{ kN/ml}$

Charge dû à la main courante : $M_{ru} = 1,5 \times Q \times 1 = 1,5 \times 1 \Rightarrow M_{ru} = 1,5 \text{ KN .m}$

A l'ELS :

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.27 + 3.5 \Rightarrow q_s = 8.77 \text{ kN/ml}$

Charge concentrée : $g_s = G = 1.62 \text{ kN/ml} \Rightarrow g_s = 1.62 \text{ kN/ml}$

Charge dû à la main courante : $M_{rs} = 1,5 \times Q \times 1 = 1,5 \times 1 \Rightarrow M_{rs} = 1,5 \text{ KN .m}$

I.2.2.3. Calcul de la console :

Hypothèse :

- ✓ Balcon est sollicité en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.



Figure III.I.20 : coupe schématique sur la section.

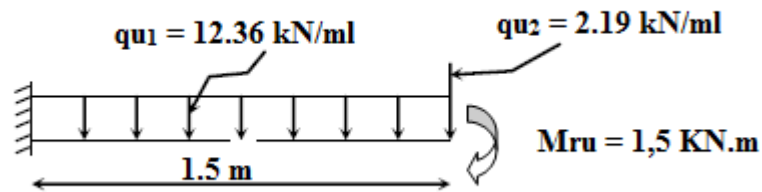


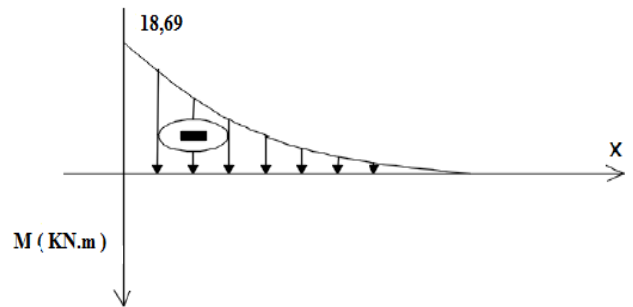
Figure III.I.21 : Schéma statique de la console.

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + g_u \times L + M_{ru}$$

$$= \frac{12,36 \times 1,5^2}{2} + 2,19 \times 1,5 + 1,5$$

$$M_u = 18,69 \text{ kN.m}$$



- **Effort tranchant :**

$$T_u = q_u \times L + g_u$$

$$= 12,36 \times 1,5 + 2,19$$

$$T_u = 20,73 \text{ kN}$$

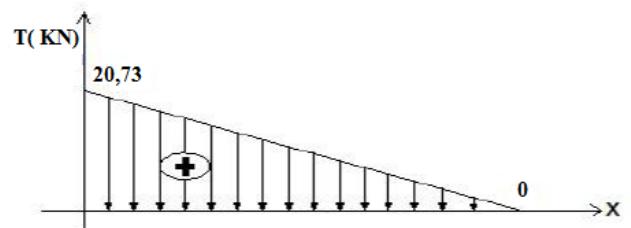


Figure III.I.22 : Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU

I.2.2.4. Ferrailage de la console :

- **Armatures principales :**

$$u_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,69}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,09$$

$$u_u = 0,09 \leq \mu_1 = 0,372 \implies \text{SSA (Asc = 0) « Pas d'aciers comprimés »}$$

Pour : $\mu = 0,09 \implies$ selon le tableau on prendra : $\beta = 0,953$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{18,69 \times 10^3}{0,953 \times 12 \times 435}$$

$$A_{st} = 3,76 \text{ cm}^2$$

✓ Soit : $A_{adoptée} = 5\text{HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_1 = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article **A.8.2, 41 du BAEL 91**, Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 : Si les charges appliquées ne comprennent des efforts concentrés
- 1/4 : dans le cas contraire

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA8 = 2.01cm²**

Avec : un espacement de : **S₂ = 25cm**

I.2.2.5. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_t}{f_e}$$

$$= \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{500}$$

$$A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- $A_{st} = 3,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée

➤ **Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :**

. Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :**

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{20,73 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,173$$

$$\tau_u = 0,173 \text{ MPa}$$

- **Contrainte cisaillement admissible :**

$$\tau_{u \text{ adm}} \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_{u \text{ adm}} \leq \min(2,5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = 2,50 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,173 < \tau_{u \text{ adm}} = 2,50 \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :**

- **Contrainte tangentielle :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{157 \text{ mm}}$$

$$\tau_s = \frac{20,73 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157}$$

$$\tau_s = \mathbf{1,22 \text{ MPA}}$$

- **Contrainte tangentielle limite :**

$$\bar{\tau}_s = \psi \times f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1,5$ pour HA

$$\bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPA}}$$

$$\tau_s = \mathbf{1,22 \text{ MPA}} < \bar{\tau}_s = \mathbf{3,15 \text{ MPA}} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPA}}$$

Donc :

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,835} = 44 \text{ cm}$$

Soit : $\mathbf{L_s = 45 \text{ cm}}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le **BAEL91(Art6.1.2.5.3)** est fixée pour les aciers HA :

$$l_r = 0,4 \times l_s$$

$$l_r = 0,4 \times 45$$

$$l_r = 18 \text{ cm}$$

Donc : $\mathbf{l_r = 20 \text{ cm}}$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis : (ART-4-2-1/BAEL91) :

$$\overline{T_U} = 0,4 f_{c28} \times 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,12 \times 1}{1,15}$$

$$\overline{T_U} = 939,13 \text{ KN}$$

$T_u = 20,73 \text{ Kn} < \overline{T_U} = 939,13 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée

I.2.2.6. Vérifications à l'ELS :

- Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + g_s \times L + M_{rs}$$

$$M_s = \frac{8,77 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5 + 1,5$$

$$M_s = 13,8 \text{ kN.m}$$

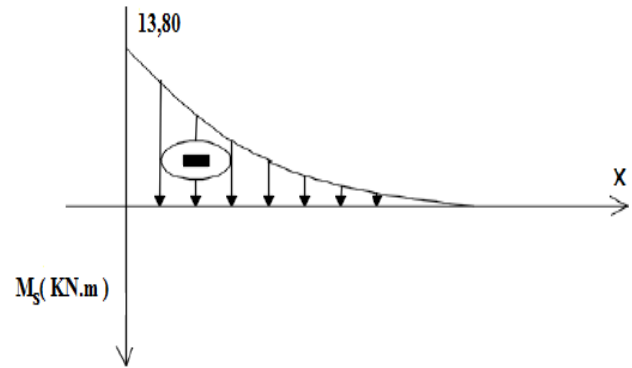


Figure III.I.23 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS.

- Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99)

Vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \cdot 12} = 0,327$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,327 \implies K_1 = 40,56 \implies \beta = 0,910$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,80 \times 10^3}{3,93 \times 0,910 \times 12} = 321,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{321,56}{40,56} = 7,93 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \implies$ condition vérifiée

➤ **Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL 91 révisées 99) :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,1 = \frac{13,80}{10 \times 13,80} = 0,1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : $A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

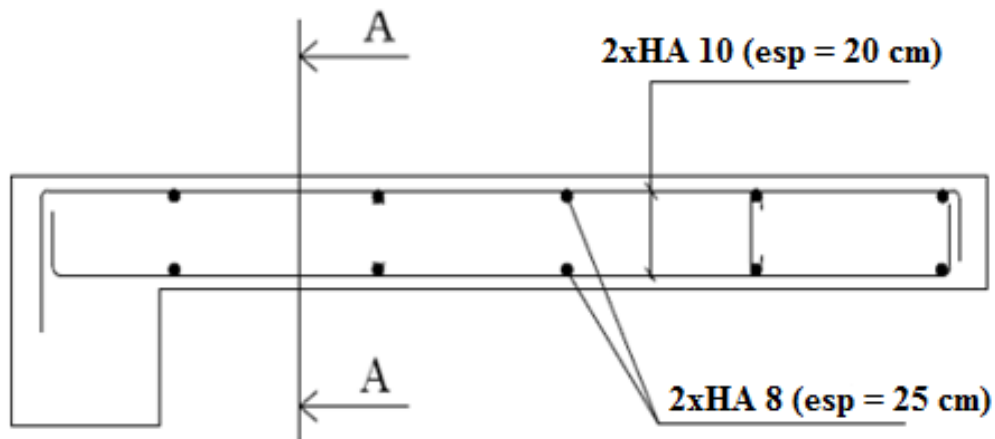


Figure III.I.24 : schéma de ferrailage du balcon COUPE A-A

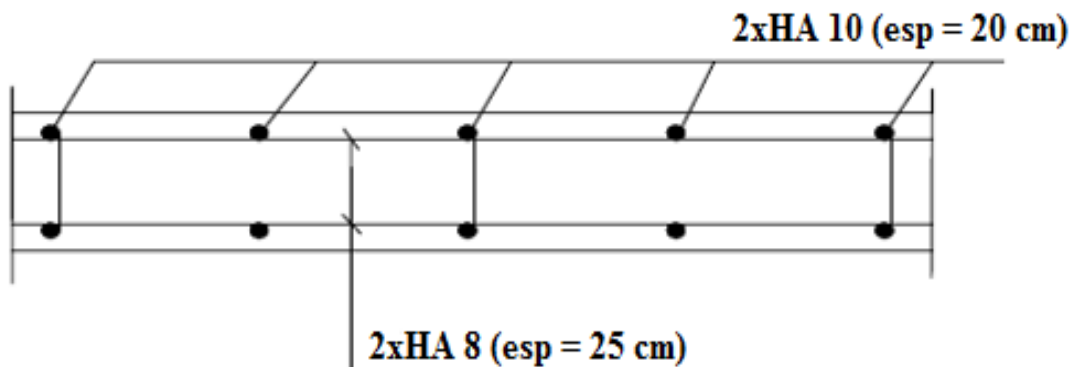


Figure III.I.25 : schéma de ferrailage du balcon COUPE B-B

I.2.3. Dalle pleine salle machine :

I.2.3.1. Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimension (1,3 x 1.8) (m²) appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes (P=90 KN).

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

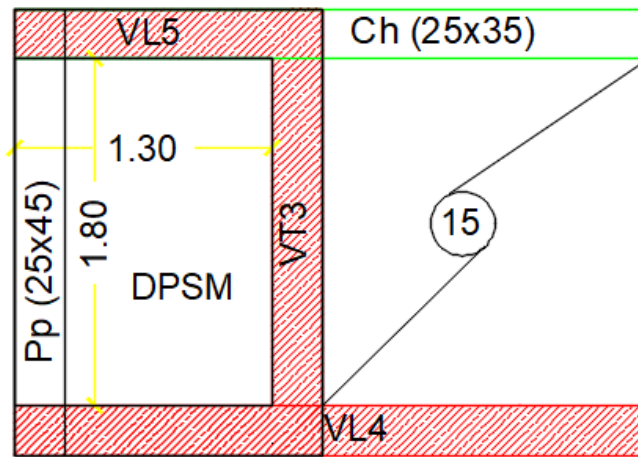


Figure III.I.26 : Schéma de la dalle salle machine.

I.2.3.2. Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

✓ Selon le règlement de RPA99 version 2003 : $h_t \geq 15 \text{ cm}$

On opte : $h_t=15\text{cm}$

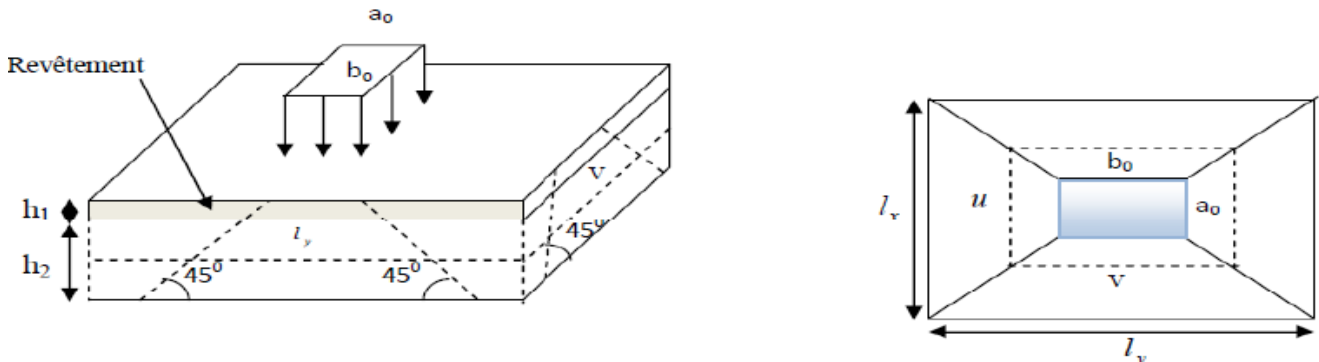


Figure III.I.27 : Schéma statique de la salle machine.

I.2.3.3. Calcul des sollicitations :

$$L_x = 130 \text{ cm} ; L_y = 180 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{180} = 0,72 \text{ cm}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Longrightarrow$ La dalle travaille suivant les deux directions (dans les deux sens)

- **Moment dus au poids propre :**

$$M_x = \mu_x \times q l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime : $\nu = 0$ (ELU)**

$$\rho_x = 0,97 \rightarrow \mu_x = 0,0658 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,464$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 (3,75) + 1,5(1) = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux1} = 0,0658 \times (6,562) \times (1,30)^2 = 0,730 \text{ KN. m}$$

$$M_{uy1} = 0,464 \times 0,730 = 0,339 \text{ KN. m}$$

- **Etat limite de service : $\nu = 0,2$ (ELS)**

$$\rho_x = 0,97 \rightarrow \mu_x = 0,0719 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,608$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$PS = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx1} = 0,0719 \times (4,75) \times (1,30)^2 = 0,577 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy1} = 0,608 \times 0,577 = 0,351 \text{ KN. m}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_x = (M1 + \nu M2)$$

$$M_y = (\nu M1 + M2)$$

Avec ν : coefficient de poisson

$M1, M2$ Coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports : $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$

U et V coté du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

Avec :

ξ : Le coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton $\rightarrow \xi=1$

e_0 : Épaisseur du revêtement $e_0 = 5\text{ cm}$

h_0 : Épaisseur de la dalle $h_0 = 15\text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$: surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

- Application numérique :

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} = 1.05\text{ m}$$

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} = 1.05\text{ m}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,30} = 0,808$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,583$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on utilise les abaques de **PIGEAUD** :

$$\text{Pour } \rho = 0,72 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,08 \\ M_2 = 0,043 \end{array} \right.$$

- Etat limite ultime (ELU) : $v=0$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5\text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,08 = 9,72\text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,043 = 5,22\text{ KN.m}$$

- Etat limite ultime (ELS) : $v=0,2 \rightarrow P_s = 90\text{ KN}$

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + vM_2) = 90 (0,08 + 0,2 \times 0,043) = 7,97\text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s (vM_1 + M_2) = 90 (0,2 \times 0,08 + 0,043) = 5,31\text{ KN.m}$$

• Superposition des moments :

ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,730 + 9,72 = 10,45\text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,339 + 5,22 = 5,56\text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,577 + 7,97 = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,351 + 5,31 = 5,66 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment aux **appuis** et en **travée 0,3** et **0,95** respectivement.

Dans le sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times M_{ux} = -0,3 \times 10,45 = -3,135 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0,95 \times M_{ux} = 0,95 \times 10,45 = 9,93 \text{ KN.m}$$

Dans le sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3 \times M_{uy} = -0,3 \times 5,56 = -1,67 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_y^t = 0,95 \times M_{uy} = 0,95 \times 5,56 = 5,29 \text{ KN.m}$$

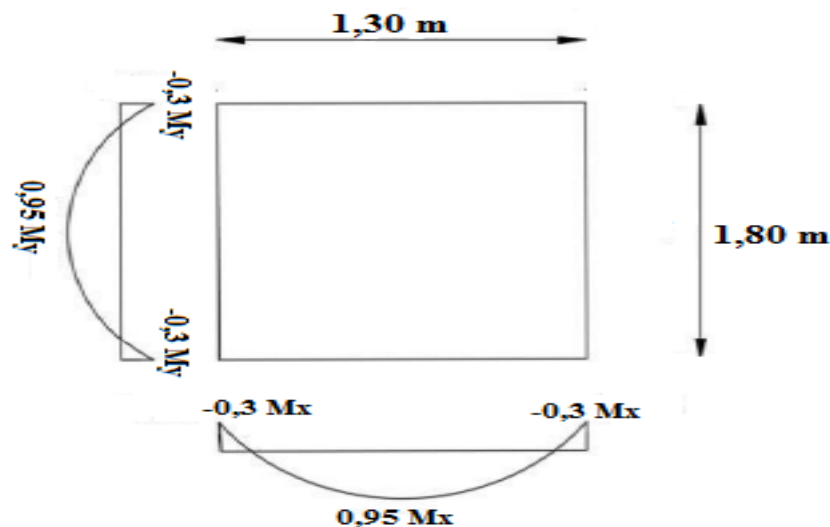


Figure III.I.28 : Distribution des moments sur le panneau.

I.2.3.4. Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- **Aux appuis :**

on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x-x : Max = 3,135 KN.m)

$$\text{On a : } d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,135 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu_a = 0,013 < \mu_l = 0,372 \rightarrow \text{SSA (} A' = 0 \text{)} \rightarrow \beta = 0,993 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{3,135 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348}$$

$$A_{st} = 0,70 \text{ cm}^2$$

- **En travées :**

on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x, $M_{tx} = 9,93 \text{ KN.m}$)

$$\mu_{\mu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,93 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041$$

$\mu_a = 0,041 < \mu_l = 0,372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0,979$ (tiré du tableau)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{9,93 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 435}$$

$$A_{st} = 1,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ avec : } W_0 = 0,6 \text{ ‰ pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_0 \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,0006 \times \frac{3 - 0,72}{2} \times 100 \times 15 = 1,03 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$A_{st} = 0,59 \text{ cm}^2 < A_x = 1,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition non vérifier**

on opte Pour **4HA 8 = 2,01 cm² $\geq A_x = 1,03 \text{ cm}^2$**

Avec : un espacement : **S₁ = 25 cm**

- **En travées :**

$A_{st} = 1,79 \text{ cm}^2 > A_x = 1,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifier**

on opte Pour 4HA 10 = 3,14 cm² $\geq A_x = 1,03 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : **S₂ = 25 cm**

En appuis				
Sens	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St
Sens-x et y	0.59	1.03	4HA8 = 2.01	25
En travée				
Sens-x et y	1.79	1.03	4HA 10 = 3.14	25

Tableau III.I.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage.

I.2.3.5. Vérifications à l'ELU :

- **Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :**

Aux appuis : St= 25 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. ⇒ **Condition vérifié**

En travées : St= 25 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. ⇒ **Condition vérifié**

- **Diamètre maximal des armatures : (BAEL91 modifié 99, article A.7.2.1) :**

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

$$\emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{H}{10}$$

$$\emptyset_{max} = 10 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

- **Vérification de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91/modifié99) :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times \frac{h_t \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_t : Épaisseur de la dalle pleine.

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN/ml}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ cm}$$

Donc :

$$q_u \leq 0,045 \times 4,2 \times \frac{0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 121,5 < 472,5 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99) :**

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

▪ au milieu de U : $T = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ kn}$

▪ au milieu de V : $T = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kn}$

Donc on prend : **T max = 38,57 KN**

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement :** $V_u = T_{\max} = 38,57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 < \bar{\tau}_u = 1,116 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.2.3.6. Vérification à l'ELS :

On a :

$$M_{sx} = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 5,66 \text{ KN.m}$$

Remarque : Pour tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment aux **appuis** et en **travée 0,3** et **0,95** respectivement.

Dans le sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times M_{sx} = -0,3 \times 8,55 = -2,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0,95 \times M_{sx} = 0,95 \times 8,55 = 8,12 \text{ KN.m}$$

Dans le sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3 \times M_{sy} = -0,3 \times 5,66 = -1,7 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_y^t = 0,95 \times M_{sy} = 0,95 \times 5,66 = 5,37 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$$M_{t \max} = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 2,57 \text{ KN.m}$$

• **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,1546 \Rightarrow K_1 = 48,64 \Rightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8,12 \times 10^3}{3,14 \times 0,921 \times 13} = 215,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 215,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{215,98}{48,64} = 4,44 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **condition vérifiée**

- **En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0.1546$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.1546 \implies K_1 = 62.496 \implies \beta_1 = 0.9355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,57 \times 10^3}{2.01 \times 0,9355 \times 13} = 105,14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 105,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \implies$ **condition vérifiée**

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{105,14}{62.496} = 1,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **condition vérifiée**

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

➤ **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} = \frac{9,93}{20 \times 8,55} = 0,058 \implies$ condition vérifiée
- $\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0241 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0,004 \implies$ condition vérifiée

Donc : les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

✓ **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

➤ **Sens x-x :**

Travée : 4 HA10 avec un espacement de **25 cm**

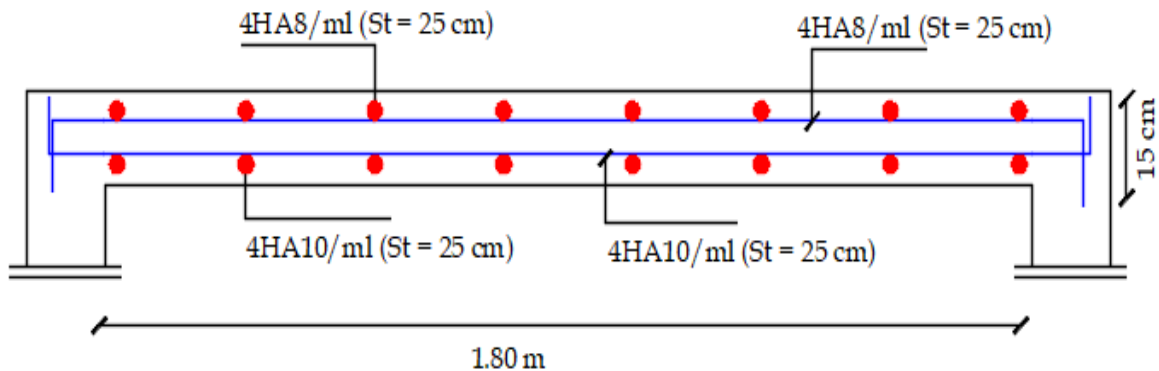
Appuis : 4 HA 8 avec un espacement de **25 cm**

➤ **Sens y-y :**

Travée : 4 HA10 avec un espacement de **25 cm**

Appuis : 4HA8 avec un espacement de **25 cm**

Sens y-y



Sens x-x

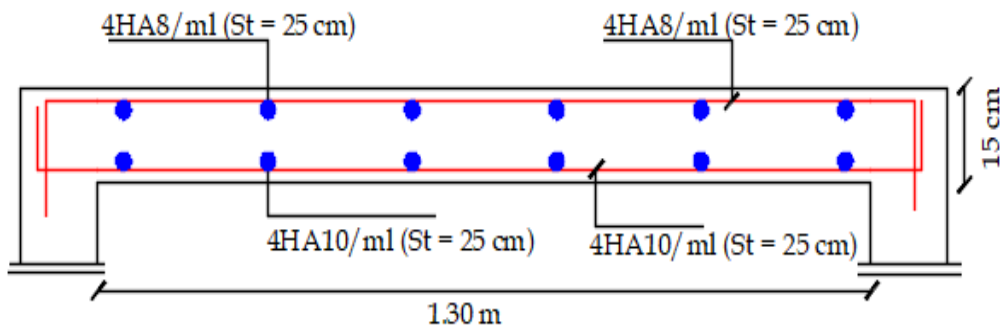


Figure III.I.29 : schéma de ferrillage de dalle salle machine sens (X-X) et (Y-Y)

II. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

- **On distingue deux types :**

- Escaliers des étages courants.
- Escaliers du RDC et S-Sol.

Il suffit de calculer une seule volée et adopter le même ferrailage pour les autres volées.

- **Terminologie :**

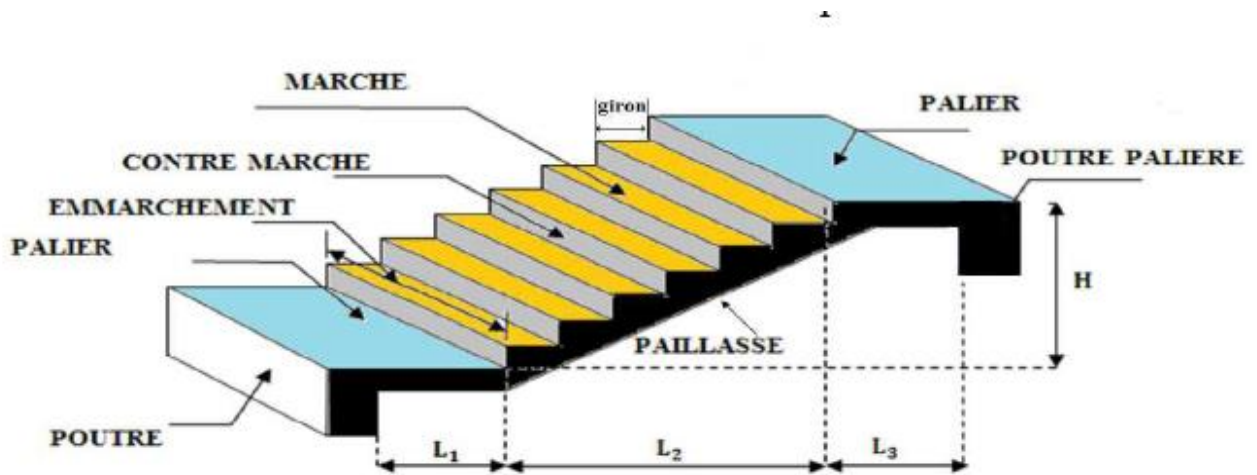


Figure III.II.1 : Schéma de l'escalier

H_v : hauteur de la volée.

h : hauteur des contres marches.

L_1 : longueur de palier de départ.

L_2 : longueur projetée de la volée.

L_3 : longueur du palier d'arrivée.

ep : épaisseur de la paillasse et du palier.

E : Emmarchement.

g : largeur des marches (giron).

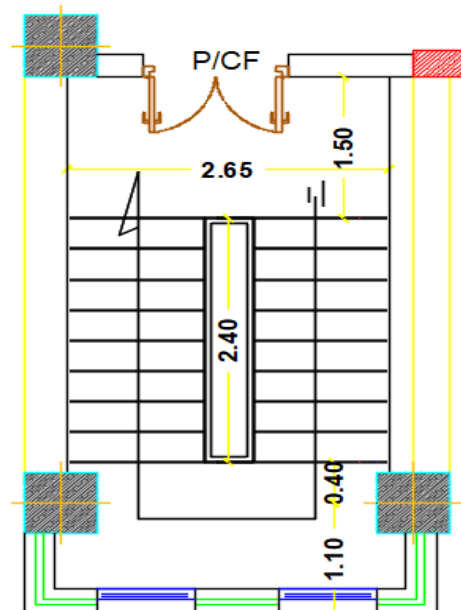


Figure III.II.2 : Plan de coffrage escalier étage courant

- **Le calcul des escaliers se fait on suivant ses étapes :**

1. Le pré dimensionnement d'escaliers.
2. Détermination des charges et des surcharges.
3. Le calcul des efforts internes à ELU et ELS.
4. Le ferrailage et les vérifications.

Pour pré-dimensionner notre escalier on utilise **la loi de BLONDEL** (confort) ; qui lie la largeur de la marche « g » et la hauteur de la contre marche « h ».

- $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$
- **h** : Contre marche varié de 14 cm à 20 cm. ($14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$)
- **g** : Giron varié de 22 cm à 33 cm. ($22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$)
- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$
- Le nombre de girons : $m = n - 1$

II.1. Escaliers des étages courants :

II.1.1. Pré - Dimensionnement :

Hauteur d'étage : $H = 3,06 \text{ m} \implies HV = \frac{H}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$

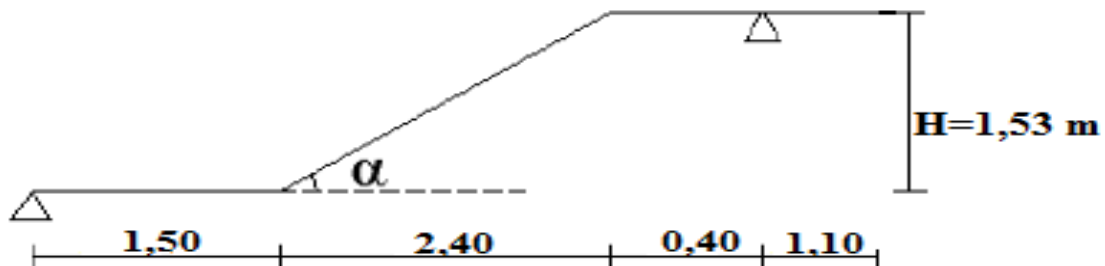


Figure III.II.3 : Schéma statique de l'escalier

- **La hauteur de la marche « h » :**

Elle varie entre : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on opte pour : **h = 17 cm.**

- **Nombre de contre marche « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \implies \mathbf{9 \text{ contre marches pour une volée}}$$

- **Nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \implies \mathbf{8 \text{ marches pour une volée.}}$$

- **Le giron « g » :**

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{9 - 1} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$28 \text{ cm} < g < 36 \text{ cm} \implies \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

➤ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \iff 59 \leq 30+2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \iff \text{condition vérifiée}$$

La relation de BLONDEL est vérifiée donc l'escalier est confortable.

• **Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

- L : longueur réelle de la volée et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2 + L_3$
- L_1 : longueur du 1er palier ; $L_1 = 150 \text{ cm}$.
- L_2 : longueur de la volée projetée ; $L_2 = m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$
- L_3 : longueur du 2eme palier ; $L_3 = 150 \text{ cm}$
- $H = 153 \text{ cm}$

• **On doit calculer l'angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0,64 \iff \alpha = 32,62^\circ$$

• **Longueur de la paillasse :**

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'}$$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32,62^\circ)} = 284,946$$

$$\text{On opte pour : } L' = 285 \text{ cm} = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L = L_1 + L' + L_3 = 1,35 + 2,85 + 0,40$$

$$L = 4,6 \text{ m}$$

$$\frac{460}{30} \leq ep \leq \frac{460}{20} \iff 15,33 \leq ep \leq 23$$

$$\text{On opte pour : } ep = 20 \text{ cm}$$

II.1.2. Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

a) Charges permanentes :

- Palier de repos :

Élément	Épaisseur (m)	poids volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²) $\rho \times e_p \times 1m$
Dalle pleine en béton armé	0,20	25	5
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G total			6,52

Tableau III.II.1 : Charges permanentes revenant au palier.

- La volée (paillasse) :

Élément	Épaisseur (m)	poids volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²) $\rho \times e_p \times 1m$
Poids propre de la paillasse	0,20	25	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,20}{\cos(32,62^\circ)} = 5,94$
Poids de la marche	0,17	25	$\frac{25 \times e_p}{2} = \frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	0,10	-	1,3
G total			10,89

Tableau III.II.2 : Charges permanentes revenant à volée.

b) Surcharge :

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ pour le palier et la volée.

c) Combinaisons de charges :

Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées par 1 ml.

$$\text{l'ELU: } Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m.}$$

- Volée : $q_{uv} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1\text{m} = (1.35 \times 10.89 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 18.45 \text{ KN/ml.}$
- Palier : $q_{up} = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p) \times 1\text{m} = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.255 \text{ KN/ml.}$
- Poids de murs : $p_m = 1,35 \times (2,36 \times 0,7 \times 2,91) \times 1 = 6,5 \text{ KN.}$

$$\text{l'ELS: } Q_s = (G + Q)$$

- Volée : $q_{sv} = (1 \times G_v + 1 \times Q_v) \times 1\text{m} = (1 \times 10.89 + 1 \times 2.5) \times 1 = 13,39 \text{ KN/ml.}$
- Palier : $q_{sp} = (1 \times G_p + 1 \times Q_p) \times 1\text{m} = (1 \times 6.52 + 1 \times 2.5) \times 1 = 9,02 \text{ KN/ml.}$

$$\text{Poids de murs : } p_m = 1 \times (2,36 \times 0,7 \times 2,91) \times 1 = 4,8 \text{ KN.}$$

II.1.3. Calcul à l'ELU :

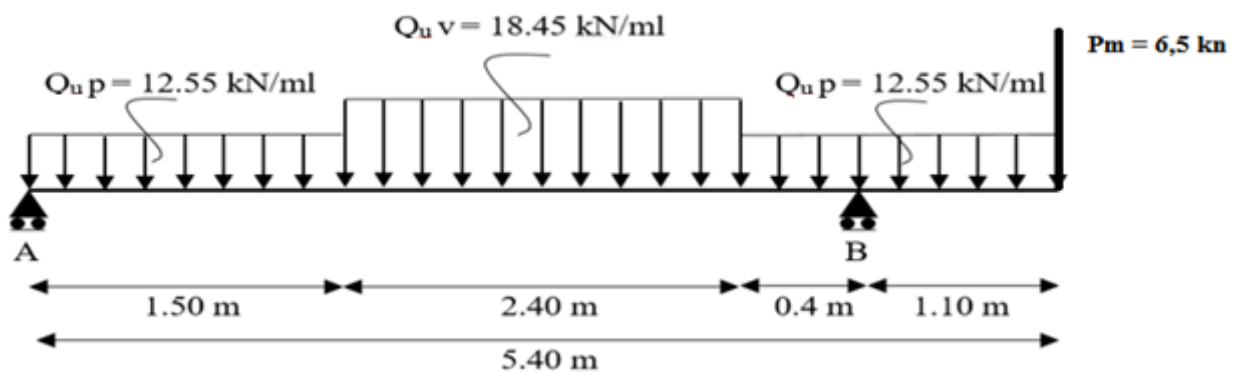


Figure III.II.4 : Schéma statique des escaliers à l'ELU

➤ Réactions d'appuis : d'après les formules de la RDM :

$$\bullet \sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{up} \times 1,5) - (q_{uv} \times 2,4) - (q_{up} \times 1,5) - p_m$$

$$R_A + R_B - (12,55 \times 1,5) - (18,45 \times 2,4) - (12,55 \times 1,5) - 6,5 = 0$$

$$R_A + R_B = 88,43 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / A = 0$$

$$R_B \times 4,3 - (12,55 \times 1,5) \times (4,65) - (18,45 \times 2,4) \times (2,7) - (12,55 \times 1,5) \times (0,75) - 6,5 \times 5,4 = 0$$

$$4,3 R_B - 256,323 = 0$$

$$R_B = \frac{256,323}{4,3} \Rightarrow R_B = 59,61 \text{ KN}$$

• $\sum M / B = 0$

$$-R_A \times 4,3 + (12,55 \times 1,5)(3,55) + (18,45 \times 2,4)(1,6) - (12,55 \times 1,5)(0,35) - 6,5 \times 5,1 = 0$$

$$4,3 R_B - 123,938 = 0$$

$$R_A = \frac{123,938}{4,3} \implies R_A = 28,82 \text{ KN}$$

Vérification : $R_A + R_B = 28,82 + 59,61 = 88,43 \text{ KN} \implies$ Vérifier

➤ Calcul des efforts internes :

1er tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

▪ Effort normal :

$$\sum F_{/xx} = 0 \implies N_x = 0 \text{ KN}$$

▪ Effort tranchant:

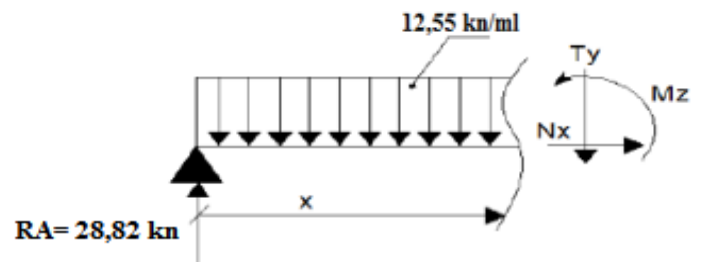
$$\sum F_{/yy} = 0 \implies -T_y + R_A - q_{up} \times x = 0$$

$$T_y = R_A - q_{up} \times x \implies \begin{cases} x = 0 \text{ m} \implies T_y = 28,82 \text{ KN} \\ x = 1,5 \text{ m} \implies T_y = 10 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Moment fléchissant :

$$\sum M_{/i} = 0 \implies M_z - R_A \cdot x + q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

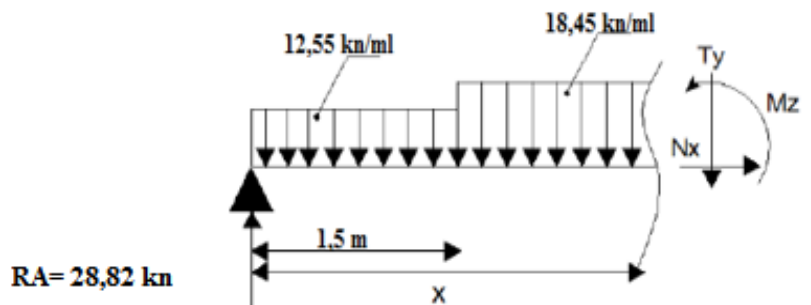
$$M_z = R_A \cdot x - q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \implies \begin{cases} x = 0 \text{ m} \implies M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,5 \text{ m} \implies M_z = 29,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $1,5 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$

▪ Effort normal :

$$\sum F_{/xx} = 0 \implies N_x = 0 \text{ KN}$$



▪ Effort tranchant:

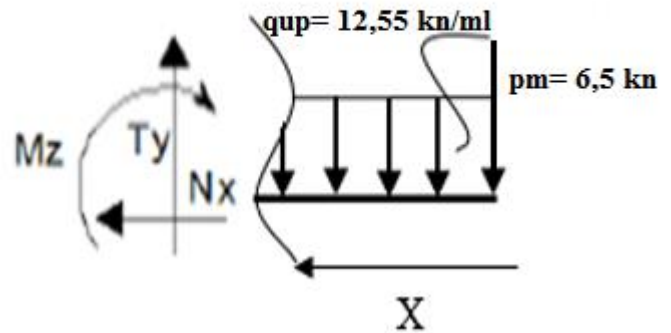
$$\sum F_{/yy} = 0 \implies -T_y + R_A - q_{up} \times x - q_{uv} \times (x - 1,5) = 0$$

$$T_y = R_A - q_{up} \times x - q_{uv} \times (x - 1,5) \implies \begin{cases} x = 1,5 \text{ m} \implies T_y = 10 \text{ KN} \\ x = 3,9 \text{ m} \implies T_y = -34,28 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow Mz - R_A \cdot x + q_{up} \times \left(x - \frac{1,5}{2}\right) + \left(q_{uv} \times \left(\frac{(x-1,5)^2}{2}\right)\right) = 0$$

$$Mz = R_A \cdot x - q_{up} \times \left(x - \frac{1,5}{2}\right) - \left(q_{uv} \times \left(\frac{(x-1,5)^2}{2}\right)\right) \Rightarrow \begin{cases} x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow Mz = 29,11 \text{ KN.m} \\ x = 3,9 \text{ m} \Rightarrow Mz = -0,025 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$x = 3,9 \text{ m} \Rightarrow Mz = -0,025 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,1 \text{ m}$

- **Effort normal :**

$$\sum F/xx = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant:**

$$\sum F/yy = 0 \Rightarrow T_y - q_{up} \times x - 6,5 = 0$$

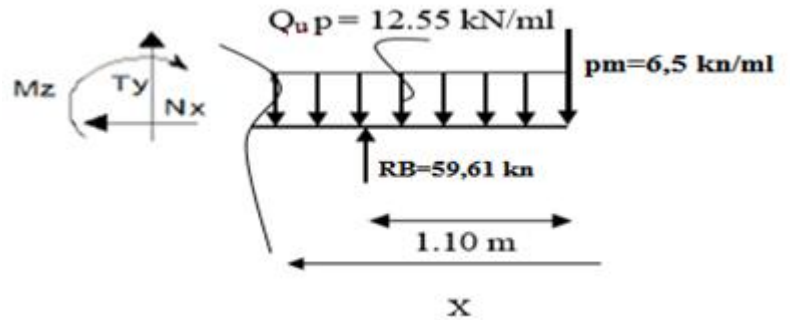
$$T_y = q_{up} \times x + 6,5 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 6,5 \text{ KN} \\ x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 20,3 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow Mz + q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - 6,5 \times x = 0$$

$$Mz = -q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 6,5 \times x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow Mz = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,1 \text{ m} \Rightarrow Mz = -14,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4^{ème} tronçon : $1,1 \text{ m} \leq x \leq 1,5 \text{ m}$



- Effort normal :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- Effort tranchant:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T_y + R_B - q_{up} \times x = 0$$

$$T_y = -R_B + q_{up} \times x \Rightarrow \begin{cases} x = 1,1 \Rightarrow T_y = -39,30 \text{ KN} \\ x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow T_y = -34,28 \text{ KN} \end{cases}$$

- Moment tranchant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow -M_z - q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B \times (x - 1,1) = 0$$

$$M_z = -q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B \times (x - 1,1) - 6,5x = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,1 \text{ m} \Rightarrow M_z = -14,74 \text{ KN.m} \\ x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow M_z = -0,025 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU :

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,5$	0	28,82	0
	1,5	10	29,12
$1,5 \leq x \leq 3,9$	1,5	10	29,12
	3,9	-34,28	-0,02
$0 \leq x \leq 1,1$	0	6,5	0
	1,1	20,30	-14,74
$1,1 \leq x \leq 1,5$	1,1	-39,30	-14,74
	1,5	-34,28	-0,02

Tableau III.II.3 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

- Moment fléchissant maximum :

La section dangereuse est dans la travée 2

$$T(x) = 10 - 18,45 \times (x - 1,5) = 0$$

$$-18,45x + 37,675 = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{37,675}{18,45} = 2,04 \text{ m}$

$$M_{\max} = -9,225 \times (2,04 - 1,5)^2 - 18,825(2,04 - 0,75) + (28,82 \times 2,04)$$

$$M_{\max} = 31,82 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi –encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l’aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

Aux appuis : $M_{\text{max}} : -0.3 M_{\text{max}} = -0.3 \times 31,82 = - 9.55 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{\text{tmax}} : 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 \times 31,82 = 27.13 \text{ KN.m}$

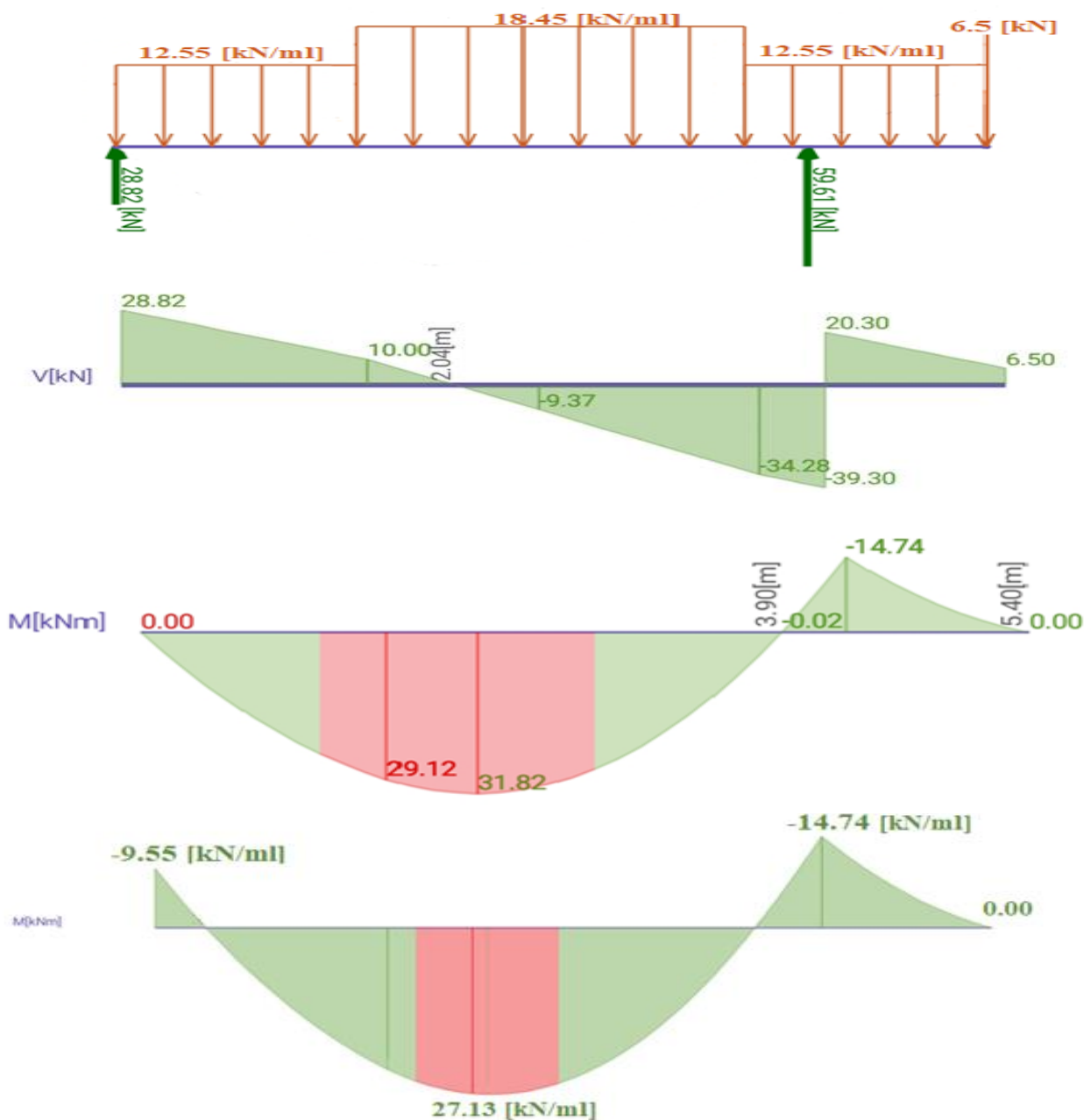
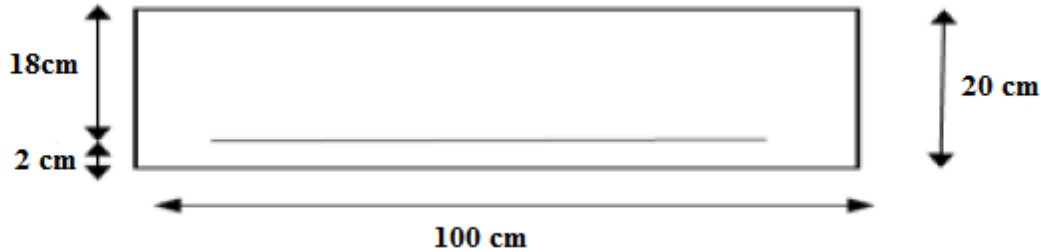


Figure III.II.5 : Diagrammes des efforts internes l’état limite ultime l’ELU.

II.1.4. Calcul des armatures à L'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur de la section soumise à la flexion simple, Pour cela on utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.



$b = 100 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

Figure III.II.6 : Schéma de calcul de ferrailage de l'escalier à L'ELU

➤ Aux appuis : $M_{Amax} = 14,74 \text{ KN.m}$

1. Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,74 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030$$

$\mu_a = 0,030 < \mu_l = 0,372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0,985$ (tiré du tableau)

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,74 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 435}$$

$$A_{st} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 5\text{HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_1 = 20 \text{ cm}$

2. Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99) ;

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement de : $S_2 = 25 \text{ cm}$

➤ En travées : $M_t \text{ max} = 27,13 \text{ KN.m}$

1. Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,13 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,058$$

$\mu_t = 0,058 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0,990$ (tiré du tableau)

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,13 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 435}$$

$$A_{st} = 3,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 5HA 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_1 = 20 \text{ cm}$

2. Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99) ;

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement de : $S_2 = 25 \text{ cm}$

II.1.5. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99) :

On doit vérifier la condition suivante : $A_{min} < A$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{500}$$

$$A_{min} = 1,74 \text{ Cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_a = 2,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ Cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ En travées :

$$A_t = 4,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ Cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

2) Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :

. Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

3) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :

Pour une fissuration peu préjudiciable :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

• Contrainte de cisaillement :

$T_u \text{ max} = 39,30 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{39,30 \times 10^3}{1000 \times 180}$$

$$\tau_u = 0,218 \text{ MPA}$$

- **Contrainte cisaillement admissible :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,218 < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée}$$

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

4) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

- **Contrainte tangentielle limite :**

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1,5$ pour HA

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

- **Contrainte tangentielle :**

➤ **Aux appuis :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{39,30 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,545 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = 1,545 \text{ MPA} < \tau_{s \text{ adm}} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{39,30 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,288 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = 1,288 \text{ MPA} < \tau_{s \text{ adm}} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

5) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec : $\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPA}$

➤ **Aux appuis :**

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,835} = 44,09 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$l_s = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 52,9 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 55 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

➤ **Aux appuis :**

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Donc : $l_r = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 55 = 22 \text{ cm}$$

Donc : $l_r = 25 \text{ cm}$

6) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 modifié99 A.5.1, 313) :

• **Influence sur le béton :**

$$\overline{T_U} = 0,4 f_{c28} \times 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \frac{0,18 \times 1}{1,5}$$

$$\overline{T_U} = 1080 \text{ KN}$$

$T_{u \max} = 39,30 \text{ Kn} < \overline{T_U} = 1080 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée

• **Influence sur les aciers :**

Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } A_a = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 39,30}{500} = 0,090 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,090 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifié

II.1.6. Calcul à l'ELS :

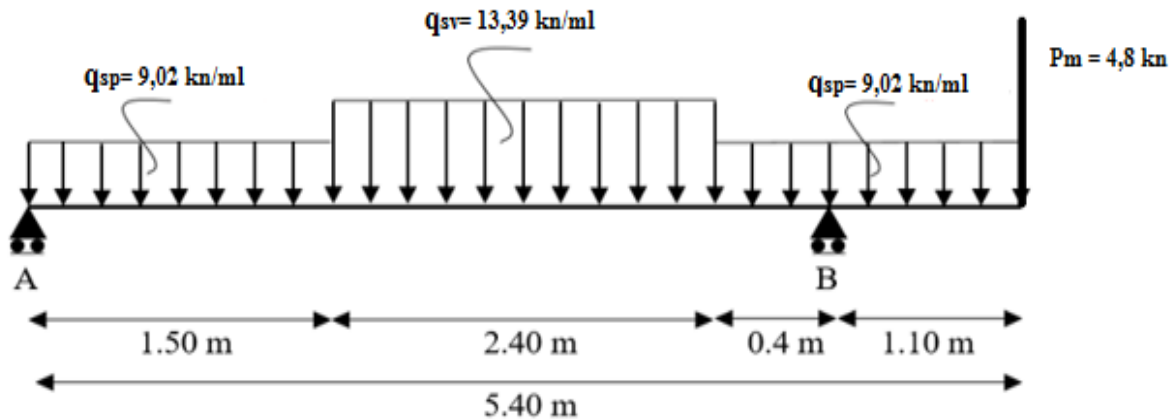


Figure III.II.7 : Schéma statique des escaliers à l'ELS

➤ Réactions d'appuis :

$$\bullet \sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{sp} \times 1,5) - (q_{sv} \times 2,4) - (q_{sp} \times 1,5) - p_m$$

$$R_A + R_B - (9,02 \times 1,5) - (13,39 \times 2,4) - (9,02 \times 1,5) - 4,8 = 0$$

$$R_A + R_B = 64 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / A = 0$$

$$4,3 R_B - (9,02 \times 1,5)(4,65) - (13,39 \times 2,4)(2,7) - (9,02 \times 1,5)(0,75) - 4,8 \times 5,4 = 0$$

$$4,3 R_B - 185,75 = 0$$

$$R_B = \frac{164,63}{4,3} \Rightarrow R_B = 43,2 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / B = 0$$

$$-4,3 R_A + (9,02 \times 1,5)(3,55) + (13,39 \times 2,4)(1,6) - (9,02 \times 1,5)(0,35) - 4,8 \times 1,1 = 0$$

$$4,3 R_B - 89,44 = 0$$

$$R_A = \frac{130,1}{4,3} \Rightarrow R_A = 20,8 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification : } R_A + R_B = 20,8 + 43,2 = 64 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,5$	0	20,8	0
	1,5	7,27	21,05
$1,5 \leq x \leq 3,9$	1,5	7,27	21,05
	3,9	-24,87	0
$0 \leq x \leq 1,1$	0	4,8	0
	1,1	14,72	-10,74
$1,1 \leq x \leq 1,5$	1,1	-28,47	-10,74
	1,5	-24,87	-0,07

Tableau III.II.4 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU

➤ Moment fléchissant maximum :

La section dangereuse est dans la travée 2

La distance correspondant au moment max est : $x = 2.04 \text{ m}$

$M_{\max} = 23.02 \text{ KN.m}$

✓ Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

Aux appuis : $M_a \max : -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 23,02 = -6.9 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t \max : 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 23,02 = 19.57 \text{ KN.m}$

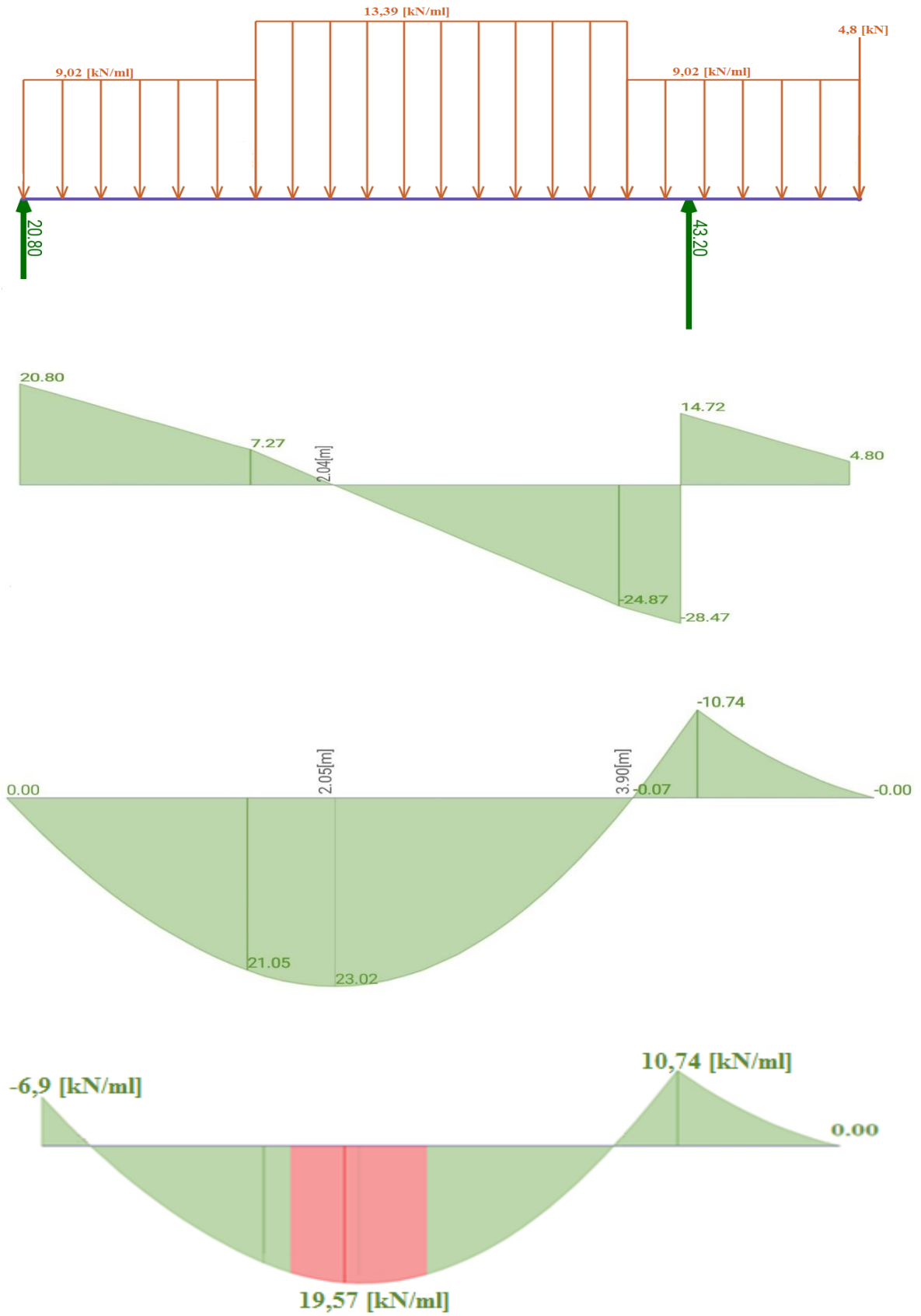


Figure III.II.8 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS

II.1.7. Vérification à l'ELS :

1) Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).

$$M_{t \max} = 19,57 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = 6,9 \text{ KN.m}$$

➤ En travées :

- Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,314 \implies K_1 = 41,97 \implies \beta = 0,912$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{T \max}}{A_s \beta_1 d} = \frac{19,57 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 210,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 210,1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{210,1}{41,97} = 5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,218 \implies K_1 = 51,67 \implies \beta = 0,925$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{A \max}}{A_s \beta_1 d} = \frac{6,9 \times 10^3}{3,93 \times 0,925 \times 18} = 105,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 105,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{105,45}{51,67} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire à effectuer.

3) Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 / modifié99) :

$$h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; L = 5.4\text{m}; b = 1\text{m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \implies \frac{h}{l} = \frac{20}{540} = 0,037 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \implies \frac{20}{540} = 0,037 \geq \frac{19,57}{10 \times 23,02} = 0,085 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00314 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

4) Calcul de la flèche : (Art. B.6.5.2 - BAEL91/99) :

On doit s'assurer que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 13,39 \text{ kn/ml}$$

$$\bar{f}: \text{La flèche admissible } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{540}{500} = 1,08 \text{ cm}$$

$$E_v: \text{Module de déformation différé } \implies E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt{25} \implies E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,33 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10,33 = 9,67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,33^3 + 9,67^3) + 15 \times 5,65 \times (9,67 - 2)^2 = 71870,216 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13,39 \times 10^3 \times 540^2}{10818,86 \times 71870,216} = 0,0654 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 1,08 \text{ cm}$$

$$f = 0,0654 \text{ cm} < \bar{f} = 1,08 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{sa} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $A_{ra} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 25 \text{ cm}$

- **En travée :**

Armatures principales : $A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $A_{rt} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 25 \text{ cm}$

II.2. Escaliers (R.D.C) :

II.2.1. Pré-Dimensionnement de l'escalier :

On adoptera pour l'escalier (14) contres marches et (13) marches avec :

- $h = 17 \text{ cm}$.
- $g = 30 \text{ cm}$.

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

- L : longueur réelle de la volée et du palier (entre appuis)
- L_1 : longueur de la volée projetée ; $L_1 = m \times g = 13 \times 30 = 390 \text{ cm}$
- L_2 : longueur du palier ; $L_2 = 181 \text{ cm}$
- $H = 238 \text{ cm}$

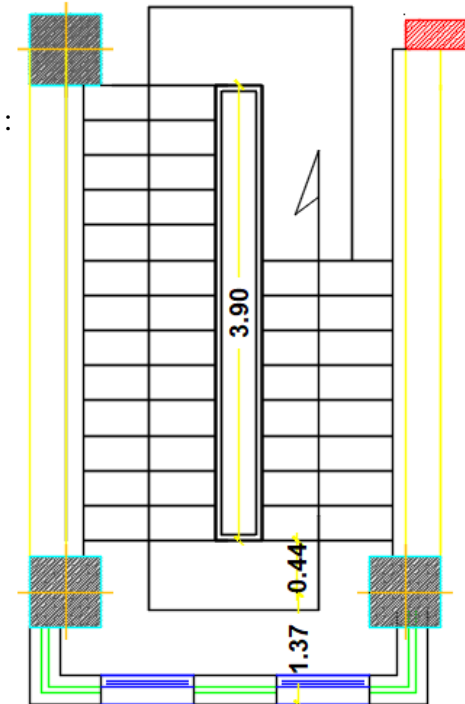


Figure III.II.10 : Plan de coffrage escalier RDC

- On doit calculer l'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{238}{390} = 0,61$$

$$\Rightarrow \alpha = 31,38^\circ$$

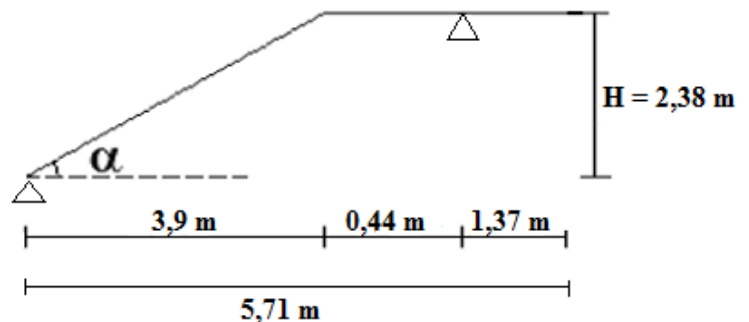


Figure III.II.11 : Schéma statique de l'escalier

- Longueur de la paillasse :

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'}$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{390}{\cos(31,38^\circ)} = 456,8$$

On opte pour : $L' = 457 \text{ cm} = 4,57 \text{ m}$

Donc : $L = L' + L_3 = 4,57 + 0,44$

$$L = 5,01 \text{ m}$$

$$\frac{501}{30} \leq ep \leq \frac{501}{20} \Rightarrow 16,7 \leq ep \leq 25,05$$

On opte pour : $ep = 20 \text{ cm}$

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

Palier de repos : $G = 6,52 \text{ KN/m}^2$

La volée (paillasse) : $G = 10,89 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ pour le palier et la volée.

II.2.3. Calcul à l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}.$$

- Volée : $q_{uv} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1\text{m} = (1.35 \times 10.89 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 18.45 \text{ KN/ml}.$
- Palier : $q_{up} = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p) \times 1\text{m} = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.255 \text{ KN/ml}.$
- Poids de murs : $p_m = 1,35 \times (2,36 \times 0,7 \times 3,17) \times 1 = 7,07 \text{ KN}.$

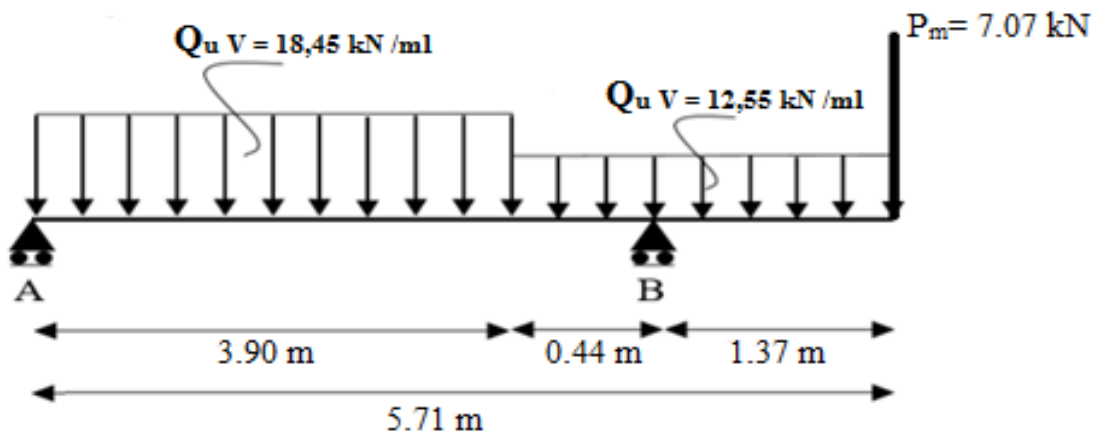


Figure III.II.12 : Schéma statique des escaliers à l'ELU

➤ Réactions d'appuis : d'après les formules de la RDM :

$$\bullet \sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{up} \times 3,9) - (q_{uv} \times 1,81) - P_m$$

$$R_A + R_B - (18,45 \times 3,9) - (12,55 \times 1,81) - 7,07 = 0$$

$$R_A + R_B = 101,74 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / A = 0$$

$$R_B \times 4,34 - (18,45 \times 3,9) (1,95) - (12,55 \times 1,81) (4,805) - 7,07 \times 5,71 = 0$$

$$4,34 R_B - 289,83 = 0$$

$$R_B = \frac{289,83}{4,34} \Rightarrow R_B = 66,78 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / B = 0$$

$$-R_A \times 4,34 + (18,45 \times 3,9)(2,39) - (12,55 \times 1,81)(0,465) - 7,07 \times 1,37 = 0$$

$$4,3 R_B - 151,72 = 0$$

$$R_A = \frac{151,72}{4,34} \implies R_A = 34,96 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification : } R_A + R_B = 35,14 + 66,03 = 101,17 \text{ KN} \implies \text{Vérifier}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 3,9$	0	34,96	0
	3,9	-36,99	-3,96
$3,9 \leq x \leq 4,34$	3,9	-36,99	-3,96
	4,34	-42,52	-21,46
$0 \leq x \leq 1,37$	0	7,07	0
	1,37	24,26	-21,46

Tableau III.II.5 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU

➤ **Moment fléchissant maximum :**

La section dangereuse est dans la travée 1

La distance correspondant au moment max est : $x = 1,88 \text{ m}$

$$M_{\max} = 33,12 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

$$\text{Aux appuis : } M_{\max} : -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 33,12 = -9,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{\max} : 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 33,12 = 28,15 \text{ KN.m}$$

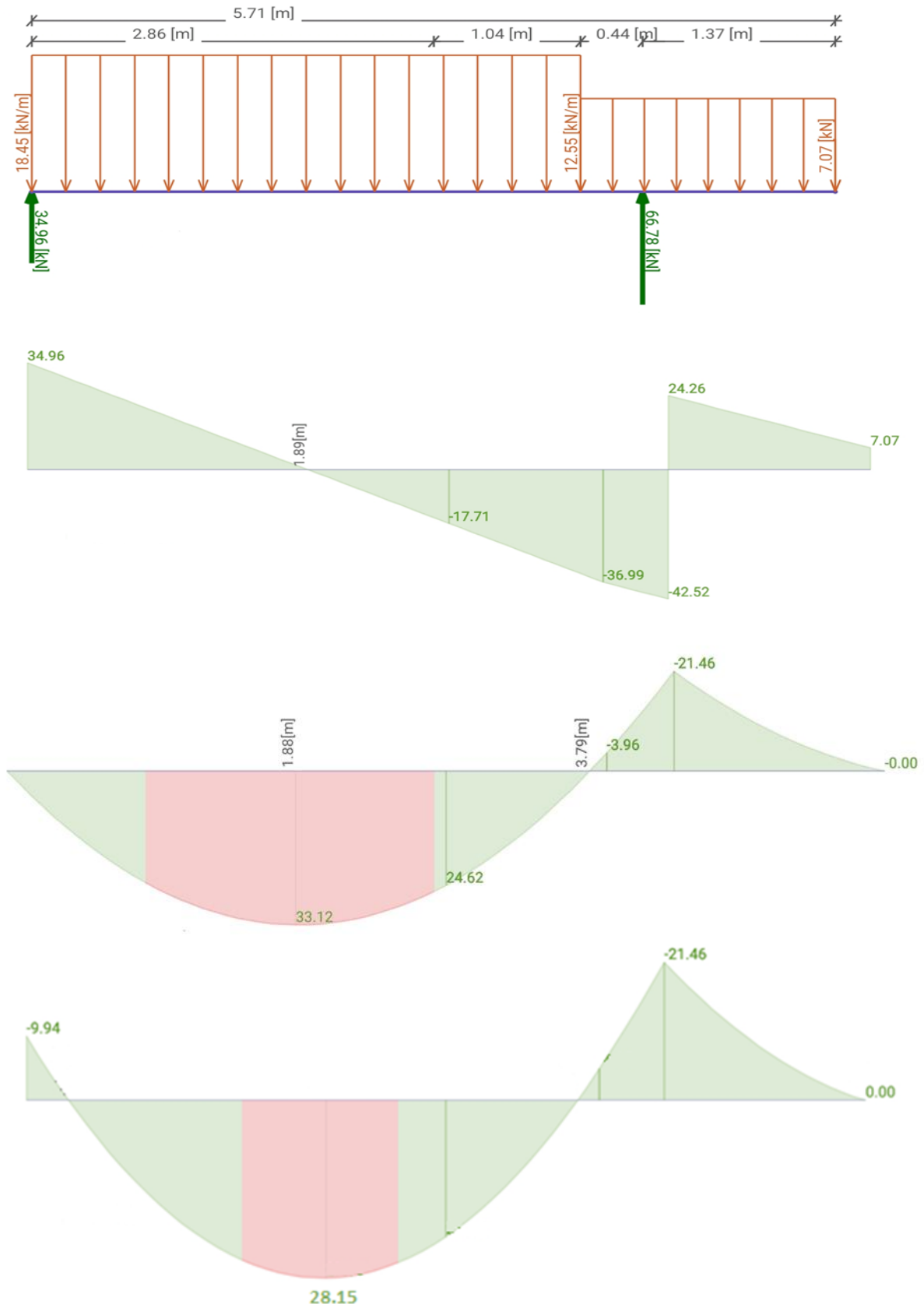


Figure III.II.13 : Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU

II.2.4. Calcul des armatures à L'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur de la section soumise à la flexion simple, Pour cela on utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

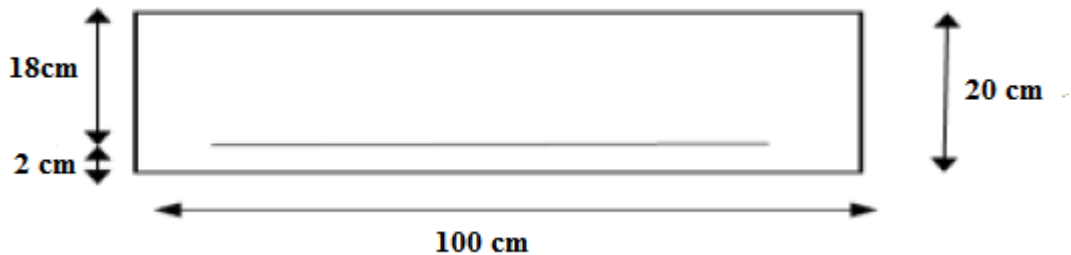


Figure III.II.14 : Schéma de calcul de ferrailage de l'escalier à L'ELU

➤ Aux appuis : $M_{\text{max}} = 21,46 \text{ KN.m}$

1. Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,46 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,047$$

$\mu_a = 0,045 < \mu_l = 0,372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0,975$ (tiré du tableau Par interpolation)

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21,46 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 435}$$

$$A_{st} = 2,81 \text{ cm}^2$$

❖ Soit : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_1 = 20 \text{ cm}$

2. Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99) ;

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement de : $S_2 = 25 \text{ cm}$

➤ En travées : $M_t \text{ max} = 28,15 \text{ KN.m}$

1. Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28,15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,061$$

$\mu_t = 0,061 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0,9685$ (tiré du tableau Par interpolation)

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,15 \times 10^3}{0,9685 \times 18 \times 435}$$

$$A_{st} = 3,71 \text{ cm}^2$$

❖ Soit : $A_{adoptée} = 5HA 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_1 = 20 \text{ cm}$

2. Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99) ;

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement de : $S_2 = 25 \text{ cm}$

II.2.5. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99) :

On doit vérifier la condition suivante : $A_{min} < A$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{500}$$

$$A_{min} = 1,74 \text{ Cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_a = 2,81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ Cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ En travées :

$$A_t = 3,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ Cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

2) Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :

. Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

3) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :

Pour une fissuration peu préjudiciable :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

• Contrainte de cisaillement :

$T_u \text{ max} = 42,52 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b.d} = \frac{42,52 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,236$$

$$\tau_u = 0,236 \text{ MPA}$$

- **Contrainte cisaillement admissible :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,236 < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée}$$

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

4) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

- **Contrainte tangentielle limite :**

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1,5$ pour HA

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

- **Contrainte tangentielle :**

➤ **Aux appuis :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{42,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,67 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = 1,67 \text{ MPA} < \tau_{s \text{ adm}} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{42,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,393 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = 1,393 \text{ MPA} < \tau_{s \text{ adm}} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

5) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,835} = 44,09 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$l_s = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 52,9 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 55 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

➤ Aux appuis :

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Donc : $l_r = 20 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 55 = 22 \text{ cm}$$

Donc : $l_r = 25 \text{ cm}$

6) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 modifié99 A.5.1, 313) :

• Influence sur le béton :

$$\begin{aligned} \overline{T_U} &= 0,4 f_{c28} \times 0,9 \frac{db}{\gamma_s} \\ &= 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \frac{0,18 \times 1}{1,5} \\ \overline{T_U} &= 1080 \text{ KN} \end{aligned}$$

$T_{u \max} = 42,52 \text{ Kn} < \overline{T_U} = 1080 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée

• Influence sur les aciers :

Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 42,52}{500} = 0,098 \text{ cm}^2$$

$Aa = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,098 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifié

II.2.6. Calcul à l'ELS :

$$Q_s = (G+Q)$$

- Volée : $q_{sv} = (1 \times G_v + 1 \times Q_v) \times 1\text{m} = (1 \times 10.89 + 1 \times 2.5) \times 1 = 13,39 \text{ KN/ml}$.
- Palier : $q_{sp} = (1 \times G_p + 1 \times Q_p) \times 1\text{m} = (1 \times 6.52 + 1 \times 2.5) \times 1 = 9,02 \text{ KN/ml}$.

$$\text{Poids de murs : } p_m = 1 \times (2,36 \times 0,7 \times 3,17) \times 1 = 5,24 \text{ KN.}$$

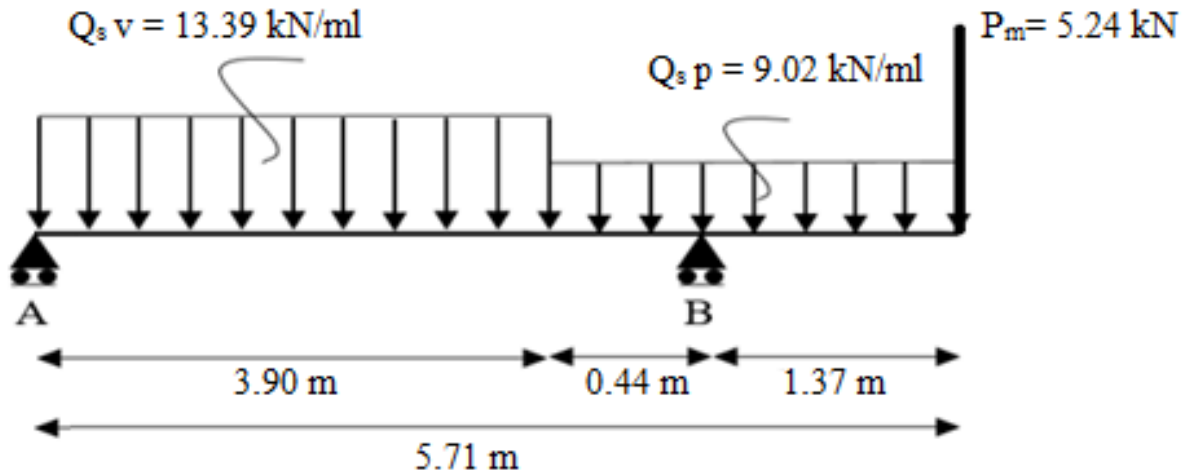


Figure III.II.15 : Schéma statique des escaliers à l'ELS

➤ Réactions d'appuis : d'après les formules de la RDM :

$$\bullet \sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{sv} \times 3,9) - (q_{sp} \times 1,81) - p_m$$

$$R_A + R_B - (13,39 \times 3,9) - (9,02 \times 1,81) - 5,24 = 0$$

$$R_A + R_B = 73,79 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / A = 0$$

$$4,34 R_B - (13,39 \times 3,9)(1,95) - (9,02 \times 1,81)(4,805) - 5,24 \times 5,71 = 0$$

$$4,3 R_B - 210,2 = 0$$

$$R_B = \frac{210,2}{4,34} \Rightarrow R_B = 48,43 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M / B = 0$$

$$-4,34 R_A + (13,39 \times 3,9)(2,39) - (9,02 \times 1,81)(0,465) - 5,24 \times 1,37 = 0$$

$$4,3 R_A - 110,04 = 0$$

$$R_A = \frac{130,1}{4,34} \Rightarrow R_A = 25,36 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification : } R_A + R_B = 25,35 + 48,43 = 73,78 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 3,9$	0	25,36	0
	3,9	-26,86	-2,94
$3,9 \leq x \leq 4,34$	3,9	-26,86	-2,94
	4,34	-30,83	-15,64
$0 \leq x \leq 1,37$	0	5,24	0
	1,37	17,60	-15,64

Tableau III.II.6 : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS

➤ Moment fléchissant maximum :

La section dangereuse est dans la travée 1

La distance correspondant au moment max est : $x = 1,88 \text{ m}$

$M_{\max} = 24 \text{ KN.m}$

✓ Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

Aux appuis : $M_{\max} : -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 24 = -7,2 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{t\max} : 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 24 = 20,4 \text{ KN.m}$

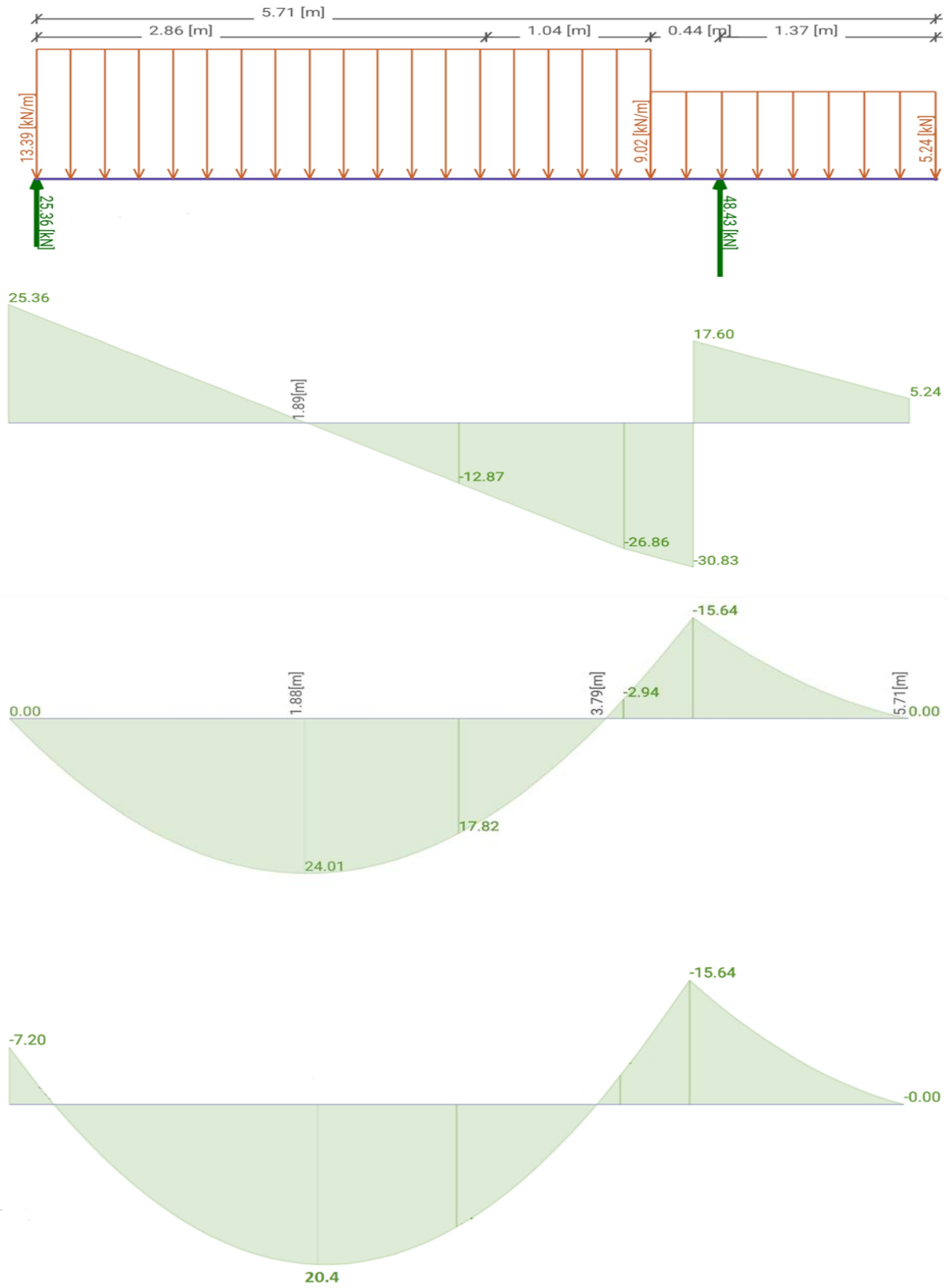


Figure III.II.16 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS

II.2.7. Vérification à l'ELS :

1) Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).

$$M_{t \max} = 20,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 15,64 \text{ KN.m}$$

➤ En travées :

- Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,471$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,314 \implies K_1 = 41,97 \implies \beta = 0,912$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{T \max}}{A_s \beta_1 d} = \frac{20,4 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 219,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 219,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{219,95}{41,97} = 5,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,218 \implies K_1 = 51,67 \implies \beta = 0,925$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{A \max}}{A_s \beta_1 d} = \frac{15,64 \times 10^3}{3,93 \times 0,925 \times 18} = 239 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 239 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{239}{51,67} = 4,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire à effectuer.

3) Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 / modifié99) :

$$h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; L = 5.4\text{m}; b = 1\text{m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \implies \frac{h}{l} = \frac{20}{571} = 0,035 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \implies \frac{20}{540} = 0,035 \geq \frac{20,4}{10 \times 24} = 0,085 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00314 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

4) Calcul de la flèche : (Art. B.6.5.2 - BAEL91/99) :

On doit s'assurer que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 13,39 \text{ kn/ml}$$

$$\bar{f}: \text{La flèche admissible } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{571}{500} = 1,142 \text{ cm}$$

$$E_v: \text{Module de déformation différé } \implies E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt{25} \implies E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,33 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10,33 = 9,67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,33^3 + 9,67^3) + 15 \times 5,65 \times (9,67 - 2)^2 = 71870,216 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13,39 \times 10^3 \times 571^2}{10818,86 \times 71870,216} = 0,073 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 1,142 \text{ cm}$$

$$f = 0,073 \text{ cm} < \bar{f} = 1,142 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

• **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{sa} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $A_{ra} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 25 \text{ cm}$

• **En travée :**

Armatures principales : $A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $A_{rt} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 25 \text{ cm}$

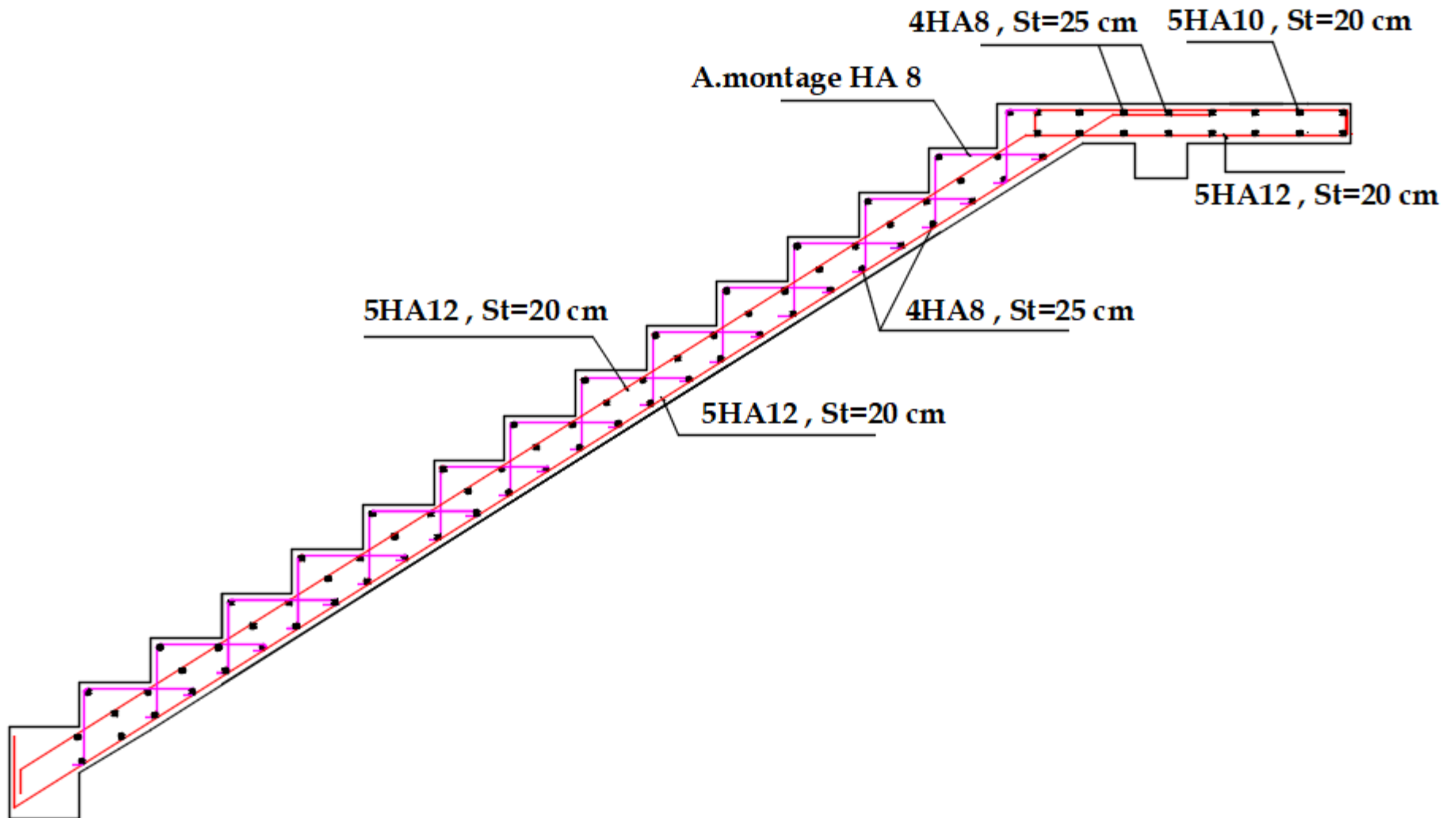


Figure III.II.17 : Plan de ferrailage de l'escalier de RDC

III. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle a comme but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est soumis à un effort normal (N) due à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement (Section dangereuse), Le calcul de ferrailage se fera à L'ELU et à L'ELS en flexion composée pour une bande de 1m largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

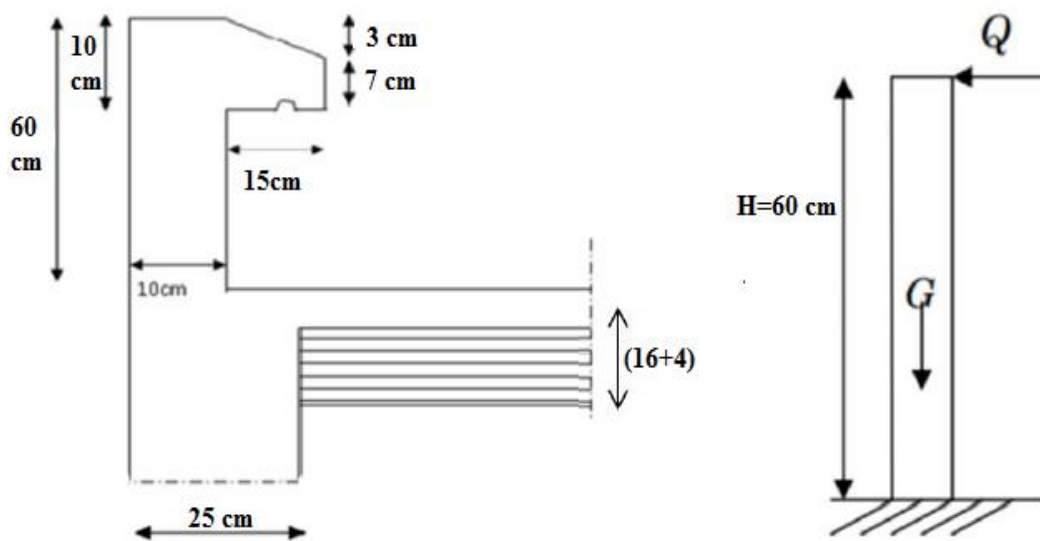


Figure III.III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Calcul de la charge permanente de l'acrotère :

$$G = S \times \rho \quad \text{Avec :}$$

$$\rho : \text{Poids volumique de béton} \Rightarrow \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

S : surface de l'acrotère

- Calcul de la surface de l'acrotère :

$$S = 0,07275 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 0,07275 \times 25 = 1,81875 \text{ KN/ml}$$

\Rightarrow Charge d'exploitation de l'acrotère : la surcharge est estimé à $Q = 1\text{KN/m}$

III.2. Calcul des sollicitations (N , T et M) :

- Effort normal due au poids propre : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,8 \times 1 \text{ ml}$

$$N_G = 1,8 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due à la poussée latérale : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment due à l'effet de la main courante (Moment de renversement due à Q) :

$$M_Q = Q_{cr} \times H_{acr} = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KN.m}$$

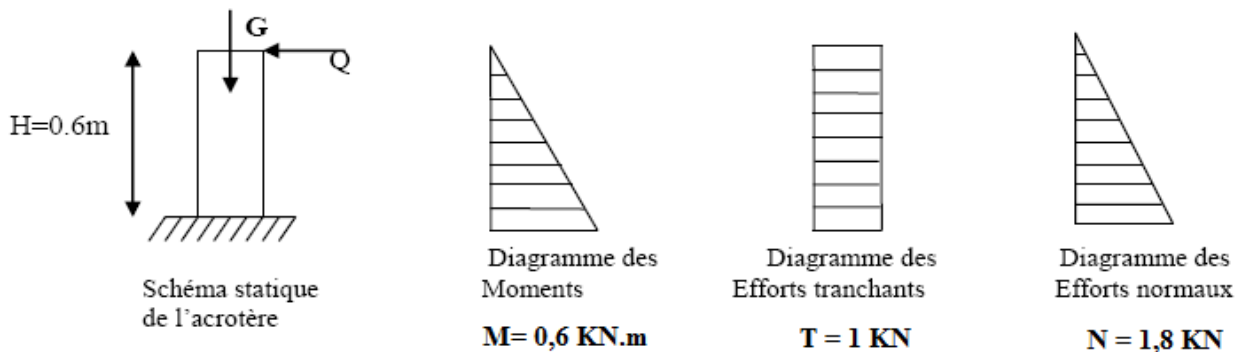


Figure III.III.2 : Schéma statique et les diagrammes des efforts internes de l'acrotère

III.3. Combinaisons de charges :

➤ la combinaison ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

- Effort normal due à G : $\Rightarrow N_U = 1,35 (1,8) = 2,43 \text{ KN / ml}$

- Effort tranchant due à la poussée latérale : $\Rightarrow T_U = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

- Moment de flexion due à Q : $\Rightarrow M_U = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

➤ la combinaison ELS : $G + Q$

- Effort normal due à G : $\Rightarrow N_S = G = 1,8 \text{ KN / ml}$

- Effort tranchant due à la poussée latérale : $\Rightarrow T_S = T = 1 \text{ KN}$

- Moment de flexion due à Q : $\Rightarrow M_S = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

III.4. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU puis la vérification à l'ELS ; on considère une section rectangulaire ($b \times h$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

- h : (épaisseur de la section) = **10 cm.**
- b : (largeur de la section) = **100 cm.**
- c et c' : (enrobage) = **3 cm.**
- d : (la hauteur utile) : $h - c = 7 \text{ cm.}$
- eu : l'excentricité (position du centre de pression)
- g : la distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le centre de pression (C_p).

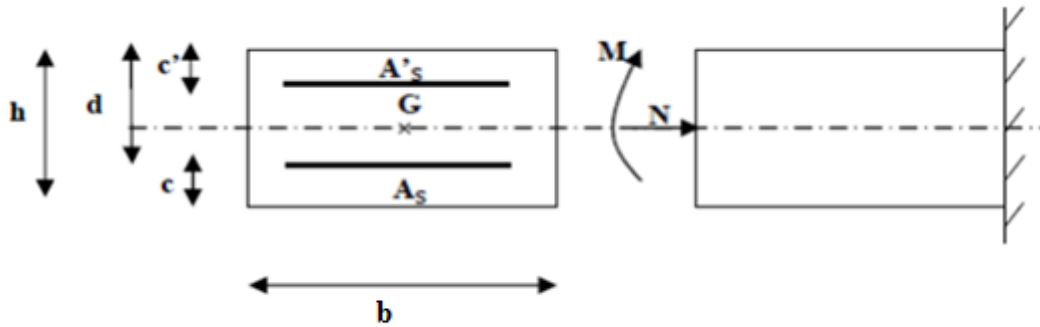


Figure III.III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

- **Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :**

$$eu = M_u / N_u$$

$$eu = M_u / N_u = 0,9 / 2,43 = 0,37 \text{ m} \Rightarrow 0,37 \text{ m} \times 10^2 = 37 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} eu = 37 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow eu = 37 \text{ cm} > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 2 \text{ cm}$$

- **le centre de pression « Cp » se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, donc : c'est une section partiellement comprimée (SPC).**

$$g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 39 \text{ cm}$$

- **Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :**

- **Moment fictif (M_f) :** $M_f = N_u \times g$
 $= 2,43 \times 39 \times 10^{-2} \Rightarrow M_f = 0,947 \text{ KN.m}$

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,947}{1 \times 0,07^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0136$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu = 0,0136 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow (A_{sc} = 0) \text{ « Pas d'aciers comprimés »}$$

$$\mu = 0,0136 \Rightarrow \text{Par interpolation : } \beta = 0,9935$$

$$A_{STf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{STf} = \frac{0,947 \times 10^3}{0,9935 \times 7 \times 435}$$

Avec : $A_{STf} = 0,31 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :

$$A_{St} = A_{STf} - \frac{N_U}{\sigma_{St}}$$

$$A_{St} = 0,31 - \frac{2,43}{435}$$

$$\Rightarrow A_{St} \text{ ELU} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{Sc} \text{ ELU} = 0 \text{ cm}^2 \text{ (SSA)}$$

➤ Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99)

Par définition un élément est considéré non fragile, une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPA}$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,8} \times 10^2 = 0,3333 \text{ m} = 33,33 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{100 \times 7 \times 2,1}{500} \times \frac{33,33 - 0,445 \times 7}{33,33 - 0,185 \times 7} = 0,638 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{St} < A_{min} \Rightarrow$ Condition non vérifiée

✓ La condition non justifiée, donc on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,638 \text{ cm}^2$$

Soit :

A adoptée = 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement St = 25cm.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 = 1,51 cm² avec un espacement st = 27 cm

III.5. Vérification à l'ELU :

➤ **Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :**

Armatures principale : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

Armatures de répartition $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable, Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,173$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPA}$$

• **Contrainte cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,021 < \bar{\tau}_u = 2,50 \implies \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

• **Contrainte tangentielle :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d.\sum ui}$$

Avec :

$\sum ui$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Le nombre de barres.

\varnothing : c'est le diamètre des barres.

$$\sum ui = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa}$$

- **Contrainte tangentielle limite ($\tau_{s adm}$):**

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1,5$ pour HA

$\psi = 1,0$: pour les barres rondes lisse.

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = 0,237 \text{ MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPA}$$

Donc :

$$l_s = \frac{0,8 \times 500}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Soit : **Ls = 35 cm**

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

$$l_r = 0,4 \times l_s$$

$$l_r = 0,4 \times 40$$

$$l_r = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } l_r = 15 \text{ cm}$$

III.6. Vérifications à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, On doit vérifier que :

- **Vérification Contraintes dans les aciers :(Art A.4.5, 33 BAEL91-99) :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) \right\}$$

On prend : $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA Ø 6mm), Fe E 500.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \times 500 ; \text{Max}(0,5 \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right) \right\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \{ (333, "" ; \text{Max}(250 ; 201,63) \}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100,7} = \mathbf{0,287}$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,287 \implies K_1 = 44,17 \implies \beta = 0,9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{2,01 \cdot 0,9155 \cdot 7} = \mathbf{46,58 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{46,58 \text{ MPA}} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46,58}{44,17} = \mathbf{1,05 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1,05 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

➤ **Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques (RPA2003/Art 6.2.3) :**

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise une vérification de l'acrotère à la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone

Sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**Groupe 2**) on obtient **A = 0,15**

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau 6.1) ⇒ Soit : **C_p = 0,8** (élément console)

W_p : Poids propre de l'acrotère qui égale à **1,8 KN / ml**.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8 = \mathbf{0,864 \text{ KN/ml}} \leq Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ **Conclusion :**

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $St = 25\text{cm}$.
- Armatures de répartition : $3 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 27 \text{ cm}$.

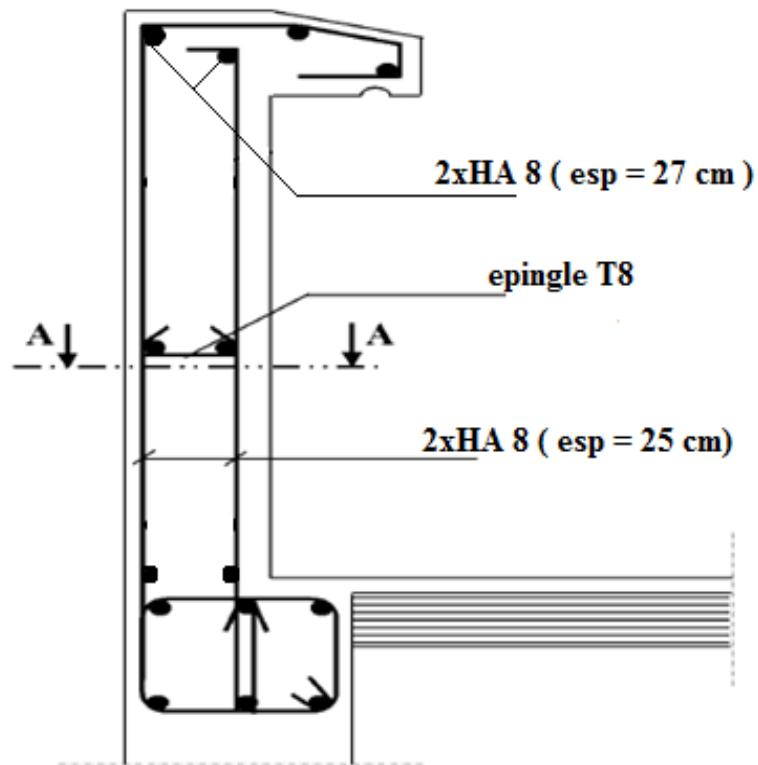


Figure III.III.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère COUPE A-A



Chapitre IV :

Etude dynamique et sismique

I. Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

II. La méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

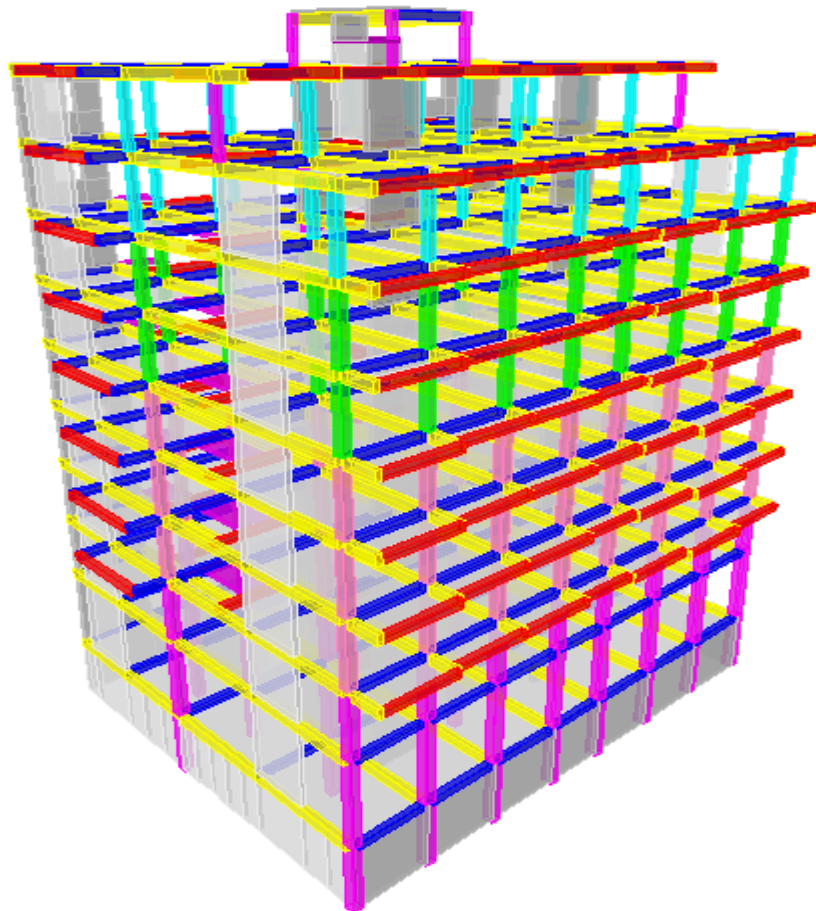


Figure IV.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

III. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

III.1. Pourcentage de participation de la masse modale :

Le RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.953907	57.1889	2.2781	57.1889	2.2781	6.9229	6.9229
2	0.8618	2.0996	63.0844	59.2885	65.3625	0.1327	7.0556
3	0.629881	5.8115	0.0192	65.0999	65.3817	57.3454	64.401
4	0.259759	10.4717	1.5895	75.5716	66.9711	1.4405	65.8415
5	0.227581	1.6411	12.5315	77.2127	79.5027	0.2131	66.0545
6	0.160017	2.2673	0.0001	79.48	79.5028	12.3175	78.372
7	0.114797	3.4982	1.085	82.9782	80.5878	0.4409	78.8129
8	0.100584	0.9218	4.0265	83.9	84.6143	0.1522	78.9652
9	0.076842	0.3146	0.0163	84.2146	84.6306	0.0494	79.0146
10	0.071157	1.0216	0.0081	85.2362	84.6387	4.2051	83.2196
11	0.063997	1.0697	1.2669	86.3059	85.9056	0.0746	83.2942
12	0.058777	0.8875	1.2106	87.1935	87.1162	0.2303	83.5245
13	0.046682	0.0537	0.6821	87.2471	87.7983	0.1202	83.6447
14	0.042348	1.4132	0.3283	88.6603	88.1266	0.6233	84.2681
15	0.041154	0.0194	0.1192	88.6798	88.2459	1.636	85.9041
16	0.038046	0.405	1.0079	89.0848	89.2538	0.0376	85.9417
17	0.030549	0.5779	0.9168	89.6626	90.1705	0.0033	85.9451
18	0.028852	0.7352	0.4479	90.3978	90.6185	0.5401	86.4852

Tableau IV.1. : Résultats d'analyse dynamique.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0.953907$ s
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 18 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

III.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1)}$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1.page 26 RPA2003.

A = 0,15 (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C _T	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	C _T = 0,05 Tableau (4-6)	h _n = 33.71 m.	T = 0,7s.

3) Facteur d'amplification dynamique D : RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

Formule	<p><i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i></p> <p>$D = 2.5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$</p> <p>$D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$</p> <p>$D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$</p>
Paramètres	Valeur T ₂ : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où T ₂ = 0,5.
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement mixte : ξ = 10
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.76$
D	D = 1,518

4) Coefficient de comportement de la structure R: RPA 2003 art 3.4/A

Sens X-X	V _{etg}	V _{voiles}	% voile	% portique
TERRASSE	317.04	229.32	72.33	27.67
ATTIQUE	634.05	393.06	61.99	38.01
ETG 6	887.83	546.18	61.52	38.48
ETG 5	1100.98	679.21	61.69	38.31
ETG 4	1281.4	798.01	62.28	37.72
ETG 3	1334.82	876.42	65.66	34.34
ETG 2	1460.08	978.67	67.03	32.97
ETG 1	1555.32	1124.08	72.27	27.73
E-SERVIS	1629.85	1193.81	73.25	26.75
RDC	1746.3	1304.23	74.69	25.31

Sens Y-Y	V _{etg}	V _{voiles}	% voile	% portique
TERRASSE	365.83	232.07	63.44	36.56
ATTIQUE	686.21	437.02	63.69	36.31
ETG 6	952.53	578.72	60.76	39.24
ETG 5	1176.16	794.97	67.59	32.41
ETG 4	1365.28	851.29	62.35	37.65
ETG 3	1525.84	1066.72	69.91	30.09
ETG 2	1654.34	1188.49	71.84	28.16
ETG 1	1754.75	1234.17	70.33	29.67
E-SERVIS	1823.68	1349.04	73.97	26.03
RDC	1848.67	1367.24	73.96	26.04

Tableau IV.2 : Récapitulatif des pourcentages d'efforts tranchant repris pas les portiques

V_{etg} : Effort tranchant total de l'étage.

V_{voiles} : Effort tranchant dans les voiles par étage.

% voile : Pourcentage de l'effort tranchant repris par les voiles par étage.

% portique : Pourcentage de l'effort tranchant repris par les portiques par étage.

Les portiques reprennent, **plus de 25%** de l'effort tranchant d'étage ; Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA99 /version 2003 du tableau 4.3, la structure est de catégorie **4.a Mixte portiques/voiles avec interaction**. D'où le coefficient de comportement vaut : **R = 5**

5) Facteur de qualité Q: RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

Observation de critère	Q	
	Oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,10	

6) Poids total W_t : Poids total $W_t = 43409.93 \text{ KN}$

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{\text{Etabs}} > 0,8 V_{\text{MSE}}.$$

	L'effort tranchant (MSE)	$0,8*V_{\text{MSE}}$	V_{logiciel}	$V_{\text{logiciel}} > 0,8*V_{\text{MSE}}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$ 2174.58KN	1739.66KN	1746.30	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$ 2174.58KN	1739.66KN	1848.05	Condition vérifiée

Tableau IV.3 Vérification de la force sismique à la base.

III.3. Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (Art 4-43) : $\Delta K = R \delta_k$

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Plancher	Diaphragme	U_x	δ_{kx}	$\delta_k - \delta_{k-1}$	U_y	δ_{ky}	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D10	0.0178	0.089	0.0025	0.0167	0.0835	0.009	0.0306	CV
ATTIQUE	D9	0.0173	0.0865	0.011	0.0149	0.0745	0.0095	0.0306	CV
ETG 6	D8	0.0151	0.0755	0.0115	0.013	0.065	0.01	0.0306	CV
ETG 5	D7	0.0128	0.064	0.012	0.011	0.055	0.0105	0.0306	CV
ETG 4	D6	0.0104	0.052	0.012	0.0089	0.0445	0.0105	0.0306	CV
ETG 3	D5	0.008	0.04	0.012	0.0068	0.034	0.0105	0.0306	CV
ETG 2	D4	0.0056	0.028	0.011	0.0047	0.0235	0.0095	0.0306	CV
ETG 1	D3	0.0034	0.017	0.0095	0.0028	0.014	0.008	0.0306	CV
E-SERVIS	D2	0.0015	0.0075	0.007	0.0012	0.006	0.0055	0.0408	CV
RDC	D1	0.0001	0.0005	0.0005	0.0001	0.0005	0.0005	0.0315	CV

Tableau IV.4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x et E_y .

III.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet $P-\Delta$ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Suivant E_x :

niveau	P_k (KN)	δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx} (kN)	TETA
TERRASSE	3383.12	0.089	3.06	318.69	0.308757522
ATTIQUE	7588.26	0.0865	3.06	637.26	0.336604738
ETG 6	11801.81	0.0755	3.06	892.41	0.326294472
ETG 5	16015.36	0.064	3.06	1106.74	0.30265625
ETG 4	20294.88	0.052	3.06	1288.09	0.26774551
ETG 3	24574.41	0.04	3.06	1442.33	0.222718877
ETG 2	28853.94	0.028	3.06	1568.31	0.16834872
ETG 1	33230.59	0.017	3.06	1664.13	0.11093748
E-SERVIS	37685.38	0.0075	4.08	1738.89	0.0398384
RDC	43409.93	0.0005	3.15	1755.74	0.003924536

Tableau IV.5 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_x .

Suivant E_y :

niveau	P_k (KN)	δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky} (kN)	TETA
TERRASSE	3383.12	0.0835	3.06	369.8	0.249640788
ATTIQUE	7588.26	0.0745	3.06	695.17	0.265757804
ETG 6	11801.81	0.065	3.06	965.79	0.259572001
ETG 5	16015.36	0.055	3.06	1193.01	0.241286978
ETG 4	20294.88	0.0445	3.06	1385.09	0.213082154
ETG 3	24574.41	0.034	3.06	1547.56	0.176438393
ETG 2	28853.94	0.0235	3.06	1677.18	0.13212101
ETG 1	33230.59	0.014	3.06	1778.31	0.085494306
E-SERVIS	37685.38	0.006	4.08	1847.38	0.029999067
RDC	43409.93	0.0005	3.15	1871.73	0.003681335

Tableau IV.6 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_y .

L'effet P-Delta n'étant pas vérifié on doit l'inclure dans le logiciel afin de le prendre en compte dans les calculs des efforts.

IV. Conclusion :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le modèle étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, peut passer aux ferraillements de ces éléments porteurs.

Chapitre V :

**Ferrailage des éléments
structuraux**

I. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants s’effectuera selon le règlement BAEL91, et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99v2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poteaux
- Les poutres
- Les voiles

I.1. Les combinaisons d’actions :

Les combinaisons d’actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

I.1.1. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d’actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

❖ **Selon BAEL 91 : Situation durable :**

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots (1)$
- ELS : $G + Q \dots (2)$

❖ **Selon le RPA : Situation accidentelle :**

- $G + Q \pm E \dots (3)$
- $0.8G \pm E \dots (4)$

• **Situation durable et accidentelle :**

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	$f_{c28} (MPa)$	θ	$f_{bu} (MPa)$	γ_s	f_e	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	500	500

Tableau V.I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

II. Ferraillage des poteaux :

II.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

II.2. Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2) :

II.2.1. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1) :

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
 - Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
 - Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.
 - 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 25 cm en zone IIa.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\%bh$	Zone courante $A_{max} = 4\%bh$
(45X45)	16,2	121,5	81
(40X40)	12,8	96	64
(35X35)	9,8	73,5	49
(30X30)	7,2	54	36

Tableau V.II.1 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

b₁, h₁ : les dimensions du Poteau.

he : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure :

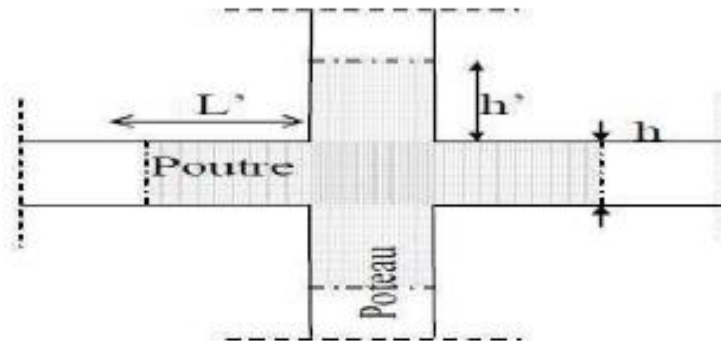


Figure V.II.1 : Schéma des jonctions par recouvrement (zone nodale des poteaux)

Zone	h (m)	$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$
S-SOL (45×45)	3,15	60 cm
RDC (45×45)	4,08	62,16 cm
E-SERVICE (45×45)	3,06	60 cm
ETAGE 1, 2,3 (40×40)	3,06	60 cm
ETAGE 4,5 (35×35)	3,06	60 cm
ETAGE 6, E- ATIQUE (30×30)	3,06	60 cm

Tableau V.II.2 : Délimitation de la zone nodale

II.2.2. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ version 2003) :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

A_t : Section d'armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales **$f_e = 500\text{MPa}$** .

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

- $\rho = 2.50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,7L_0$)

S_t : Espacement des armatures transversales.

- $S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow$ **Zone nodale**
- $S_t \geq \min \left\{ \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \emptyset \right\} \rightarrow$ **Zone courante**

\emptyset : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \% b \times S_t$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8 \% b \times S_t$

$3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limitent du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de (**$10\emptyset$ minimum**).

II.3. Calcul des armatures a L'ELU :

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à L'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u

Avec :

$$N_{max} = 1851,52 \text{ KN} \rightarrow M_{corps} = 0,507 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,507 \times 10^2}{1851,52} = 0,027 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 19,5 \text{ cm}$$

$e_u = 0,027 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = 19,5 \text{ cm} \rightarrow$ Le centre de pression « Cp » se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les aciers,

Donc : c'est une section entièrement comprimée (SEC).

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0,027 + 19,5 = 19,527 \text{ cm}$$

- Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :

$$\text{Moment fictif } (M_f) : M_f = N_u \times g = 1851,52 \times 19,527 \times 10^{-2} = 362,38 \text{ KN.m}$$

$$X = (0,337 h - 0,81 c') \times b \times h \times f_{bc} = 366,2 \text{ KN.m}$$

$$Y = N_u(d - c') - M_f = 359,71 \text{ KN.m}$$

$X > Y \rightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC).

- Moment réduit :

$$\mu_\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{362,38}{0,45 \times 0,42^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,32$$

$$\mu_\mu = 0,32 < \mu_l = 0,372 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow (\text{ASC} = 0)$$

$$\mu_\mu \rightarrow \beta = 0,800$$

- Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{362,38 \times 10^2}{0,800 \times 42 \times 435 \times 10^{-1}} = 24,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 24,79 - \frac{1851,52}{435 \times 10^{-1}} = -17,77 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99) :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s \pm 0,455 \times d}{e_s \pm 0,185 \times d} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,369}{1342,96} \times 10^2 = 0,027 \text{ cm}$$

❖ Pour le calcul de ferrailage on utilise les efforts internes établis par le logiciel ETABS

Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	A _{adoptée}	Choix des armatures
45*45 S-SOL RDC E- SERVICE	SENS X-X	ELU	-1851,52	0,507	0,03	0,42	SEC	0	0	16,2	20,61cm ²	4HA20 + 4HA16
		0,8G+Ey	50,66	1,982	0,03	0,42	SET	0,4	0,61			
		G+Q+Ex	-772,26	67,752	0,03	0,42	SEC	0	0			
	SENS Y-Y	ELU	-1851,52	0,018	0,03	0,42	SEC	0	0			
		0,8G+Ey	50,66	1,733	0,03	0,42	SET	0,42	0,6			
		G+Q+Ey	-938,98	-68,226	0,03	0,42	SEC	0	0			
40*40 ET 1 ET 2 ET 3	SENS X-X	ELU	-1165,04	1,65	0,03	0,37	SEC	0	0	12,8	14,2cm ²	4HA16 + 4HA14
		0,8G+Ey	13,08	6,99	0,03	0,37	SPT	0	0,52			
		G+Q+Ex	-445,63	70,554	0,03	0,37	SEC	0	0			
	SENS Y-Y	ELU	-1165,04	8,319	0,03	0,37	SEC	0	0			
		0,8G+Ey	13,08	29,157	0,03	0,37	SPT	0	1,73			
		G+Q+Ey	-559,54	-66,037	0,03	0,37	SEC	0	0			

35*35 ET 4 ET 5	SENS X-X	ELU	-623,41	-1,19	0,03	0,32	SEC	0	0	9,8	10,68cm²	4HA14 + 4HA12
		0,8G+Ey	-15,35	7,967	0,03	0,32	SPC	0	0,33			
		G+Q+Ex	-254,58	56,833	0,03	0,32	SPC	0	1,18			
	SENS Y-Y	ELU	-623,41	0,881	0,03	0,32	SEC	0	0			
		0,8G+Ey	-15,35	24,538	0,03	0,32	SPC	0	1,4			
		G+Q+Ey	-332,51	-55,191	0,03	0,32	SPC	0,33	0			
30*30 ET 6 ET- ATIQUE	SENS X-X	ELU	-308,54	-1,653	0,03	0,27	SEC	0	0	7,2	9,05cm²	4HA12 + 4HA12
		0,8G+Ey	-11,43	8,919	0,03	0,27	SPC	0	0,54			
		G+Q+Ex	-87,27	-43,541	0,03	0,27	SPC	2,52	0			
	SENS Y-Y	ELU	-308,54	1,658	0,03	0,27	SEC	0	0			
		0,8G+Ey	-11,43	20,088	0,03	0,27	SPC	0	1,4			
		G+Q+Ex	-99,54	-37,623	0,03	0,27	SPC	1,9	0			

Tableau V.II.3 : Ferraillage des poteaux à l'ELU

II.4. Vérification a L'ELU :

1. Les armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi L^{\max} = \frac{1}{3} \times 20 = 6,66$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

ϕL^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi=8\text{mm}$.

On adoptera pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

2. Espacements des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

➤ Selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min[15\phi_l; 50\text{cm}; (a + 10)\text{cm}]$$

$$S_t \leq \min[15 \times 1,2; 50\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}]$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversales

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures transversales des poteaux pour **zone IIa** est calculé à l'aide de la formule suivante :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_{l \min}; 15\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :

$$S'_t \leq 15\phi_{l \min} \rightarrow S'_t \leq 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :

$\phi_{l \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art7, 4.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- Si $3 \leq \lambda g \leq 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes

Avec :

b_1 : diamètre de la section du poteau dans la direction considérée.

λg : L'élancement géométrique du poteau.

L_f : Longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,7L_0$)

poteaux	Hauteur $h_e(m)$	L_f (m)	λg	$A_t^{min}(cm^2)$		A_{adopt} (cm ²)	observation
				Zone courant $s_t = 12 cm$	Zone nodal $s_t = 10 cm$		
45*45	3,15	2.205	4.9	1.755	1,46	4 HA 8 = 2,01	Condition Vérifier
	4,08	2.856	6.35	1,62	1,35		
	3,06	2.142	4.76	1,944	1,62		
40*40	3,06	2.142	5.355	1,44	1,2		
35*35	3,06	2.142	6.12	1,26	1,05		
30*30	3,06	2.142	7.14	1,08	0,9		

Tableau V.II.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

4. longueur d'ancrage (longueur de scellement) Art 6.1.22BAEL 91 :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

- pour les HA12 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 500}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 52,9 \text{ cm}$
- pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\times 500}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 61,7 \text{ cm}$
- pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\times 500}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 70,5 \text{ cm}$
- pour les HA20 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\times 500}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 88,2 \text{ cm}$

5. longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1) :

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est : **L=40Ø**

- pour les HA12 : $l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- pour les HA16 : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- pour les HA14 : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- pour les HA18 : $l_r = 40 \times 1,8 = 80 \text{ cm}$

6. Vérification au cisaillement (Art7.4.3.2RPA 99/version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}$

Il faut que :

$$\tau_{bu} = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Avec :

$$\rho_b = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0,04 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b=h (cm)	λ _g	d (cm)	T _u (kn)	τ _b = $\frac{T_u}{bd}$ (mpa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
45*45	3,15	0,45	4.9	0,42	13,91	0,074	1	Condition Vérifier
	4,08		6.35		28,67	0,152	1,875	Condition Vérifier
	3,06		4.76		22,52	0,120	1	Condition Vérifier
40*40	3,06	0,4	5.355	0,37	23,17	0,157	1,875	Condition Vérifier
35*35	3,06	0,35	6.12	0,32	24,34	0,217	1,875	Condition Vérifier
30*30	3,06	0,3	7.14	0,27	25,21	0,311	1,875	Condition Vérifier

Tableau V.II.5 : Vérification de cisaillement

II.5. Vérification a L'ELS :

1. Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2. Condition de condition non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Niveaux	N (KN)	M (KN.m)	es (cm)	d (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	vérification
S-SOL RDC E-SER	1342,96	0,369	0,027	42	4,50	20,61	CV
	5,98	13,18	220,401	42	1,73		CV
	985,06	39,442	4,004	42	7,32		CV
1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} Etage	844,88	6,146	0,727	37	3,76	14,2	CV
	246,79	7,569	3,067	37	5,21		CV
	539,42	-21,588	-4,002	37	2,75		CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème} Etage	453,74	-0,862	-0,190	32	2,61	10,68	CV
	116,48	7,621	6,543	32	-13,93		CV
	290,51	-21,326	-7,341	32	1,79		CV
6 ^{ème} , E- ATQIUE	224,92	-1,202	-0,534	27	1,81	9,05	CV
	46,01	-0,947	-2,058	27	1,59		CV
	79,35	20,439	25,758	27	0,51		CV

Tableau V.II.6 : Vérification condition de non fragilité

3. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à vérifier que les contraintes maximales supérieures et inférieures dans le béton σ_{bc} dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\tau}_{st}$.

- Pour les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPA}$
- Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ section entièrement comprimé.
- Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimé.

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $s = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s(0,5h - d') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + [(A'_s(0,5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{SUP}} = \frac{N_s}{N} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{N} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $Y_1 = Y_2 + L_C$

Avec :

- Y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- Y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
- L_C : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : Est à déterminer par l'équation suivante : $Y_2^3 + pY_2 + q = 0$

Avec :

$$L_C = \frac{h}{2} - e_s \quad \text{et} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul (Δ) : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \geq 0 \rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad u = t^{\frac{1}{3}} ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\triangleright y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$\triangleright y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$\triangleright y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 + c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Les résultats seront récapitulés sous forme d'un tableau :

Niveaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$\sigma_{bc s}$ (MPa)	$\sigma_{bc i}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{Si} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
S-SOL RDC E-SER	1342,96	0,369	5,93	5,89	15	88,8	88,4	435	CV
	5,98	13,18	1,03	0		11,6	-38		
	985,06	39,442	6,37	2,3		91,4	38,5		
1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} Etage	844,88	6,146	5,25	4,31	15	77,7	65,7	435	CV
	246,79	7,569	1,98	0,82		28,3	13,6		
	539,42	-21,588	1,4	4,7		24,7	66,8		
4^{ème}, 5^{ème} Etage	453,74	-0,862	3,26	3,46	15	49,1	51,6	435	CV
	116,48	7,621	1,74	0		23,9	1,99		
	290,51	-21,326	0	4,63		1,12	63		
6^{ème}, E-ATT	224,92	-1,202	2,03	2,46	15	31	36,3	435	CV
	46,01	-0,947	0,29	0,63		4,81	8,96		
	79,35	20,439	6,38	0		69,3	-142,1		

Tableau V.II.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS

II.6. Conclusion :

Le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	S-SOL, RDC E-SER	45×45	4HA20 + 4HA16	4HA8
Zone II	1ere, 2ème 3ème Etage	40×40	4HA16 + 4HA14	
Zone III	4ème, 5ème Etage	35×35	4HA14 + 4HA12	
Zone IV	6ème, E-ATIQUE	30×30	8HA12	

Tableau V.II.8 : ferrailage final adopté pour les poteaux.

✓ **Schéma de ferrailage des poteaux :**

• **Poteaux 45 × 45 :**

Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,61 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

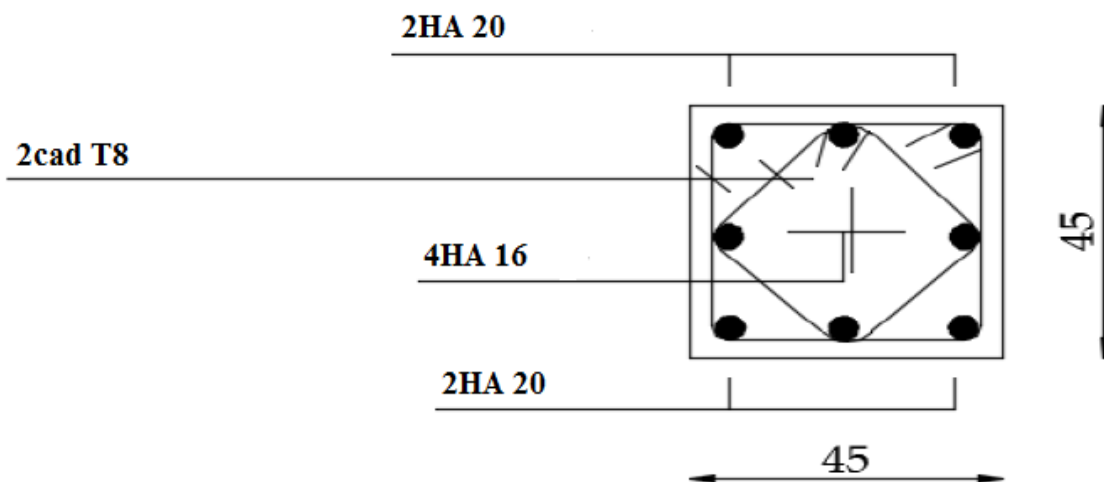


Figure V.II.2 : Schéma de ferrailage des poteaux (45 × 45)

- **Poteaux 40 × 40 :**

Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,2 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

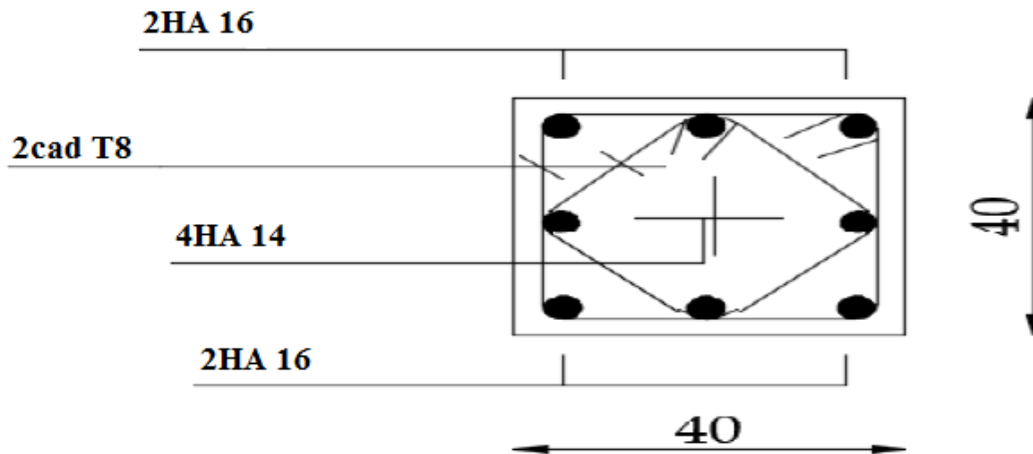


Figure V.II.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40 × 40)

- **Poteaux 35 × 35 :**

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

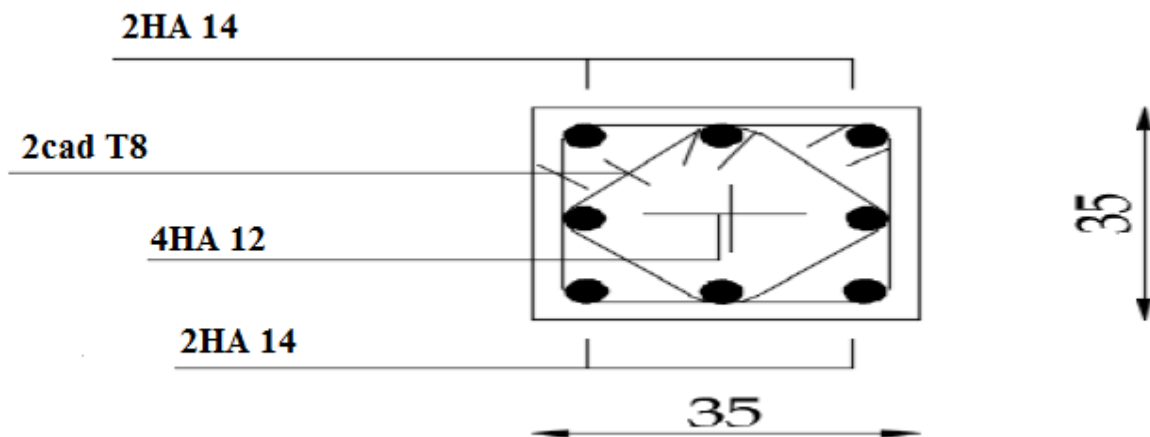


Figure V.II.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (35 × 35)

- **Poteaux 30 × 30 :**

Les armatures longitudinales : $12\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

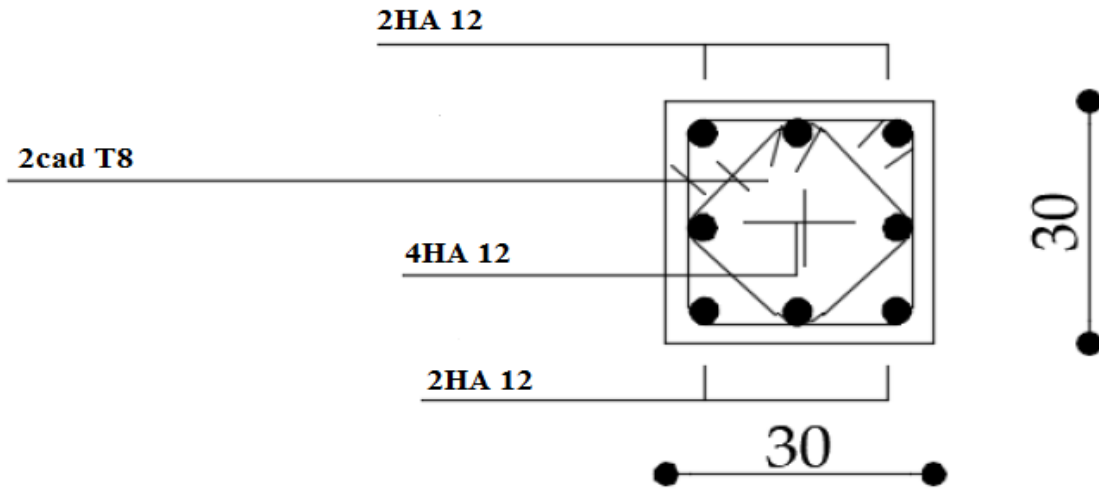


Figure V.II.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (30 × 30)

III. Poutres :

III.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

III.2. Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2)

III.2.1. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4% $b \times h$** en zone courante.
 - **6% $b \times h$** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 \varnothing** en zone **IIa**.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Dimensions des poutres (cm ²)	A minimal 0,5% $b \times h$ (cm ²)	A maximal (cm ²)	
		Zone courants A max = 4% bh (cm ²)	Zone de recouvrement A max = 6% bh (cm ²)
Poutre principale (25×45)	5,625	45	67,5
Poutre secondaire (25×35)	4,375	35	52,5
Poutre de chaînage (25×35)	4,375	35	52,5
Poutre palière (20×30)	3,75	30	45

Tableau V.III.1 : Vérification des recommandations de RPA99 / V2003

III.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
 - $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$
 - $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilise pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.3. Calcul des armatures a L'ELU :

1. Poutres Principales non solidaires aux voiles : (Exemple de calcul)

➤ **Armatures longitudinales :**

• **En travées :**

$M_{tmax} = 63,001 \text{ KN.m}$, Combinaison : ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63,001 \times 10^3}{25 \times 42^2 \times 14,2} = 0,1 < 0,372$$

→ S. S. A ($A_{sc} = 0$)

avec : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu = \rightarrow \beta = 0,947$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{63,001 \times 10^3}{0,947 \times 42 \times 435} = 3,64 \text{ cm}^2$$

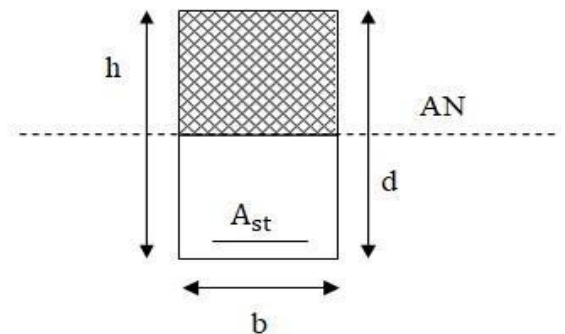
❖ **Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{25 \times 42 \times 2,1}{500} = 1,0143 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :**

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 45 = 5,625 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA 12 (fil) + 1 HA 12 (chap) = 4,52 (cm²)**



Section simplement armée.

- Aux appuis : $M_u = -121,77 \text{ KN.m}$ Combinaison : GQEY

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{121,77 \times 10^3}{25 \times 42^2 \times 21,74} = 0,127 < 0,372 \rightarrow \text{S.S.A } (A_{sc} = 0)$$

$$\text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \rightarrow \beta = 0,9315$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{121,77 \times 10^3}{0,949 \times 42 \times 500} = 6,22 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{25 \times 42 \times 2,1}{500} = 1,0143 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 45 = 5,625 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA 12 (fil) + 3 HA 12 (chap) = 6,79 (cm²)**

Position	$M_{u \max}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	A adopté (cm ²)	ferrailage
En travées	63,001	ELU	0,1	SSA	3,64	2,81	4,52	3HA 12 (fil) + 1HA 12 (chap)
Aux Appuis	-121,77	GQEY	0,9315		6,22		6,79	3HA 12 (fil) + 3HA 12 (chap)

Tableau V.III.2 : Ferrailage des poutres principales non solidaire aux voiles

2. Poutres Principales solidaires aux voiles :

Position	$M_{u \max}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	A adopté (cm ²)	ferrailage
En travées	15,96	0,8GQEY	0,016	SSA	0,77	2,81	3,39	3HA 12 (fil)
Aux Appuis	-108.056	GQEY	0,012		5,48		5,65	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)

Tableau V.III.3 : Ferrailage des poutres principales solidaire aux voiles

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,3 ; 1,2 ; 2,5)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales :**

- **Zone nodale :** $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2\right) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA 8 = 2,01 cm²**

3. Poutres secondaires non solidaires aux voiles :

➤ **Armatures longitudinales :**

Position	$M_{u \text{ max}}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A adopté (cm ²)	Ferrailage
En travées	12,96	ELU	0,020	SSA	0,95	2,19	3,39	3HA 12 (fil)
Aux Appuis	-75,96	GQEX	0,136		5,14		5,65	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)

Tableau V.III.4 : Ferrailage des poutres secondaires non solidaire aux voiles

4. Poutres secondaires solidaires aux voiles :

➤ **Armatures longitudinales :**

Position	$M_{u \text{ max}}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A adopté (cm ²)	ferrailage
En travées	12,861	GQEX	0,0134	SSA	0,83	2,19	4,62	3HA 14 (fil)
Aux Appuis	-99.75	GQEX	0,180		7,09		8,01	3HA 14 (fil) + 3HA 12 (chap)

Tableau V.III.5 : Ferrailage des poutres secondaires solidaire aux voiles

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,4; 2,5)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales :**

- **Zone nodale :** $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(8,75 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 17,5 \times 25 = 1,31 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

5. Poutres de chainages non solidaires aux voiles :

➤ **Armatures longitudinales :**

Position	$M_{u \text{ max}}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm^2)	$A_{\text{min RPA}}$ (cm^2)	A adopté (cm^2)	ferrailage
En travées	13,156	ELU	0,036	SSA	0,89	2,19	3,39	3HA 12 (fil)
Aux appuis	-18,455	ELU	0,050		1,39		3,39	3HA 12 (fil)

Tableau V.III.6 : Ferrailage des poutres de chainage non solidaire aux voiles

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 2,5)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales :**

- **Zone nodale :** $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(8,75 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

6. Poutres de chainages solidaires aux voiles :

➤ Armatures longitudinales :

Position	$M_{u\ max}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A adopté (cm^2)	ferrailage
En travées	-13,134	GQEY	0,036	SSA	0,84	2,19	3,39	3HA 12 (fil)
Aux Appuis	-40,22	GQEY	0,072		2,66		3,39	3HA 12 (fil)

Tableau V.III.7 : Ferrailage des poutres de chainage solidaire aux voiles

➤ Armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1, 2; 2, 5)$$

Soit : $\phi_t = 8\ mm$

• Espacement des armatures transversales :

▪ Zone nodale: $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = (8,75\ cm; 14,4\ cm) = 7\ cm$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525\ cm^2$$

▪ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 15\ cm$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\ cm^2$$

Soit : 4HA 8 = 2,01 cm

7. Poutre palière :

➤ Armatures longitudinales :

Position	$M_{u\ max}$ (KN.m)	Comb	μ	Type de section	A calculée (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A adopté (cm^2)	ferrailage
En travées	34,405	ELU	0,166	SSA	3,31	1,5	5,65	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)
Aux appuis	-59,48	GQEX	0,187		5,06		5,65	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)

Tableau V.III.8 : Ferrailage poutre palière

➤ Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,86; 1,2; 2,5)$$

Soit : $\phi_t = 0,8 \text{ mm}$

- Espacement des armatures transversales :

▪ Zone nodale: $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = (7,5 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) = 7 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

▪ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8 = 2,01 cm²

III.4. Vérification à L'ELU :

1. Vérification de la rupture par cisaillement : (BAEL 91/99. Art A.5.1.211)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant maximale à L'ELU.

Eléments		Effort Tranchant T (KN)	Contrainte de Cisaillement τ_u (MPa)	Contrainte Admissible $\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	120,19	1,145	3,33	CV
	solidaire aux voiles	34,35	0,33	3,33	CV
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	43,96	0,55	3,33	CV
	solidaire aux voiles	50,12	0,63	3,33	CV
Poutre de chaînage (25×35)	non solidaires aux voiles	20,69	0,259	3,33	CV
	solidaires aux voiles	23,77	0,297	3,33	CV
Poutre palière (20×30)	Poutres Palières	121,3	1,8	3,33	CV

Tableau V.III.9 : Vérification de la rupture par cisaillement

2. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum_{ui}} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

ψ_s : 1,5 Pour les aciers HA.

$\sum_{ui} = n \times \pi \times \varphi$: Périmètre utile des barres.

Calcul de la contrainte admissible : $\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Eléments		Effort Tranchant T (KN)	A (cm ²)	\sum_{ui} (cm)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	120,19	6,79	22,608	1,4	3,15	CV
	solidaire aux voiles	34,35	5,65	18,84	0,48		CV
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	43,96	5,65	18,84	0,81		CV
	solidaire aux voiles	50,12	8,01	24,492	0,71		CV
Poutre de chaînage (25×35)	non solidaires aux voiles	20,69	3,39	11,304	0,46		CV
	solidaires aux voiles	23,77	3,39	11,304	0,73		CV
Poutre palière (20×30)	Poutres Palières	121,3	5,65	18,84	2,64		CV

Tableau V.III.10 : Vérification de l'adhérence des barres

3. Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) (Art A.6.1, 221 BAEL91/99) :

On définit la longueur de scellement droit L_S comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit :

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \psi^2 = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour ϕ 12 : $L_S = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 52,9 \rightarrow$ on opte : $L_S = 55 \text{ cm}$
- Pour ϕ 14 : $L_S = \frac{1,4 \times 500}{4 \times 2,835} = 61,7 \rightarrow$ on opte : $L_S = 65 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_C » est au moins égale

$$0,4 l_s \text{ pour les aciers HA : } L_C = 0,4 \times L_S$$

- Pour ϕ 12 $\rightarrow 0,4 \times 55 \rightarrow L_C = 22 \text{ cm}$
- Pour ϕ 14 $\rightarrow 0,4 \times 60 \rightarrow L_C = 26 \text{ cm}$

4. Influence de l'effort tranchant aux appuis : (Art A.5.1.32 /BAEL99)

$$T_u^{max} \leq \overline{T_u^{max}} = 0,4 \frac{a \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9 \times d$$

Eléments		T_u^{max} (KN)	$\overline{T_u^{max}}$ (KN)	Observation
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	120,19	630	CV
	solidaire aux voiles	34,35	630	CV
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	43,96	480	CV
	solidaire aux voiles	50,12	480	CV
Poutre de chaînage (25×35)	non solidaires aux voiles	20,69	480	CV
	solidaires aux voiles	23,77	480	CV
Poutre palière (20×30)	Poutres Palières	121,3	405	CV

Tableau V.III.11 : Influence de l'effort tranchant aux appuis

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] > 0$$

$$D'où: A_s \geq \frac{1}{\sigma_{st}} \left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

Eléments		T_u (KN)	Moment (KN.m)	A_s (cm ²)	$(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	120,19	113,74	6.79	-4.156	CV
	solidaire aux voiles	34,35	24,185	5.65	-0.681	CV
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	43,96	39,231	5.65	-2.122	CV
	solidaire aux voiles	50,12	57,78	8.01	-3.462	CV
Poutre de chaînage (25×35)	non solidaires aux voiles	20,69	13.606	3.39	-0.611	CV
	solidaires aux voiles	23,77	31,89	3.39	-2.00	CV
Poutre palière (20×30)	Poutres Palières	121,3	54,747	5.65	-2.392	CV

Tableau V.III.12 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures

III.5. Vérification à L'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

2. Etat limite de compression du béton :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Section d'armatures adoptées a l'ELU.

K_1 et β_1 : sont terres des tableaux annexées ELS du BAEL. 91 en fonction de ρ_1 .

Eléments		Position	$M_{S \max}$ (kn.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	Travées	45.722	4,52	0,430	0,9	35	267,6	7,64	15	CV
		Appuis	-85,9	6,79	0,646	0,882	27,37	-341,5	-12,47	15	
	solidaire aux voiles	Travées	6.223	3,39	0,324	0,911	41,18	47,97	1,16	15	CV
		Appuis	-17,618	5,65	0,538	0,89	30,45	-83,41	-2,73	15	
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	Travées	-0,932	3,39	0,424	0,901	35,5	-9,53	-0,27	15	CV
		Appuis	-34,786	5,65	0,706	0,878	25,98	-219,13	-8,43	15	
	solidaire aux voiles	Travées	4,667	4,62	0,577	0,887	29,25	35,59	1,22	15	CV
		Appuis	-46,423	8,01	1	0,860	20,71	-210,59	-10,16	15	
Poutre de chaînage (25×35)	non solidaires aux voiles	Travées	9,587	3,39	0,424	0,901	35,5	98,086	2,76	15	CV
		Appuis	-13,453	3,39	0,424	0,901	35,5	-137,64	-3,87	15	
	solidaires aux voiles	Travées	-7,254	3,39	0,424	0,901	35,5	-74,22	-2,09	15	CV
		Appuis	-22,934	3,39	0,424	0,901	35,5	-234,64	-6,60	15	
Poutre palière (20×30)	Poutres Palières	Travées	25,477	5,65	1,046	0,858	20,21	194,64	9,63	15	CV
		Appuis	-42,596	5,65	1,046	0,858	20,21	-325,43	-16,10	15	

Tableau V.III.13 : Vérification des contraintes à ELS

3. Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 / modifié99) :

Les règles du BAEL précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associées au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L_{max}}{500}$$

Eléments		Longueur (m)	Flèche Etabs (m)	Flèche admissible (L/500)	Observation
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	5,35	0,001	1.07×10^{-2}	CV
	solidaire aux voiles	2,575	$2,36 \times 10^{-5}$	$5,15 \times 10^{-3}$	CV
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	3,5	$5,63 \times 10^{-4}$	7×10^{-3}	CV
	solidaire aux voiles	2.4	$-1,92 \times 10^{-4}$	$4,8 \times 10^{-3}$	CV
Poutre de chaînage (25×35)	non solidaires aux voiles	3.65	$4,7 \times 10^{-4}$	7.3×10^{-3}	CV
	solidaires aux voiles	1.95	-1.003×10^{-4}	3.9×10^{-3}	CV
Poutre palière (20×30)	non solidaires aux voiles	2.90	$9,86 \times 10^{-4}$	$5,8 \times 10^{-3}$	CV

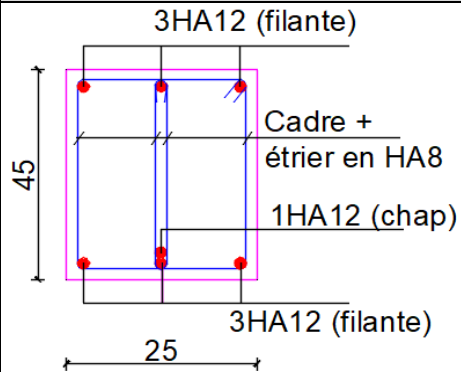
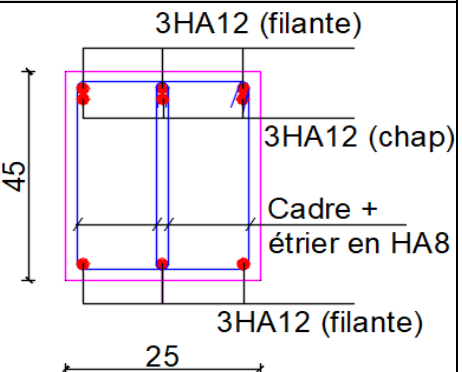
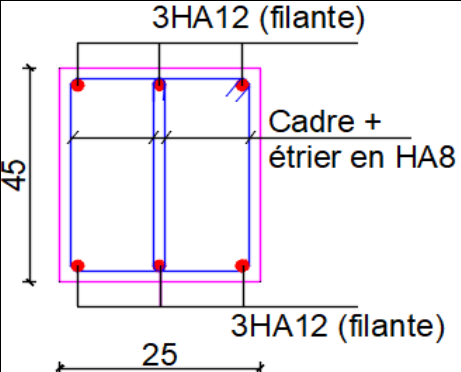
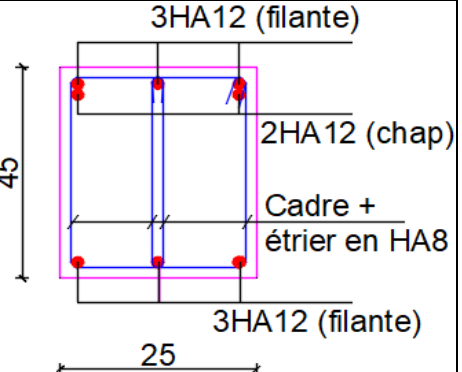
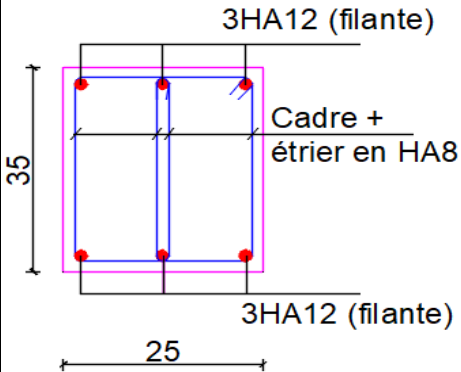
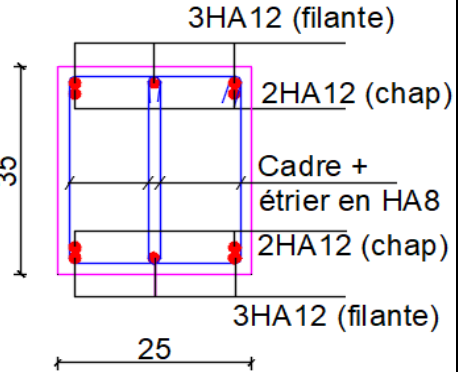
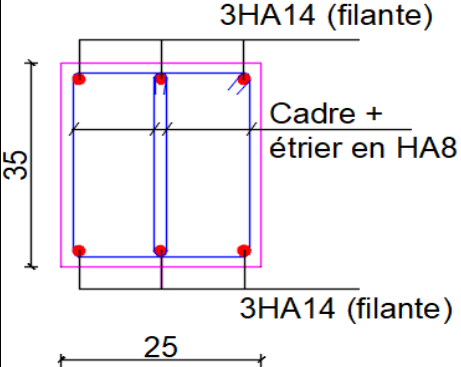
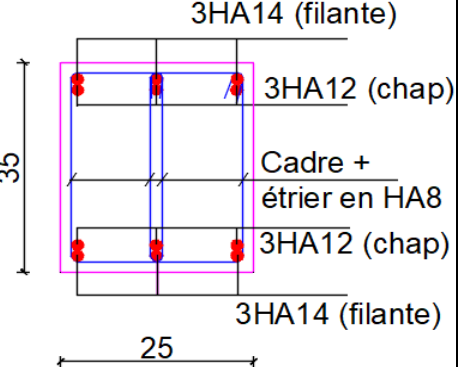
Tableau V.III.14 : Vérification de la flèche .

Conclusion :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Eléments		Armatures longitudinales		Armatures transversales	
		En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	3HA 12 (fil) + 1HA 12 (chap)	3HA 12 (fil) + 3HA 12 (chap)	Cadre + étrier (HA8)	Cadre + étrier (HA8)
	solidaire aux voiles	3HA 12 (fil)	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)		
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	3HA 12 (fil)	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)		
	solidaire aux voiles	3HA 14 (fil)	3HA 14 (fil) + 3HA 12 (chap)		
Poutre de chainage (25×35)	non solidaire aux voiles	3HA 12 (fil)	3HA 12 (fil)		
	Solidaire aux voiles	3HA 12 (fil)	3HA 12 (fil)		
Poutre palière (20×30)	non solidaire aux voiles	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)	3HA 12 (fil) + 2HA 12 (chap)		

Tableau V.III.15 : Récapitulatifs des ferrailages des poutres

Eléments		En travée	Aux appuis
Poutre principale (25×45)	non solidaire aux voiles	<p>3HA12 (filante)</p>  <p>45</p> <p>25</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>1HA12 (chap)</p> <p>3HA12 (filante)</p>	<p>3HA12 (filante)</p>  <p>45</p> <p>25</p> <p>3HA12 (chap)</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>3HA12 (filante)</p>
	solidaire aux voiles	<p>3HA12 (filante)</p>  <p>45</p> <p>25</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>3HA12 (filante)</p>	<p>3HA12 (filante)</p>  <p>45</p> <p>25</p> <p>2HA12 (chap)</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>3HA12 (filante)</p>
Poutre secondaire (25×35)	non solidaire aux voiles	<p>3HA12 (filante)</p>  <p>35</p> <p>25</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>3HA12 (filante)</p>	<p>3HA12 (filante)</p>  <p>35</p> <p>25</p> <p>2HA12 (chap)</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>2HA12 (chap)</p> <p>3HA12 (filante)</p>
	solidaire aux voiles	<p>3HA14 (filante)</p>  <p>35</p> <p>25</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>3HA14 (filante)</p>	<p>3HA14 (filante)</p>  <p>35</p> <p>25</p> <p>3HA12 (chap)</p> <p>Cadre + étrier en HA8</p> <p>3HA12 (chap)</p> <p>3HA14 (filante)</p>

<p>Poutre de chaînage (25×35)</p>	<p>non solidaires aux voiles</p>		
	<p>solidaires aux voiles</p>		
<p>Poutre palière (20×30)</p>	<p>Poutres Palières</p>		

Tableau V.III.16 : Schémas de ferrailage des poutres.

IV. Les voiles de contreventement :

IV.1. Introduction :

Les voiles de contreventement seront calculées en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), et sous l'action des sollicitations horizontales dues aux charges sismique (**E**)

A l'aide de logiciel ETABS on doit extraire les efforts internes correspond aux voiles :

- Effort normal maximal et moment correspondant
 - Effort normal minimal et le moment correspondant
 - Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant
- **Les combinaisons des charges de calcul :**
 - L'ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - L'ELS : $G + Q$
 - $G + Q \pm E$: RPA99 / Version 2003.
 - $0,8G \pm E$: RPA99 / Version 2003.
 - **Zones de ferrailage des voiles :**
 - **ZONE I** : sous-sol / RDC / E-SERVICE
 - **ZONE II** : ET 1 / ET 2 / ET 3
 - **ZONE III** : ET 4 / ET 5 / ET 6 / E-ATTIQUE
 - Les voiles seront calculés par la méthode de la RDM (calculs des contraintes) à partir des sollicitations les plus défavorables, on utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie de la section

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour la bande verticale tendue de largeur « **Lt** » :

Avec : Lt : longueur de la zone tendue.

- En fonction des contraintes trois type de section peut se présenté :
 - Section partiellement comprimé (SPC)
 - Section entièrement comprimé (SEC)
 - Section entièrement tendue (SET)

• **Cas de section partiellement comprimé :**

Longueur de la zone tendue : $L_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} L$

$$N_i = \frac{\sigma_t}{2} \times L_t \times e$$

➤ **Armatures verticales :**

– La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

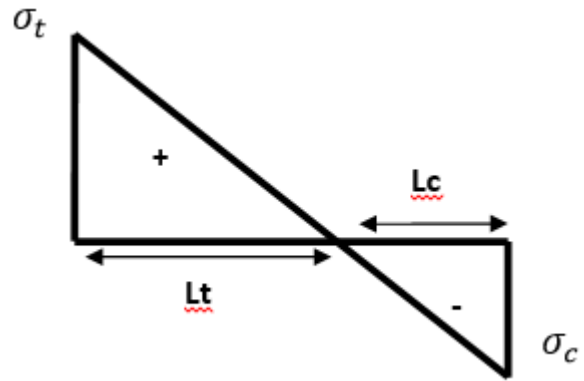


Figure V.IV.1 : Diagramme des contraintes d'une SPC

➤ **Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)**

– Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les **aciers de couture** dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Avec V : effort tranchant $V = 1.4 \times V$ etabs

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

➤ **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 (**Art 7.7.4.3 du RPA99/ 2003**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface

➤ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Cas de section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times Lt \times e$$

e : épaisseur du voile

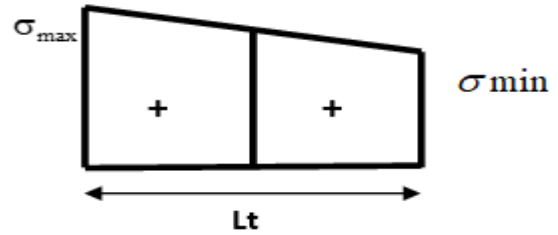


Figure V.IV.2 : Diagramme des contraintes d'une SET

Les sections d'armatures d'une section entièrement tendue est égale à :

- **Armatures verticales :**

- La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL91/99 .Art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section minimal du RPA99/ V2003. Art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

- ❖ **Règles communes : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures **verticales** et **horizontales** des trumeaux, est donné comme suit :
 - . Globalement dans la section du voile **0,15 %**
 - . En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

IV.2. Calcul des contraintes :

- ✓ **Voiles longitudinales :**

- . **Voile longitudinale VL1 : - Longueur : 3.65 m - Epaisseur : 0,25 m**
-Surface : 0.9125 m² - V = 1.825 m

VL1	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa)	Section
ZONE I	GQEY MIN	-2671.23	-444.701	1.0130651	-3.728488	-2.126263	SEC
	08GMEY MAX	473.23	366.206	1.0130651	1.178315	-0.141099	SPC
	GQEX MAX	-698.05	3377.267	1.0130651	5.3190376	-6.84901	SPC

Tableau V.IV.1 : Récapitulatif des contraintes de VL1

. Voile longitudinale VL2 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m
 -Surface : 0.875 m² - V = 1.75 m

VL2	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE I	GQEY MIN	-2520.29	-679.049	0.8932292	-4.210713	-1.54995	SEC
	08GEY MAX	425.65	377.199	0.8932292	1.2254593	-0.252545	SPC
	GQEX MIN	-1806.67	-2936.267	0.8932292	-7.817452	3.6879207	SPC

Tableau V.IV.2 : Récapitulatif des contraintes de VL2

. Voile longitudinale VL 1/1 1/2 2/1 2/2 : - Longueur : 1.10 m - Epaisseur : 0,25 m
 -Surface : 0.275 m² - V = 0.55 m

VL trumeaux	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE II	GQEX MIN	-783.38	-53.915	0.0277292	-3.918043	-1.779266	SEC
	08GEX MAX	182.05	58.572	0.0277292	1.8237587	-0.499759	SPC
	GQEY MIN	-735.38	-104.956	0.0277292	-4.755881	-0.592337	SEC
ZONE III	GQEY MIN	-381.92	-32.15	0.0277292	-2.026486	-0.751114	SEC
	08GEY MAX	65.31	55.557	0.0277292	1.3394479	-0.864466	SPC
	GQEY MIN	-360.69	-60.918	0.0277292	-2.519891	-0.103309	SEC

Tableau V.IV.3 : Récapitulatif des contraintes de VL Trumeaux

.Voile longitudinale VL 3.6.7 : - Longueur : 2.4 m - Epaisseur : 0,25 m
 -Surface : 0.6 m² - V = 1.2 m

VL 3.6.7	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE I	ELU	-3510.04	-2.921	0.288	-5.862238	-5.837896	SEC
	08GEX MAX	-1224.14	330.604	0.288	-0.662717	-3.41775	SEC
	GQEX MAX	-2277.21	1346.185	0.288	1.8137542	-9.404454	SPC
ZONE II	ELU	-2497.48	16.115	0.288	-4.095321	-4.229613	SEC
	08GEY MAX	-782.38	83.374	0.288	-0.956575	-1.651358	SEC
	GQEX MAX	-1790.37	568.511	0.288	-0.615154	-5.352746	SEC
ZONE III	ELU	-1462.27	9.101	0.288	-2.399196	-2.475038	SEC
	08GEY MAX	-129.57	22.766	0.288	-0.121092	-0.310808	SEC
	GQEX MAX	-962.61	311.292	0.288	-0.3073	-2.9014	SEC

Tableau V.IV.4 : Récapitulatif des contraintes de VL3.6.7

. Voile longitudinale VL4 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m
 -Surface : 0.875 m² - V = 1.75 m

VL 4	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE I	GQEY MIN	-3638.1	-52.808	0.8932292	-4.261289	-4.054368	SEC
	08GEY MAX	-122.21	285.166	0.8932292	0.419024	-0.698361	SPC
	GQEX MAX	-1801.83	2602.124	0.8932292	3.0388046	-7.157273	SPC
ZONE II	GQEY MIN	-2397.92	-155.913	0.8932292	-3.045942	-2.435018	SEC
	08GEY MAX	-504.93	170.246	0.8932292	-0.24352	-0.910606	SEC
	08GEX MAX	-863.83	1314.792	0.8932292	1.5886847	-3.563153	SPC
ZONE III	ELU	-1457.16	-20.587	0.8932292	-1.705659	-1.624992	SEC
	08GEY MAX	-93.47	61.278	0.8932292	0.013232	-0.226878	SPC
	GQEX MAX	-878	605.372	0.8932292	0.1826064	-2.189464	SPC

Tableau V.IV.5 : Récapitulatif des contraintes de VL4

. Voile longitudinale VL5 : - Longueur : 1.7 m - Epaisseur : 0,25 m
 -Surface : 0.425 m² - V = 0.85 m

VL 5	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE I	GQEY MIN	-2083.7	-62.705	0.10235	-5.4235	-4.382	SEC
	08GEY MAX	368.2	60.214	0.10235	1.3664	0.36631	SET
	GQEX MIN	-1613.2	-535.96	0.10235	-8.2466	0.65516	SPC
ZONE II	GQEY MIN	-1359.3	-157.77	0.10235	-4.5086	-1.8881	SEC
	08GEY MAX	-47.08	149.256	0.10235	1.12872	-1.3503	SPC
	GQEX MAX	-540.53	202.708	0.10235	0.41155	-2.9552	SPC
ZONE III	GQEY MIN	-719.35	-85.005	0.10235	-2.3985	-0.9867	SEC
	08GEY MAX	-11.95	38.142	0.10235	0.28863	-0.3449	SPC
	GQEY MAX	-297.31	88.388	0.10235	0.03447	-1.4336	SPC

Tableau V.IV.6 : Récapitulatif des contraintes de VL5

✓ Voiles transversales :

. Voile transversale VT 1.2.4.5 : - Longueur : 2.8 m - Epaisseur : 0,25 m

-Surface : 0.7 m² - V = 1.4 m

VT.1.2.4.5	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE I	GQEY MIN	-2462.04	-2378.7	0.45733	-10.799	3.764522	SPC
	08GEY MAX	70.75	827.614	0.45733	2.63458	-2.43244	SPC
	GQEY MIN	-1795.64	-2630	0.45733	-10.616	5.485921	SPC
ZONE II	GQEY MIN	-1877.34	-835.81	0.45733	-5.2405	-0.12333	SEC
	08GEY MAX	-15.77	324.775	0.45733	0.97168	-1.01674	SPC
	08GEY MIN	-1416.92	-898.03	0.45733	-4.7732	0.724885	SPC
ZONE II	ELU	-1019.52	-62.769	0.45733	-1.6486	-1.26431	SEC
	08GEX MAX	-30.36	181.601	0.45733	0.51255	-0.59929	SPC
	GQEY MAX	-164.97	578.27	0.45733	1.53454	-2.00589	SPC

Tableau V.IV.7 : Récapitulatif des contraintes de VT1.2.4.5

. Voile transversale VT 3: - Longueur : 2.05 m - Epaisseur : 0,25 m

-Surface : 0.5125 m² - V = 1.025 m

VT.3	Combo	N (Kn)	M (kN.m)	I (m ⁴)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Section
ZONE I	ELU	-1997.12	-17.829	0.1794818	-3.998639	-3.795	SEC
	08GMEY MAX	-577.11	307.467	0.1794818	0.6298408	-2.881977	SPC
	GQEY MAX	-1199.42	939.947	0.1794818	3.0275988	-7.708262	SPC
ZONE II	ELU	-1464.25	84.243	0.1794818	-2.375971	-3.338175	SEC
	08GEY MAX	-460	254.959	0.1794818	0.5584809	-2.353603	SPC
	GQEY MAX	-932.78	690.489	0.1794818	2.1232457	-5.763363	SPC
ZONE III	ELU	-888.68	77.654	0.1794818	-1.290537	-2.177483	SEC
	GQEX MAX	8.69	20.625	0.1794818	0.1347431	-0.100831	SPC
	GQEY MAX	-139.44	317.644	0.1794818	1.5419507	-2.086107	SPC

Tableau V.IV.8 : Récapitulatif des contraintes de VT3

IV.3. Ferraillage des voiles :

– Exemple de calcul :

✓ Cas d'une section partiellement comprimée :

. VT 3 Longueur de voile : $L = 2.05$ m (RDC $h_e = 3.88$ m)

$$\sigma_t = 3.027 \text{ MPa} \quad \sigma_c = -7.708 \text{ MPa}$$

$$\text{Longueur de la zone tendue : } L_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} L = \frac{3.027}{3.027 + 7.708} \times 2.05 = 0,58 \text{ m}$$

➤ Armatures verticales :

– Calcul de l'effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_t}{2} \times L_t \times e = \frac{3.027 \times 10^3}{2} \times 0,58 \times 0,25 = 219,46 \text{ KN}$$

– Calcul de la section d'armature nécessaire :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{219.46}{500 \times 10^{-1}} = 4,39 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)

$$V \text{ etabs} = 300.27 \text{ KN} \quad V = 1.4 \times V \text{ etabs} = 1.4 \times 300.27 = 420.38 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}; \quad A_{vj} = 1,1 \times \frac{420.38}{500 \times 10^{-1}} = 9.25 \text{ cm}^2$$

– Armature de couture pour la zone tendue (pour $L_t = 0,58$ m) : $A_{vj} = 9.25 \text{ cm}^2$

– Section d'armature total : $A_{st} = A_{v1} + A_{vj} = 4.39 + 9.25 = 13.64 \text{ cm}^2$

– $A_{min} \text{ RPA} = 0,002 \times L_t \times e = 0,002 \times 58 \times 25 = 2.9 \text{ cm}^2$

– $A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{58 \times 25 \times 2,1}{500} = 6.09 \text{ cm}^2$

– Section d'armature par nappe : $\frac{A_{st}}{2} = \frac{13.64}{2} = 6,82 \text{ cm}^2$

– Choix de ferraillage : (2HA14 + 4HA12) = 7.6 cm^2 esp=10cm

➤ Armature horizontaux :

$$A_H = \frac{A_v}{4} \quad A_H = \frac{13.64}{4} = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0,15\% \times L_t \times e = 0,0015 \times 58 \times 25 = 2.175 \text{ cm}^2$$

BEAL 91/modifier 99

RPA99/ V2003

– Choix de ferraillage : 7 HA 10 = 5.50 cm^2 espacées de 15 cm

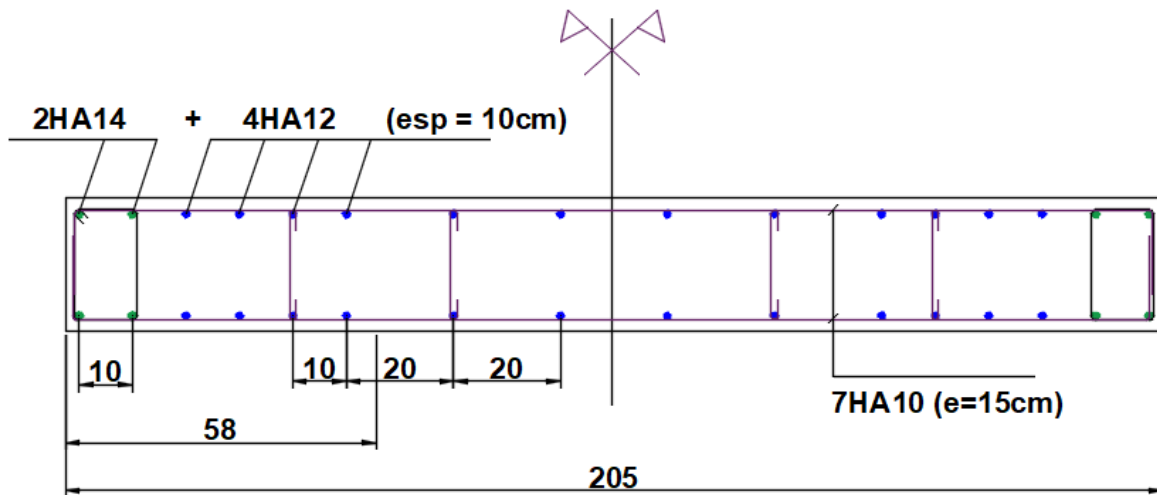


Figure V.IV.3 : Schéma de ferrailage VT3 ZONE I

✓ Cas de section entièrement tendue :

. Voile longitudinale VL5 : - Longueur : 1.70 m (S-Sol $h_e = 2.95\text{m}$)

$$\sigma_{max} = 1.3664 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 0.36631 \text{ MPa}$$

Longueur de la zone tendue : $L_t = L = 1.70 \text{ m}$

➤ Armatures verticales :

- Calcul de l'effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L_t \times e = \frac{(1.3664 + 0.3663) \times 10^3}{2} \times 1.7 \times 0.25 = 368.198 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature nécessaire :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{368.2}{50 \times 10^{-1}} = 7.36 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)

$$V \text{ etabs} = 190.70 \text{ KN} \quad V = 1.4 \times V \text{ etabs} = 1.4 \times 190.70 = 266.98 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{266.98}{500 \times 10^{-1}} = 5.87 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature total : $A_{st1} = A_{v1} + A_{vj} = 7.36 + 5.87 = 13.23 \text{ cm}^2$

$$A_{min \text{ RPA}} = 0,002 \times L_t \times e = 0,002 \times 170 \times 25 = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{170 \times 25 \times 2,1}{500} = 17,85 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature par nappe : $\frac{A_{st}}{2} = \frac{17.85}{2} = 8.93 \text{ cm}^2$

– Choix de ferraillage :

$$4\text{HA14 espacées de } 10 \text{ cm} + 6\text{HA12 espacées de } 16 \text{ cm} = 12.95\text{cm}^2$$

➤ Armature horizontaux :

$$A_H = \frac{A_v}{4} ; A_H = \frac{12.95}{4} = 3.24 \text{ cm}^2$$

BEAL 91/modifier 99

$$A_H = 0,15\% \times L_t \times e = 0,0015 \times 170 \times 25 = 6.38 \text{ cm}^2$$

RPA99/ V2003

– Choix de ferraillage : 9 HA 10 = 7.07 cm² espacées de 10 cm

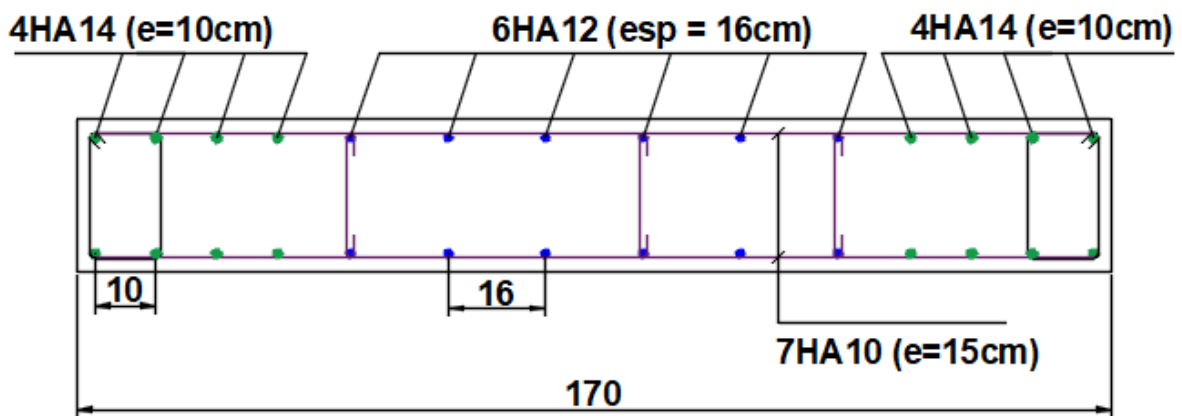


Figure V.IV.4 : Schéma de ferraillage VL5 ZONE I

- Voile longitudinale VL1 : - Longueur : 3.65 m - Epaisseur : 0,25 m

VL1	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferraillage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SPC	3.26	480.114	9.6	9.88	19.48	16.298	34.226	17.11	4.278	6.112	16 HA 12 Esp 10 cm	18.10	10 HA 10 Esp 10 cm	7.86
	SPC	1.59	1060.84	21.22	9.88	31.10	7.977	16.753	15.55	3.887	2.99				

Tableau V.IV.9 : Récapitulatif des ferraillages de VL1

- Voile longitudinale VL2 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m

VL2	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferraillage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SPC	2.90	444.529	8.9	9.39	18.298	14.51	30.47	15.23	3.81	5.44	11 HA 12 Esp 10 cm	12.44	10 HA 10 Esp 10 cm	7.86
	SPC	1.12	517.178	10.34	9.39	19.738	5.61	11.78	9.87	2.47	2.10				

Tableau V.IV.10 : Récapitulatif des ferraillages de VL2

- Voile longitudinale VL 1/1 1/2 2/1 2/2 : - Longueur : 1.10 m - Epaisseur : 0,25 m

VL TRUM	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferraillage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE II	SPC	0.86	196.83	3.94	1.37	5.31	4.32	9.06	4.53	1.13	1.62	9 HA 10 Esp 10 cm	7.07	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
ZONE III	SPC	0.67	111.93	2.24	0.88	3.12	3.34	7.02	3.51	0.88	1.25	7 HA 10 Esp 10 cm	5.50	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93

Tableau V.IV.11 : Récapitulatif des ferraillages de VL 1/1 1/2 2/1 2/2

- Voile longitudinale VL 3.6.7 : - Longueur : 2.4 m - Epaisseur : 0,25 m

VL 3.6.7	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferraillage adopté pour la section tendue du voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SPC	0.39	87.97	1.76	11.06	12.82	1.94	4.074	6.41	1.60	0.73	2HA16+2HA14 Esp 10 cm	7.10	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50
ZONE II	SEC	0	0	0	3.77	3.77	12	25.2	12.6	3.15	4.5	8HA12 Esp 10 11HA10 Esp 14.5	17.69	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50
ZONE III	SEC	0	0	0	2.67	2.67	12	25.2	12.6	3.15	4.5	8HA10 Esp 10 11HA10 Esp 14.5	14.92	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50

Tableau V.IV.12 : Récapitulatif des ferraillages de VL 3.6.7

- Voile longitudinale VL4 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m

VL 4	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferraillage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SPC	1.31	68.747	1.38	15.26	16.64	6.56	13.78	8.32	2.08	2.46	11 HA 12 Esp 10 cm	12.44	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50
	SPC	1.04	396.233	7.92	15.26	23.18	5.21	10.95	11.59	2.90	1.95				
ZONE II	SPC	1.08	214.334	4.28	7.12	11.40	5.39	11.33	5.70	1.42	2.02	11 HA 10 Esp 10 cm	8.64	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
ZONE III	SPC	0.27	6.15	0.12	4.26	4.38	1.35	2.83	2.19	0.55	0.50	3 HA 10 Esp 10 cm	2.36	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93

Tableau V.IV.13 : Récapitulatif des ferrailages de VL 4

- Voile longitudinale VL5 : - Longueur : 1.7 m - Epaisseur : 0,25 m

VL 5	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferraillage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SET	1.7	368.2	7.36	5.87	13.28	8.5	17.85	8.93	2.23	3.19	2 HA 14 Esp 10 cm	3.08	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50
	SPC	0.13	10.246	0.2	5.87	6.07	0.63	1.31	3.03	0.76	0.23				
ZONE II	SPC	0.77	109.21	2.18	2.28	4.46	3.87	8.13	4.06	1.02	1.45	2 HA 12 Esp 10 cm	2.26	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
	SPC	0.21	10.69	0.22	2.28	2.50	1.04	2.18	1.25	0.31	0.39				
ZONE III	SPC	0.77	27.945	0.56	1.78	2.34	3.87	8.13	4.06	1.02	1.45	2 HA 12 Esp 10 cm	2.26	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
	SPC	0.04	0.172	0.01	1.78	1.79	0.20	0.42	0.89	0.22	0.07				

Tableau V.IV.14 : Récapitulatif des ferrailages de VL 5

- Voile transversale VT 1.2.4.5 : - Longueur : 2.8 m - Epaisseur : 0,25 m

VT. 1.2.4.5	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferrailage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SPC	1.46	479.44	9.58	10.25	19.83	7.28	15.29	9.91	2.48	2.73	5HA14 + 5HA12 Esp 10 cm	13.35	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50
	SPC	0.95	654.15	13.08	10.25	23.33	4.77	10.02	11.66	2.92	1.79				
ZONE II	SPC	1.37	166.19	3.32	7.317	10.64	6.84	14.37	7.18	1.79	2.56	4HA12 Esp 10 cm	4.52	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
	SPC	0.37	33.45	0.66	7.317	7.977	1.85	3.88	3.99	0.99	0.69				
ZONE III	SPC	1.29	82.70	1.66	5.243	6.903	6.45	13.55	6.78	1.69	2.42	10 HA 10 Esp 10 cm	7.90	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
	SPC	1.21	232.79	4.66	5.243	9.903	6.07	12.74	6.37	1.59	2.27				

Tableau V.IV.15 : Récapitulatif des ferrailages de VT 1.2.4.5

- Voile transversale VT 3: - Longueur : 2.05 m - Epaisseur : 0,25 m

VT .3	Section	L _t (m)	N _{cal} (Kn)	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{v tot} (cm ²)	A _{min} RPA	A _{min} BAEL	A _{totale} /nappe (cm ²)	A _h BAEL /nappe	A _h RPA /nappe	Ferrailage adopté pour la section totale de voile /nappe (cm ²)			
												A _v	S _a	A _h /ml	S _a
ZONE I	SPC	0.37	28.94	0.58	9.24	9.83	1.84	3.86	4.91	1.23	0.69	2HA14 + 4HA12 Esp10cm	5.34	7 HA 10 Esp 15 cm	5.50
	SPC	0.58	218.79	4.37	9.24	13.62	2.89	6.07	6.81	1.70	1.08				
ZONE II	SPC	0.39	27.44	0.55	7.49	8.05	1.96	4.13	4.02	1.00	0.74	4HA12 Esp10cm	4.52	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
	SPC	0.55	146.48	2.93	7.49	10.43	2.76	5.79	5.21	1.30	1.03				
ZONE III	SPC	1.17	19.75	0.39	4.10	4.50	5.86	12.31	6.16	1.54	2.2	12HA10 Esp10cm	9.42	5 HA 10 Esp 20 cm	3.93
	SPC	0.87	167.93	3.36	4.10	7.46	4.35	9.15	4.57	1.14	1.63				

Tableau V.IV.16 : Récapitulatif des ferrailages de VT 3

IV.4. Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

– **Vérification selon le règlement parasismique algérien :(Art 7.7.2 RPA99 / 2003) :**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible. Il faut que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Avec
$$\tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

et
$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$$
 avec $\bar{V} = 1,4 \times Vu$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile =0,9h

h : hauteur totale de la section brute

- **Vérification selon le règlement BAEL91 / Modifié 99 .Art 5.1.1 :**

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d}$$

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

- **Voile longitudinale VL1 : - Longueur : 3.65 m - Epaisseur : 0,25 m**

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	449.21	0.77	0.55	5	2,5	CV

Tableau V.IV.17 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL1

- **Voile longitudinale VL2 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m**

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	427.22	0.76	0.54	5	2,5	CV

Tableau V.IV.18 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL 2

- Voile longitudinale VL 1/1 1/2 2/1 2/2 : - Longueur : 1.10 m - Epaisseur : 0,25m

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone II	ET1 ET2 ET3	62.1	0.35	0.25	5	2,5	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	39.89	0.23	0.16	5	2,5	CV

Tableau V.IV.19 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL TRUM

- Voile longitudinale VL 3.6.7 : - Longueur : 2.4 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	502.82	1.3	0.93	5	2,5	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	171.64	0.44	0.32	5	2,5	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	121.31	0.31	0.22	5	2,5	CV

Tableau V.IV.20 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL 3.6.7

- Voile longitudinale VL4 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	693.91	1.23	0.88	5	2,5	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	323.78	0.58	0.41	5	2,5	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	193.94	0.34	0.25	5	2,5	CV

Tableau V.IV.21 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL4

- Voile longitudinale VL5 : - Longueur : 1.7 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	190.70	0.7	0.5	5	2,5	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	103.55	0.38	0.27	5	2,5	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	80.77	0.3	0.21	5	2,5	CV

Tableau V.IV.22 : Vérification des contraintes de cisaillement de VL5

- Voile transversale VT 1.2.4.5 : - Longueur : 2.8 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	465.73	1.03	0.74	5	2,5	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	332.59	0.74	0.53	5	2,5	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	238.34	0.53	0.38	5	2,5	CV

Tableau V.IV.23 : Vérification des contraintes de cisaillement de VT 1.2.4.5

- Voile transversale VT 3 : - Longueur : 2.05 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	V (KN)	τ_b (RPA)	τ_b (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	S-S RDC E-SRV	300.27	0.91	0.65	5	2,5	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	243.46	0.74	0.53	5	2,5	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	133.37	0.4	0.29	5	2,5	CV

Tableau V.IV.24 : Vérification des contraintes de cisaillement de VT 3

IV.5. Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

– Récapitulatifs des résultats :

- Voile longitudinale VL1 : - Longueur : 3.65 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Ns (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	1328.3	0.913	79.16	1.29	15	CV

Tableau V.IV.25 : Vérification des contraintes du béton de VL1

- Voile longitudinale VL2 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Ns (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	1261.04	0.875	67.86	1.29	15	CV

Tableau V.IV.26 : Vérification des contraintes du béton de VL2

- Voile longitudinale VL 1/1 1/2 2/1 2/2 : - Longueur : 1.10 m - Epaisseur : 0,25m

Zone	Etages	Ns (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone II	ET1 ET2 ET3	392.35	0.275	17.28	1.3	15	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	222.79	0.275	17.28	0.74	15	CV

Tableau V.IV.27 : Vérification des contraintes du béton de VL TRUM.

- Voile longitudinale VL 3.6.7 : - Longueur : 2.4 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Ns (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	2553.4	0.6	57.06	3.72	15	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	1819.38	0.6	35.38	2.79	15	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	1065.75	0.6	29.84	1.65	15	CV

Tableau V.IV.28 : Vérification des contraintes du béton de VL3.6.7

- Voile longitudinale VL4 : - Longueur : 3.50 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Ns (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	2520.53	0.875	67.86	2.58	15	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	1733.34	0.875	47.12	1.83	15	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	1065.92	0.875	47.12	1.13	15	CV

Tableau V.IV.29 : Vérification des contraintes du béton de VL4

- Voile longitudinale VL5 : - Longueur : 1.7 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Ns (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	1103.19	0.425	30.42	2.34	15	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	844.15	0.425	21.62	1.85	15	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	508.33	0.425	21.62	1.11	15	CV

Tableau V.IV.30 : Vérification des contraintes du béton de VL5

- Voile transversale VT 1.2.4.5 : - Longueur : 2.8 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	N _s (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	1602.52	0.7	64.72	2.01	15	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	1272.34	0.7	46.18	1.65	15	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	745.07	0.7	39.26	0.98	15	CV

Tableau V.IV.31 : Vérification des contraintes du béton de VT 1.2.4.5

- Voile transversale VT 3 : - Longueur : 2.05 m - Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	N _s (KN)	Section brute (m ²)	Section d'armature	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	S-S RDC E-SERV	1457.6	0.513	50.76	2.48	15	CV
Zone II	ET1 ET2 ET3	1069.7	0.513	38.52	1.88	15	CV
Zone III	ET4 ET5 ET6 E-ATT	649.65	0.513	32.98	1.16	15	CV

Tableau V.IV.32 : Vérification des contraintes du béton de VT 3

IV.6. Ferrailage des linteaux : (Art 7.7.3 RPA99 / 2003)

On a deux cas de figure :

Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ (Art 7.7.3.1 RPA99 / 2003)

Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ (Art 7.7.3.2 RPA99 / 2003)

$$0,06 f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b :

$$\text{et } \tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \text{ avec } \overline{V} = 1,4 \times Vu$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

- **Linteau 1 : h= 0.76m L = 1.45 m ep = 0.25 m**

$$V \text{ etabs} = 182.89 \text{ KN} \quad V = 1.4 \times V \text{ etabs} = 1.4 \times 182.89 = 256.05 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{256.05 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.76} = 1.35 \text{ MPa} \leq 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \text{ Premier cas : (Art 7.7.3.1 RPA99 / 2003)}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M,V) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

a) Les aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad \text{Avec } z = h - 2d'$$

où

h est la hauteur totale du linteau

d' est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (V)

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} = \frac{128.235}{0.70 \times 50} = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.0015 bh = 0.0015 \times 25 \times 76 = 1.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA16 $A_l = 4.02 \text{ cm}^2$

b) Aciers transversaux :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.45}{0.76} = 1.91 > 1$$

l = portée du linteau

h = hauteur du linteau

On a :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

s = espacement des cours d'armatures transversales.

At = section d'un cours d'armatures transversales

z = h - 2d'

v = effort tranchant dans la section considérée

$$\frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V} = \frac{4.02 \times 50 \times 70}{256.05} = 55 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{76}{4} = 19 \text{ cm}$$

Soit s = 14 cm

– **Calcul de At :**

$$0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \geq 0,025 f_{c28} \text{ donc } A_t \geq 0.0025 b \cdot s = 0.0025 \times 25 \times 14 = 0.88 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA8 $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

c) aciers de peau A_c :

$$A_c \geq 0.002 b.h = 0.002 \times 25 \times 76 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Soit $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ esp = 17.5cm

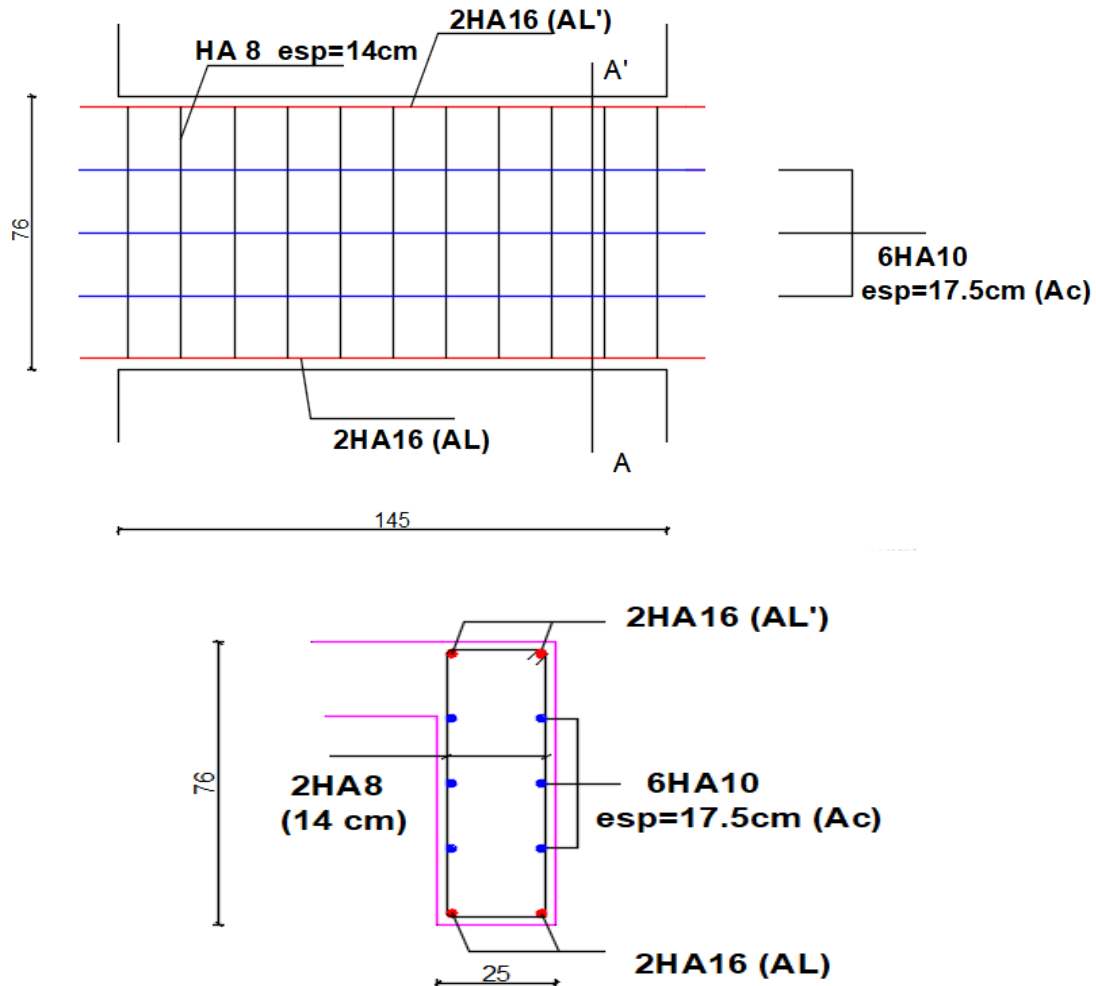


Figure V.IV.5 : Schéma de ferrailage Linteau 1

• Linteau 2 : $h = 0.76 \text{ m}$ $L = 1.3 \text{ m}$ $ep = 0.25 \text{ m}$

$$V_{\text{etabs}} = 188.57 \text{ KN} \quad V = 1.4 \times V_{\text{etabs}} = 1.4 \times 188.57 = 264 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{264 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.76} = 1.39 \text{ MPa} \leq 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \text{ Premier cas : (Art 7.7.3.1 RPA99 / 2003)}$$

a) Les aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad \text{Avec } z = h - 2d'$$

h est la hauteur totale du linteau

d' est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (V)

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} = \frac{119.39}{0.70 \times 50} = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.0015 bh = 0.0015 \times 25 \times 76 = 1.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2HA16** $A_l = 4.02 \text{ cm}^2$

b) Aciers transversaux :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.3}{0.76} = 1.71 > 1$$

l = portée du linteau

h = hauteur du linteau

On a :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

v = effort tranchant dans la section considérée

$$\frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V} = \frac{4.02 \times 50 \times 70}{264} = 53 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{76}{4} = 19 \text{ cm}$$

Soit $s = 15 \text{ cm}$

– **Calcul de A_t :**

$$0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \geq 0,025 f_{c28} \quad \text{donc } A_t \geq 0.0025 b \cdot s = 0.0025 \times 25 \times 15 = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA8** $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

c) aciers de peau A_c :

$$A_c \geq 0.002 b \cdot h = 0.002 \times 25 \times 76 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 = 4.71 cm² esp = 17.5cm

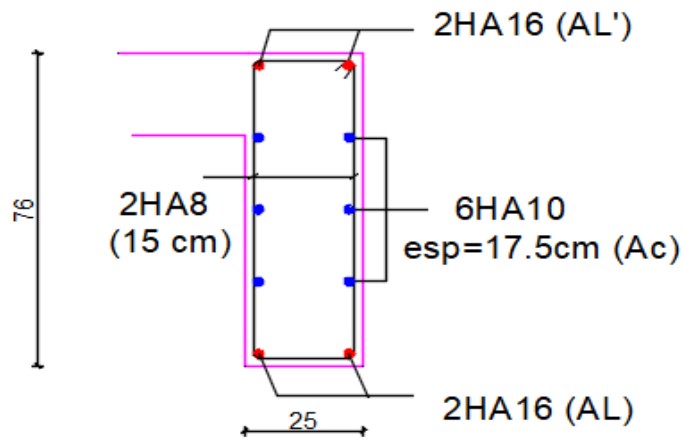
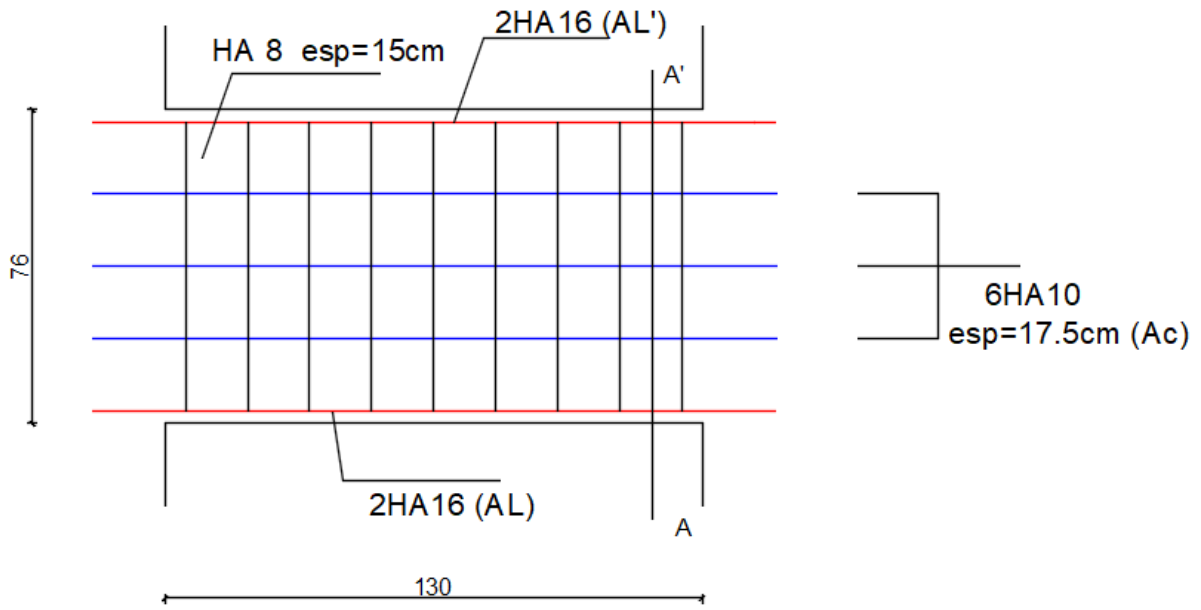


Figure V.IV.6 : Schéma de ferrailage Linteau 2



Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

I. Etude du voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Le voile périphérique forme un caisson rigide capable de remplir avec les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2RPA 99/V2003** est telle que :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

I.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :

On adopte $e = 25$ cm, la hauteur du voile périphérique $h = 2,7$ m

➤ Choix de la méthode :

Théorie de Rankine : C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée ou en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

Hypothèses :

- Isotropie du sol.
- La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.
- Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul ; la contrainte est horizontale.

→ **La méthode de Rankine est applicable**

➤ Calcul des contraintes :

Sur la paroi de mur s'exerce deux types de contraintes

(Contrainte horizontales et contrainte vertical) :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte horizontale

K_0 : Coefficient de poussées de terres au repos

$$K_a = 1 - \sin \varphi$$

➤ **Caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

- Hauteur : 2,7 m
- Surcharge éventuelle des terres : $q = 10 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- La contrainte du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- Angle de la surface du remblai horizontal : $\beta = 0$
- La paroi du mur est verticale : $\lambda = 0$

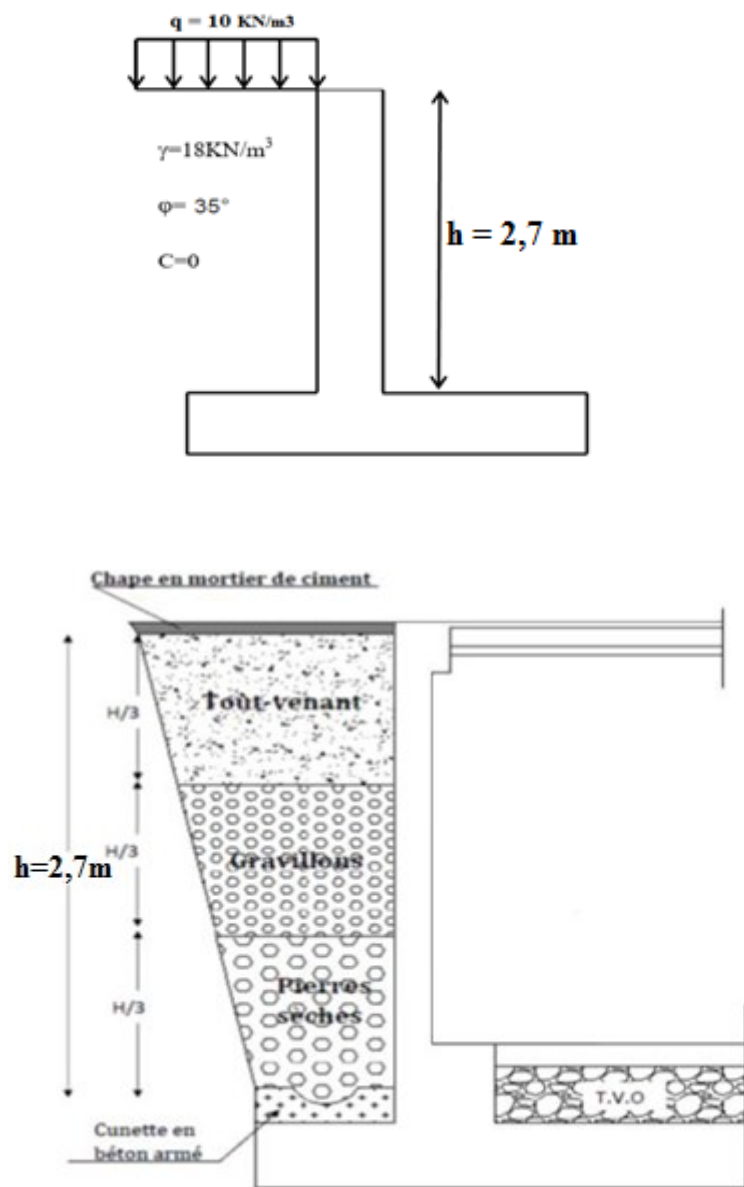


Figure VI.1 : Schéma statique du voile périphérique.

I.2. Calcul des contraintes :

➤ **A l'ELU :**

En utilisant la méthode de Rankine, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0 \times ((1,35 \times \gamma \times h) + (1,5 \times q))$$

avec: $k_0 = 1 - \sin\varphi \rightarrow k_0 = 0,426$

$$\sigma_h = 0,426 \times ((1,35 \times 18 \times h) + (1,5 \times 10))$$

$$\sigma_h = 10,35 h + 6,39$$

- $h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 6,39 \text{ KN/m}^2$
- $h = 2,7 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 34,335 \text{ KN/m}^2$

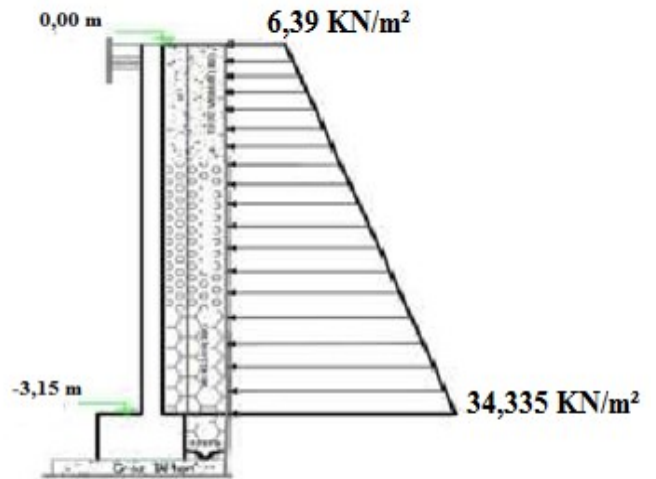


Figure VI.I.2 : Schéma des contraintes horizontales ELU

➤ **à l'ELS :**

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v = k_a \times ((\gamma \times h) + q)$$

$$k_a = 0,426$$

$$\sigma_h = 0,426 \times ((18 \times h) + 10)$$

$$\sigma_h = 7,67 h + 4,26$$

- $h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 4,26 \text{ KN/m}^2$
- $h = 2,7 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 24,97 \text{ KN/m}^2$

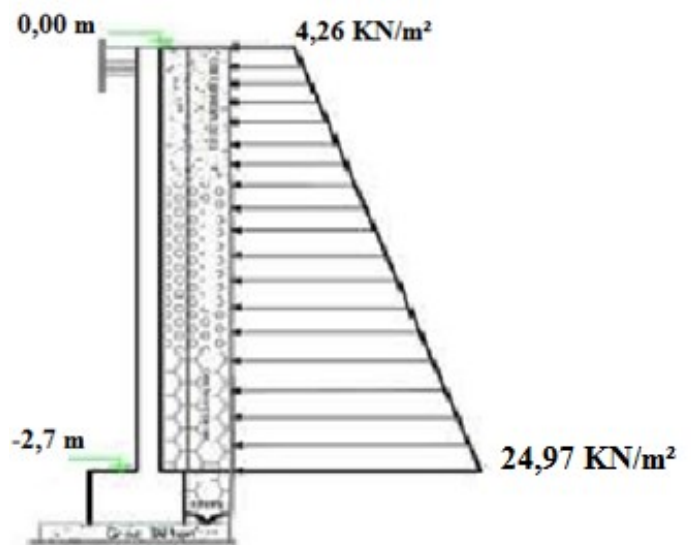


Figure VI.I.3 : Schéma des contraintes horizontales ELS

➤ **Calcul de la charge moyenne :**

• **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 34,335 + 6,39}{4} = 27,35 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 24,97 + 4,26}{4} = 19,8 \text{ KN/m}^2$$

I.3. Calcul des armatures a L'ELU :

Le voile périphérique se calcul comme étant un panneau en dalle pleine simplement appuyée repose sur 4 appuis (ANNEXE E3 BAEL).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité de panneau, on calcul les moments aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire.

Les moments seront affectés par des coefficients réducteurs :

- Moment en travée : 0,85
- Moment aux appuis intermédiaires : -0,5

➤ Identification des panneaux :

$$L_x = 2,7 \text{ m}$$

$$L_y = 5,375 \text{ m}$$

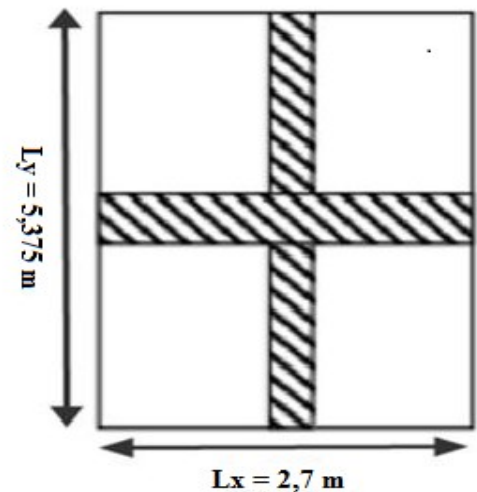


Figure VI.I.4 : Le panneau le plus sollicité

➤ Calcul de l'élanement :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,7}{5,375} \rightarrow \rho = 0,50$$

- Si : $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens.

➤ Calcul des moments fléchissant :

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

- $M_x = \mu_x \times qu \times lx^2$
- $M_y = \mu_y \times M_x$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y tableau $\vartheta = 0$ (ELU) : $\rho = 0,50 \rightarrow \mu_x = 0,0946$ et $\mu_y = 0,250$

- $M_x = 0,0946 \times 27,35 \times 2,7^2 \rightarrow M_x = 18,86 \text{ KN.m}$
- $M_y = 0,250 \times 18,86 \rightarrow M_y = 4,715 \text{ KN.m}$

➤ Correction des moments :

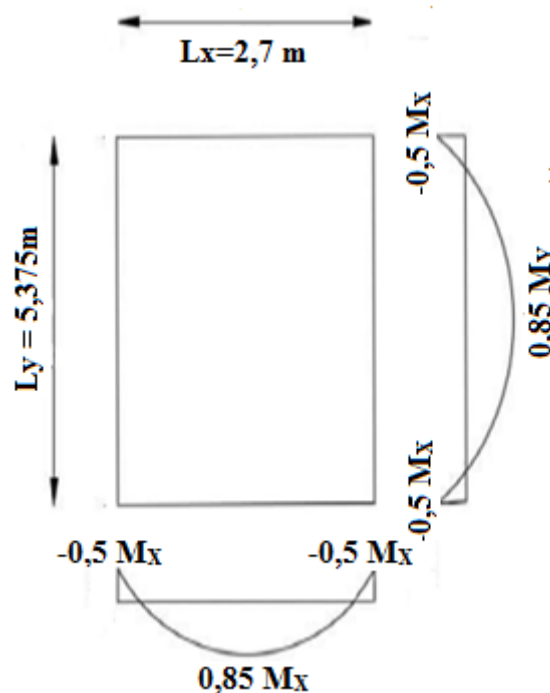


Figure VI.I.5 : Distribution des moments sur le panneau

➤ Sens X-X :

- Aux appuis : $M_a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 18,86 \rightarrow M_a = -9,43 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 18,86 \rightarrow M_t = 16,031 \text{ KN.m}$

➤ Sens Y-Y :

- Aux appuis : $M_a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 18,86 \rightarrow M_a = -9,43 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,715 \rightarrow M_t = 4 \text{ KN.m}$

➤ Armatures longitudinal :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

Le calcul se fera en flexion simple section rectangulaire :

- $h = 25 \text{ cm}$
- $d = h - c = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$

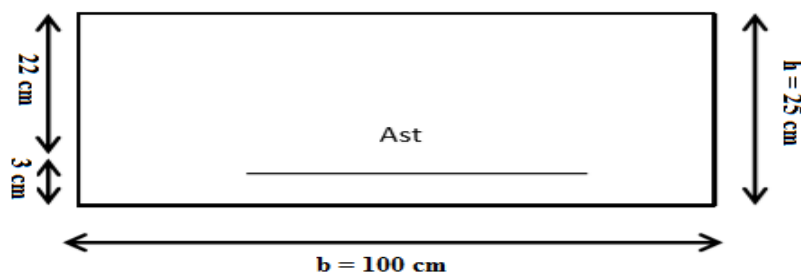


Figure VI.I.6 : Schéma statique de ferrailage du voile périphérique

➤ **Sens X-X :**

- **Aux appuis : $M_a = -9,43 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,43 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_\mu = 0.014 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.993 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,43 \times 10^3}{0,993 \times 22 \times 435}$$

$$A_{st} = 0,99 \text{ cm}^2$$

- **En travée : $M_t = 16,031 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,031 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu_\mu = 0.023 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.988 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,031 \times 10^3}{0,988 \times 22 \times 435}$$

$$A_{st} = 1,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis : $M_a = -9,43 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,43 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_\mu = 0.014 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.993 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,43 \times 10^3}{0,993 \times 22 \times 435}$$

$$A_{st} = 0,99 \text{ cm}^2$$

- **En travée : $M_t = 4 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,006$$

$$\mu_\mu = 0.006 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.997 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4 \times 10^3}{0,997 \times 22 \times 435}$$

$$A_{st} = 0,42 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ avec : } W_0 = 0,6 \text{ ‰ pour les aciers FeE500}$$

$$A_x \geq W_0 \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,0006 \times \frac{3 - 0,50}{2} \times 100 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Les recommandations du RPA99/2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 2,5 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis : $A_{st} = 0,99 \text{ cm}^2 < A_{RPA} = 2,5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition non vérifiée**
On opte pour **4 HA 12 = 4,52 cm² Espacées de 25 cm**
- **En travée : $A_{st} = 1,7 \text{ cm}^2 < A_{RPA} = 2,5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition non vérifiée**
On opte pour **4 HA 12 = 4,52 cm² Espacées de 25 cm**

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _μ	Section	β	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferraillage	st (cm)
X-X	appuis	-9,43	0,014	SSA	0,993	0,99	2,5	4,52	4 HA 12	25
	travée	16,031	0,023	SSA	0,988	1,27	2,5	4,52	4 HA 12	25
Y-Y	appuis	-9,43	0,014	SSA	0,993	0,99	2,5	4,52	4 HA 12	25
	travée	4	0,006	SSA	0,997	0,42	2,5	4,52	4 HA 12	25

Tableau VII.1 : Ferraillage du voile périphérique.

➤ **Les armatures transversales :**

▪ **Aux appuis :**

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 8 = 2,01 Espacées de 25 cm**

▪ **En travée :**

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 8 = 2,01 Espacées de 25 cm**

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle de HA8

I.4. Vérifications à l'ELU :

1. Espacement des barres :(BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :

Sens X-X : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

Sens Y-Y : $St \leq \min \{4h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

2. Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99) :

– Calcul de l'effort tranchant :

- Au milieu de L_x :

$$T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{27,35 \times 2,7 \times 5,375}{(2 \times 5,375) + 2,7} = 29,51 \text{ KN}$$

- Au milieu de L_y :

$$T = \frac{P}{3L_y} = \frac{27,35 \times 2,7 \times 5,375}{3 \times 5,375} = 24,615 \text{ KN}$$

Donc on prend : $T_{\max} = 29,51 \text{ KN}$

– Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$V_U = T^{\max} = 29,51 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{29,51 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0,134 \text{ MPa}$$

– Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

la fissuration est considérer comme étant préjudiciable, donc la contrainte sera calculer comme suit :

$$\overline{\tau_U} \leq \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0,134 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

3. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum_{ui}} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

ψ_s : 1,5 Pour les aciers HA.

$\sum_{ui} = n \times \pi \times \varphi$: Périmètre utile des barres.

Calcul de la contrainte admissible : $\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Zone	Effort Tranchant T (KN)	$\sum u_i$ (mm)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
appuis	29,51	150,72	0,98	3,15 MPa	CV
travée					

Tableau VI.I.2 : Vérification de l'adhérence des barres

4. Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) (Art A.6.1, 221 BAEL91/ 99) :

On définit la longueur de scellement droit L_s comme la longueur à mettre en œuvre pour

avoir un bon ancrage droit : $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \psi^2 = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 52,9 \text{ cm} \text{ on opte : } L_s = 55 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_C » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers HA : $L_C = 0,4 \times L_s$

$$L_C = 0,4 \times 55 \rightarrow L_C = 22 \text{ cm}$$

I.5. Calcul à l'ELS :

➤ Calcul des moments :

On tire les valeurs de μ_x et μ_y tableau $\vartheta = 0,2$ (ELS) :

$$\rho = 0,50 \rightarrow \mu_x = 0,0981 \text{ et } \mu_y = 0,373$$

$$\bullet \quad M_X = M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0981 \times 19,8 \times 2,7^2 \rightarrow M_X = 13,52 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_Y = \mu_y \times M_X = 0,373 \times 13,52 \rightarrow M_Y = 5,04 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

• Sens X-X :

$$\bullet \quad \text{Aux appuis : } M_a = -0,5 \times M_X = -0,5 \times 13,52 \rightarrow M_a = -6,76 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad \text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_Y = 0,85 \times 13,52 \rightarrow M_t = 11,50 \text{ KN.m}$$

• Sens Y-Y :

$$\bullet \quad \text{Aux appuis : } M_a = -0,5 \times M_X = -0,5 \times 13,52 \rightarrow M_a = -6,76 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad \text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_Y = 0,85 \times 5,04 \rightarrow M_t = 4,28 \text{ KN.m}$$

I.6. Vérification à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91) :

Notre voile périphérique peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $\overline{\sigma}_{st}$ (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

f_e : C'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tji} : C'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{st} &= \min \{ 333,33; \max(0; 5 \times 500; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \} \\ \overline{\sigma}_{st} &= \min \{ 333,33; \max(250; 201,63) \} = 250 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} &= \mathbf{250 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

2. Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2) :

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ Et $\overline{\sigma}_{st}$.

- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{250 \text{ MPa}}$
- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$

Les contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s}$$

Les contraintes dans le béton :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,52}{100 \times 22} \times 100 = 0,205$$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Longitudinal	appuis	-6,76	4,52	0,205	0,927	53,49	73,33	250	1,37	15	CV
	travée	11,50	4,52	0,205	0,927	53,49	124,75	250	2,33	15	CV
Transversale	appuis	-6,76	4,52	0,205	0,927	53,49	73,33	250	1,37	15	CV
	travée	4,28	4,52	0,205	0,927	53,49	46,43	250	0,87	15	CV

Tableau VI.I.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3. Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les conditions sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{25}{270} = 0,092 \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} = \frac{11,50}{20 \times 13,5} = 0,043 \implies$ condition vérifiée
- $\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 22} = 0,00205 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0,004 \implies$ condition vérifiée

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

I.7. Conclusion :

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

- **Armatures verticales :**

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures horizontales :**

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures transversales :**

4 épingle HA8 / m² = 2,01 cm²

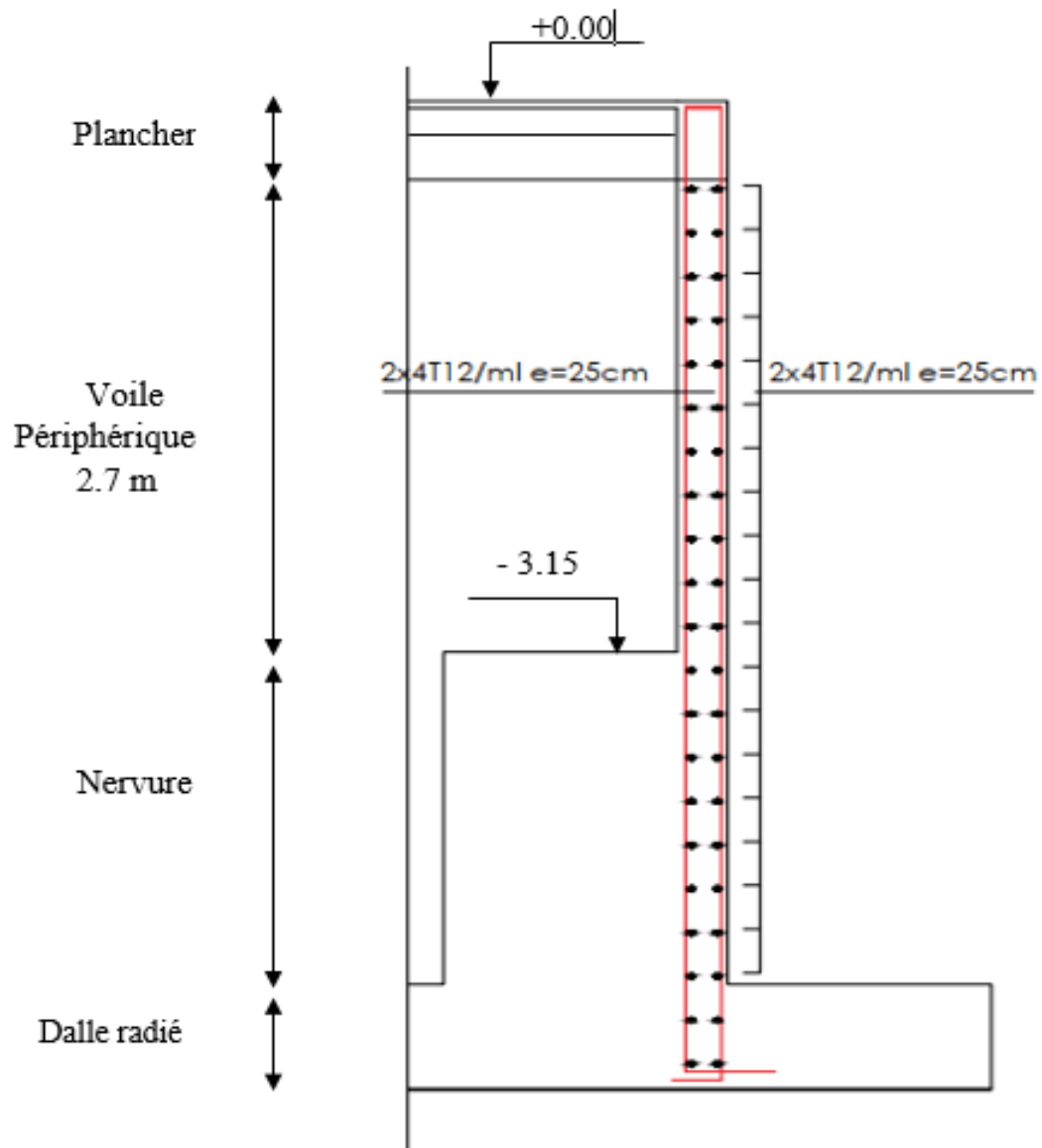


Figure VI.I.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

II. Etude des fondations :

II.1. INTRUCTION :

L'étude de l'infrastructure est l'une des étapes les plus importantes dans le calcul d'un ouvrage. Les fondations constituent un organisme de transition entre les efforts provenant des éléments porteurs de la superstructure et le sol. Cette transmission des charges se fait soit directement (cas des semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux) Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations doivent assurer donc deux fonctions fondamentales :

1. Reprendre les charges et surcharges verticales.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles.
- Les radiers.

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

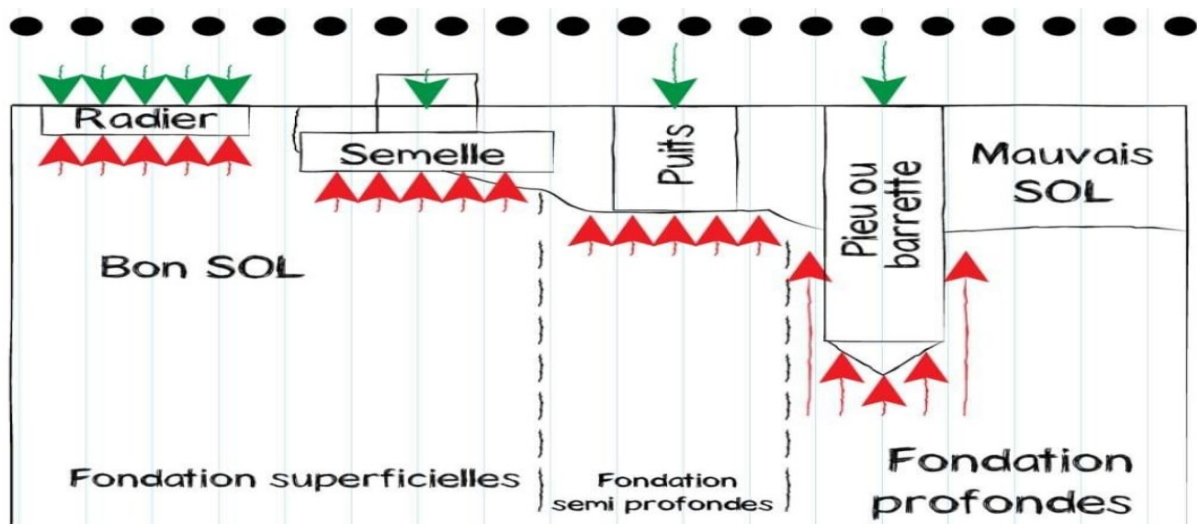


Figure VI.II.1 : Types de fondation

II.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature de l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Le choix de la fondation doit satisfaire aux critères suivants :

1. Stabilité de l'ouvrage. (Rigidité).
2. Facilité de l'exécution. (Coffrage).
3. La capacité portante du sol.
4. L'importance de la superstructure. (Économie).

❖ Etude géotechnique du sol :

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que :

- La contrainte admissible du sol est $\overline{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

II.2.1. Semelles isolées :

Le Système de contreventement de notre structure est mixte assuré par des voiles et des portiques, donc la semelle isolé n'est pas adéquate, on passe à la vérification des semelles continue (semelles filantes).

II.2.2. Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celle-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible, la largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Sens transversal :

Voile	Ns max (KN)	L(m)	B (m)	Nombre de voile	S=BxL (m ²)
VT1	989.79	2.8	1.8	4	20.16
VT3	1457.6	2.05	3.6	1	7.38
$\Sigma =$					27.54

Tableau VI.II.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B (m)	Nombre de voile	S=BxL (m ²)
VL1	1074.13	3.65	1.5	1	5.475
VL2	1045.79	3.5	1.5	1	5.25
VL3	2553.4	2.4	5.35	3	38.52
VL4	2520.53	3.5	3.6	1	12.6
VL5	1103.19	1.55	3.6	1	5.58
$\Sigma =$					67.425

Tableau VI.II.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 27,54 + 67.425 = 94.965 \text{ m}^2$$

b. Semelles filantes sous poteaux :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum NI$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
 - $e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité). Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C10	232.46	-2.644	10,083	2343,89418
C9	1342.96	-4.671	0.019	25,51624
C8	1285	0.019	-4.671	-6002,235
C7	1175.51	10.083	-2.644	-3108,0484
Σ	4035,93	2,787	/	-6740,873

Tableau VI.II.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-6740,873 + 2.787}{4035,93} = -1,67\text{m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = 1,67 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19,55}{6} = 3,26 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4035,93}{19,55} \times \left(1 - \frac{6 \times (1,67)}{19,55}\right) = 100,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4035,93}{19,55} \times \left(1 + \frac{6 \times (1,67)}{19,55}\right) = 312,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4035,93}{19,55} \times \left(1 + \frac{3 \times (1,67)}{19,55}\right) = 259,35 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{259,35}{200} = 1,30 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1,40 m**.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 8 \times (1,4 \times 19,55) = 218,96 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 218,96 + 94,965 = 313,93 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 474,09 \text{ m}^2$

➤ Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{313,93}{474,09} \times 100 = \mathbf{66,22 \%}$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

- **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.

II.3. Radier général :

II.3.1. Définition :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

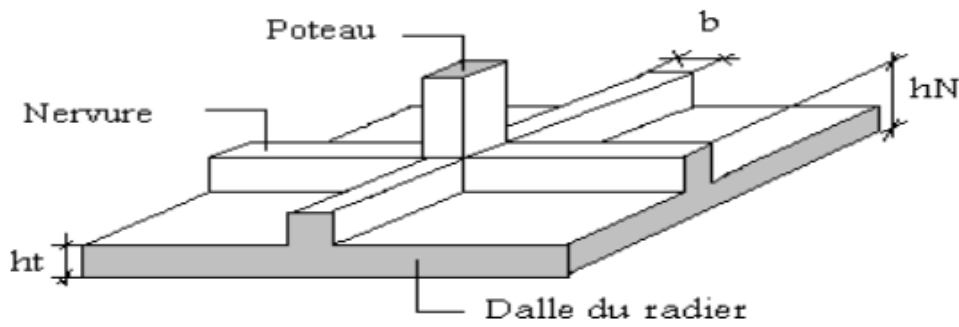


Figure VI.II.2 : Schéma statique d'un radier

II.3.2. Pré dimensionnement du radier :

1. Epaisseur du tablier :

Selon la condition d'épaisseur minimale la hauteur du radier doit avoir minimum **25 cm**.
La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : Portée maximale $\rightarrow L_{\max} = 5,60 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{560}{20} = 28 \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

2. Hauteur des nervures :

➤ Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{560}{8} \leq h \leq \frac{560}{5}$$

$$\Rightarrow 70 \leq h \leq 112 \text{ cm}$$

➤ Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 5,60\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1,21 \text{ m}$$

D'après ces conditions, nous adopterons $\Rightarrow h = 125 \text{ cm}$

3. Largeur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5,60}{10} = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } h_n = 125 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$0,4 \times 125 = 50 \leq b_n \leq 0,7 \times 125 = 87,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } b_n = 70$$

4. Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{560}{50} = 11,2 \text{ cm} \leq h \leq \frac{560}{40} = 14 \text{ cm}$$

On opte pour $\Rightarrow h_{df} = 15 \text{ cm}$

• Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- **$h_n = 125 \text{ cm}$** \Rightarrow hauteur de la nervure.
- **$b_n = 70 \text{ cm}$** \Rightarrow Largeur de la nervure.
- **$h_d = 30 \text{ cm}$** \Rightarrow hauteur de la dalle.
- **$h_{df} = 15 \text{ cm}$** \Rightarrow hauteur de la dalle flottante.
- **$c = 3 \text{ cm}$** \Rightarrow Enrobage (**Art A.7.1 du BAEL 91**).

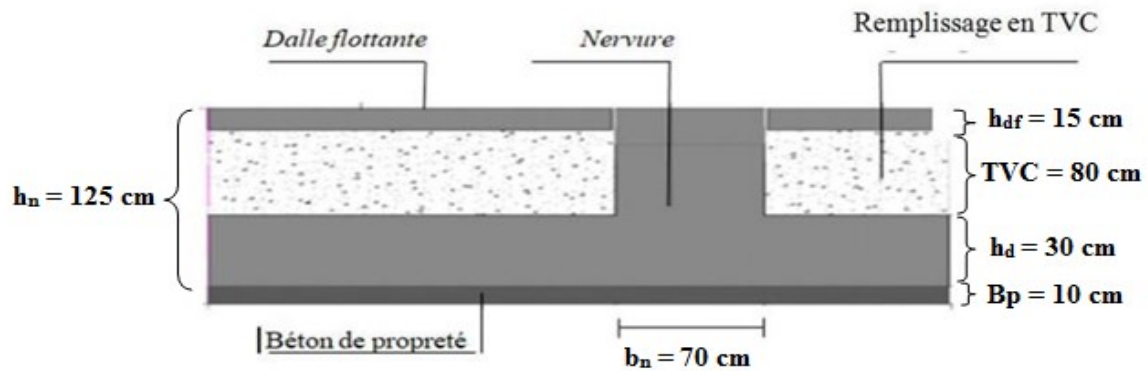


Figure VI.II.3 : Coupe verticale du radier

II.3.3. Evaluations des charges :

- **G** : charges permanentes de la superstructure établis à partir de logiciel ETABS ;

$$G = 41895,78 \text{ KN}$$

- **Q** : surcharge de la superstructure ; (établis à partir de logiciel ETABS)

$$Q = 7570,74 \text{ KN}$$

- **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 41895,78) + (1,5 \times 7570,74)$$

$$\Rightarrow N_u = 67915,413 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 41895,78 + 7570,74 \Rightarrow N_s = 49466,52 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU} : S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{67915,413}{1,33 \times 200} = 255,32 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{49466,52}{200} = 247,33 \text{ m}^2$$

- **La surface du radier :**

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 255,32 \text{ m}^2$$

- **la surface de la structure :**

$$S_{\text{structure}} = 474,09 \text{ m}^2$$

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 **BAEL91 / modifier 99**

- **Longueur de débord :**

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{125}{2}; 30\text{cm}\right) = 62,5\text{cm} \rightarrow L_{\text{deb}} = 65 \text{ cm}$$

- **Surface de débord :**

$$S_{\text{déb}} = P \cdot L_{\text{déb}} = 87,6 \times 0,65 = 56,94 \text{ m}^2$$

- **Surface totale du radier :**

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{Structure}} + S_{\text{déb}} = 474,09 + 56,94 = 531,03 \text{ m}^2$$

- **Calcul des sollicitations à la base du radier :**

1. Charge permanente :

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bat}} = 41895,78 \text{ KN}$$

- **Poids de radier :**

$$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} \\ + \text{poids de la dalle flottante}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 531,03 \times 0,3 \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 3982,725 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,7 \times (1,25 - 0,3) \times 25 \times ((19,55 \times 8) + (24,25 \times 5))$$

$$P_{\text{nerv}} = 4615,93 \text{ KN}$$

- **Poids de TVC :**

$$P_{\text{TVC}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVC}}$$

Avec

$$S_{\text{ner}} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0,70 \times 277,65$$

$$S_{\text{ner}} = 194,355 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVC}} = (531,03 - 194,355) \times 0,95 \times 17$$

$$P_{\text{TVC}} = 5437,3 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{dalle}} \times \rho_b = 474,09 \times 0,15 \times 25$$

Avec :

$$e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm}$$

$$P_{\text{dalle}} = 1777,84 \text{ KN}$$

▪ **Poids total du radier :**

$$G_{\text{rad}} = 3982.725 + 4615.93 + 5437,3 + 1777.84$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{15813.8 \text{ KN}}$$

2. Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment :

$$Q_{\text{bat}} = \mathbf{7570.74 \text{ KN}}$$

Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = Q_{2\text{S-S}} \times S_{\text{rad}} = 2.5 \times 531.03$$

$$Q_{\text{rad}} = \mathbf{1327.575 \text{ KN}}$$

3. Poids total de la structure :

▪ $G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 41895,78 + 15813.8$

$$G_T = \mathbf{57709.58 \text{ KN}}$$

▪ $Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 7570.74 + 1327.575$

$$Q_T = \mathbf{8898.315 \text{ KN}}$$

• **Combinaisons des charges :**

ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 57709.58) + (1.5 \times 8898.315)$

$$N_u = \mathbf{91255.4 \text{ KN}}$$

ELS : $N_s = G + Q = (57709.58) + (8898.315)$

$$N_s = \mathbf{66607.9 \text{ KN}}$$

II.3.4. vérifications :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 - 99) :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec : $b = 100 \text{ cm}$

$$d = 0.9h_d = 0.9 \times 30$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{91255.4 \times 1}{531,03} \times \frac{5,6}{2} = 481,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{481,2 \times 10^3}{1000 \times 270}$$

$$\tau_u = 1.78$$

$$\tau_u = 1,78 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (**N**) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M}_j = \mathbf{M}_{j(k=0)} + \mathbf{T}_{j(k=0)} \times \mathbf{h}$$

Avec :

$\mathbf{M}_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base de la structure.

$\mathbf{T}_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure.

\mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

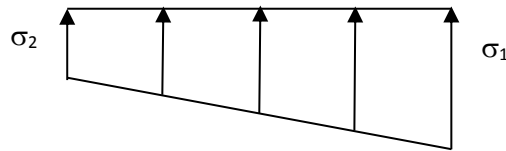


Figure VI.II.4 : Diagramme des contraintes

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Remarque : la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y) donc :

$$X_G = \frac{\text{longueur du batiment}}{2} = \frac{24,7}{2} \Rightarrow X_G = 12,35 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur du batiment}}{2} = \frac{20}{2} \Rightarrow Y_G = 10 \text{ m}$$

➤ Calcul des inerties du radier :

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{24,7 \times 20^3}{12} \Rightarrow I_{XX} = 16466,66 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{20 \times 24,7^3}{12} \Rightarrow I_{YY} = 25115,37 \text{ m}^4$$

❖ Sens longitudinale :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Moment à la base :

$$M_x = M_0 + T_0 \times h = 32689,66 + (1746,3 \times 1,25) = 34872,53 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des contraintes à L'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{91255,4}{531,03} + \frac{34872,53}{25115,37} \times 10 \Rightarrow \sigma_1 = 185,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{91255,4}{531,03} - \frac{34872,53}{25115,37} \times 10 \Rightarrow \sigma_2 = 157,96 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185,7 + 157,96}{4} \Rightarrow \sigma_m = 178,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 178,8 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des contraintes à L'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{66607,9}{531,03} + \frac{34872,53}{25115,37} \times 10 \Rightarrow \sigma_1 = 139,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{66607,9}{531,03} - \frac{34872,53}{25115,37} \times 10 \Rightarrow \sigma_2 = 111,5 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 139,3 + 111,5}{4} \Rightarrow \sigma_m = 132,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 132,35 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversale :**

$$M_y = M_0 + T_0 \times h = 34782,01 + (1848,05 \times 1,25) = 37092 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des contraintes à L'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{91255,4}{531,03} + \frac{37092}{16466,66} \times 12,35 \Rightarrow \sigma_1 = 199,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{91255,4}{531,03} - \frac{37092}{16466,66} \times 12,35 \Rightarrow \sigma_2 = 144 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199,66 + 144}{4} \Rightarrow \sigma_m = 185,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 187,7 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des contraintes à L'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{66607.9}{531,03} + \frac{37092}{16466,66} \times 12,35 \Rightarrow \sigma_1 = 153,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{66607.9}{531,03} - \frac{37092}{16466,66} \times 12,35 \Rightarrow \sigma_2 = 97,6 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153,25 + 97,6}{4} \Rightarrow \sigma_m = 139,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 139,34 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la Stabilité au renversement (Art. 10.1.5 du RPA 99/version 2003) :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistante au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On doit vérifier :

➤ **Sens X-X** $\Rightarrow e = \frac{34872,53}{66607.9} = 0,52 \leq \frac{B}{4} = \frac{24,7}{4} = 6,175 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Sens Y-Y** $\Rightarrow e = \frac{37092}{34872,53} = 1,06 \leq \frac{B}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

\Rightarrow La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

4. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99) :

$$Nu \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1,20 \text{ m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

• **Sous poteau**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.45 + 0.45 + (2 \times 1.25)] = 6.8 \text{ m}$$

• **Sous voile**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.25 + 3.65 + (2 \times 1.25)] = 12.8 \text{ m}$$

Donc :

- **Sous poteau**

$$N_u = 1851,83 \text{ KN} < 0.045 \times 6.8 \times 1.25 \times \frac{25000}{1.5} = 6375 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous voile**

$$N_u = 1786,68 \text{ KN} < 0.045 \times 12.8 \times 1.25 \times \frac{25000}{1.5} = 12000 \text{ K} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification de radier à l'effort sous pression (Poussée hydrostatique) :

Il faut s'assurer que : $P \geq F_S \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$

Avec :

P : Poids total à la base du radier (**P = 43409,93 KN**).

F_S : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (**F_S = 1.5**) .

h : Profondeur de l'infrastructure (**h = 1,25 m**).

S_{radier} : Surface du radier (**S = 531,03 m²**).

γ_w : Poids volumique de l'eau (**w = 10 kN/m³**).

$$P = 43409,93 \text{ KN} > 1,5 \times 531,03 \times 10 = 7965,45 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

II.3.5. Ferrailage du radier :

a. Ferrailage de la dalle du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3,65 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 5,6 \text{ m}$$

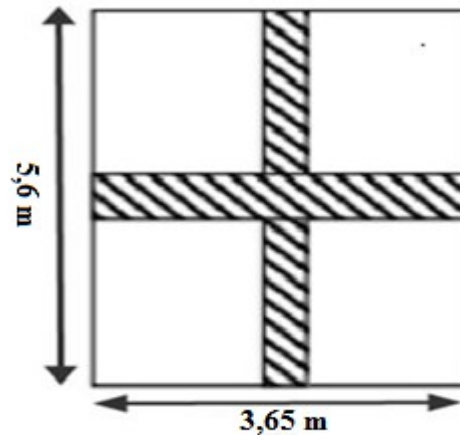


Figure VI.II.5 : Le panneau le plus sollicité

• **Calcul de l'élanement :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{5,6} \rightarrow \rho = 0,65$$

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens

- Pour le calcul du ferrailage, 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.

Contrainte	ELU	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(178,8, 18; 185,7)$ $= 185,7 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(132,35; 139,34)$ $= 139,34 \text{ KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(185,7 - \frac{15813,8}{531,03}\right) \times 1 \text{ m}$ $= 155,92 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(139,34 - \frac{15813,8}{531,03}\right) \times 1 \text{ m}$ $= 109,56 \text{ KN/ml}$

Tableau VI.II.4 : Chargements de la dalle du radier à ELU et ELS

- **Sollicitations :**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0,65	0,65
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0746	0,0801
μ_y	0,369	0,530
$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$	$0,0746 \times 155,92 \times 3,65^2$ $= 154,96 \text{ KN.m}$	$0,0801 \times 109,56 \times 3,65^2$ $= 116,9 \text{ KN.m}$
$M_y = \mu_y \cdot M_x$	$0,369 \times 154,96$ $= 57,2 \text{ KN.m}$	$0,530 \times 116,9$ $= 61,95 \text{ KN.m}$

Tableau VI.II.5 : Moments de la dalle du radier à ELU et ELS

- **Correction des moments :**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq 1,25 M_x$$

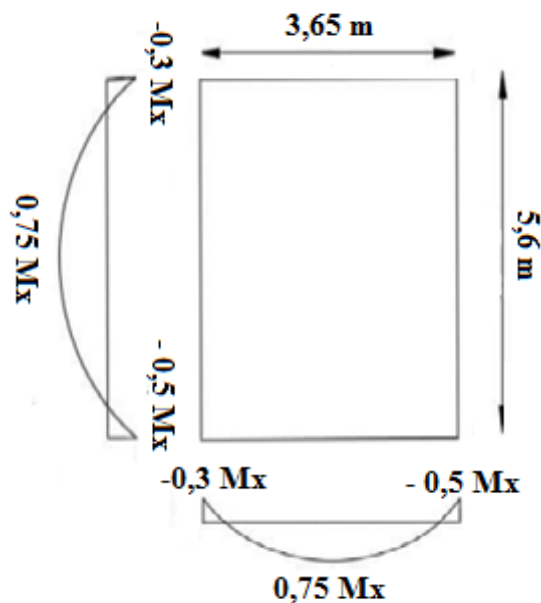


Figure VI.II.6 : Distribution des moments sur le panneau

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0,75 : Pour le moment en travées intermédiaires.
- 0,85 : pour les moments en travées de rives.
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rives.

- **ELU :**

- **Sens X-X :**

- Aux appuis intermédiaires : $M_a = -0,5 \times M_X = -0,5 \times 154,96 \rightarrow M_a = -77,48 \text{ KN.m}$
- Aux appuis de rives : $M_a = -0,3 \times M_X = -0,3 \times 154,96 \rightarrow M_a = -46,49 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,75 \times M_Y = 0,75 \times 154,96 \rightarrow M_t = 116,22 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

- Aux appuis intermédiaires : $M_a = -0,5 \times M_X = -0,5 \times 57,2 \rightarrow M_a = -28,6 \text{ KN.m}$
- Aux appuis de rives : $M_a = -0,3 \times M_X = -0,3 \times 57,2 \rightarrow M_a = -17,16 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,75 \times M_Y = 0,75 \times 57,2 \rightarrow M_t = 42,9 \text{ KN.m}$

- **ELS:**

- **S Sens X-X :**

- Aux appuis intermédiaires : $M_a = -0,5 \times M_X = -0,5 \times 116,9 \rightarrow M_a = -58,45 \text{ KN.m}$
- Aux appuis de rives : $M_a = -0,3 \times M_X = -0,3 \times 116,9 \rightarrow M_a = -35,07 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,75 \times M_Y = 0,75 \times 116,9 \rightarrow M_t = 87,68 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

- Aux appuis intermédiaires : $M_a = -0,5 \times M_X = -0,5 \times 61,95 \rightarrow M_a = -30,98 \text{ KN.m}$
- Aux appuis de rives : $M_a = -0,3 \times M_X = -0,3 \times 61,95 \rightarrow M_a = -18,59 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,75 \times M_Y = 0,75 \times 61,95 \rightarrow M_t = 46,46 \text{ KN.m}$

- **Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

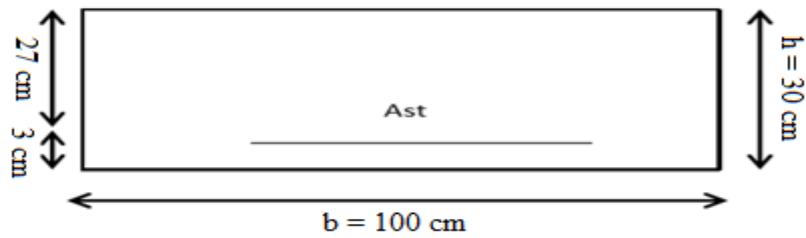
Le calcul se fera en flexion simple section rectangulaire :

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$



Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
X-X	Appuis	77,48	0.074	0.962	SSA	6,86	7HA14 = 10,78	15
	Travée	116,22	0.112	0.94		10,53	7 HA14 (fil) + 7HA12 (chap) = 18,70	15
Y-Y	Appuis	28,6	0.027	0.986		2,47	7HA12 = 7,92	15
	Travée	42,9	0.041	0.979		3,73	7HA12 = 7,92	15

Tableau VI.II.6 : Ferrailage de la dalle du radier

- Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ avec : } W_0 = 0,6 \text{ ‰ pour les aciers FeE500}$$

$$A_x \geq W_0 \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,0006 \times \frac{3 - 0,65}{2} \times 100 \times 30 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
X-X	Appuis	10,78	2,115	Condition vérifiée
	Travée	18,70		
Y-Y	Appuis	7,92		
	Travée	7,92		

Tableau VI.II.7 : Vérification de la condition de non fragilité

2. Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens X-X : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$**

- Aux appuis : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$
- En travée : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

➤ **Sens Y-Y : $St \leq \min \{4h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$**

- Aux appuis : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$
- En travée : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

3. Diamètre maximal des barres (BAEL 91/ Art.A.7.2, 1) :

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\max} = 16 \text{ mm} < \frac{h}{10} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91) :

Notre voile périphérique peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $\overline{\sigma}_{st}$ (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

f_e : C'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tji} : C'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 333,33 ; \max(0 ; 5 \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 333,33 ; \max(250 ; 201,63) \} = 250 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$$

2. Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2) :

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ Et $\overline{\sigma}_{st}$.

- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Les contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times A_s}$$

➤ Les contraintes dans le béton :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10,78}{100 \times 27} \times 100 = 0,4$$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
X-X	appuis	-58,45	10,78	0,4	0,903	36,55	222,39	250	6,08	15	CV
	Travée	87,68	18,7	0,67	0,88	26,67	203,88	250	7,64	15	CV
Y-Y	appuis	-30,98	7,92	0,293	0,915	43,82	158,33	250	3,6	15	CV
	travée	46,46	7,92	0,293	0,915	43,82	237,44	250	5,42	15	CV

Tableau VI.II.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

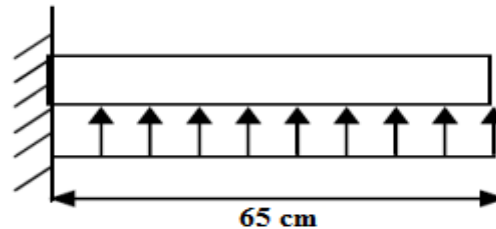


Figure VI.II.7 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement) :

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{155,92 \times 0,65^2}{2} = -32,94 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_u = 32,94 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{32,94 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0318$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{32,94 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 435}$$

$$A_{st} = 2,85 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

c. Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux (Moment fléchissant et effort tranchant), M.BELAZOUGUI propose dans son manuscrite < Calcul des OUVRAGES en BETON ARME> une méthode simple qui permet de ramener 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 (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal.

$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

- q_m : Charge permettant le calcul des moments fléchissant.
- q_t : Charge permettant le calcul des efforts tranchants.
- q : Charge agissant sur les panneaux de dalle des radier

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Cas de chargement trapézoïdal :**

- Moment fléchissant :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

- Effort tranchant :

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$$

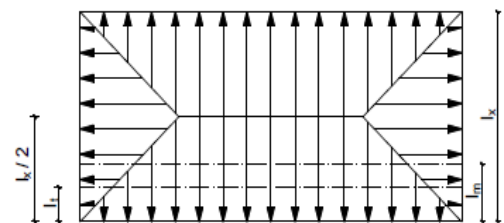


Figure VI.II.8 : Répartition trapézoïdale

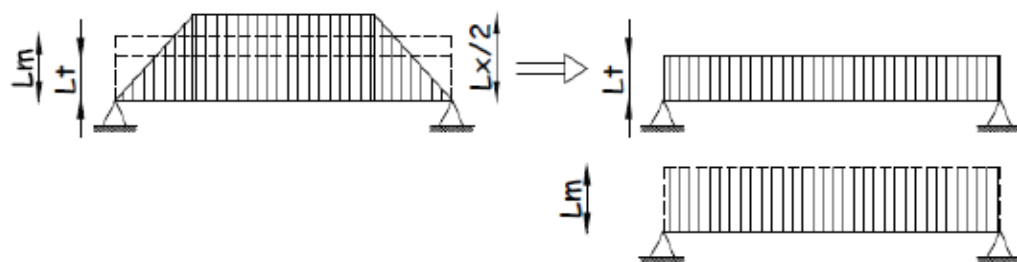


Figure VI.II.9 : Présentation des chargements simplifiés

➤ Cas de chargement triangulaire :

- Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$
- Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

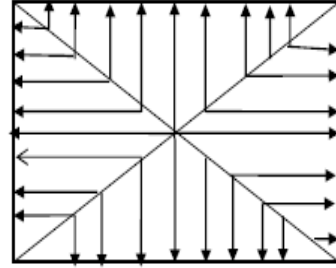


Figure VI.II.10 : Répartition triangulaire

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(185,7 - \frac{15813,8}{531,03} - \frac{4615,93}{194,355} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 132,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(139,34 - \frac{15813,8}{531,03} - \frac{4615,93}{194,355} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 85,81 \text{ KN/ml}$$

➤ Sollicitations :

- Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

- Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Soit :

- La file (4) dans le sens (X-X)
- La file (B) dans les sens (Y-Y)

Sens X – X

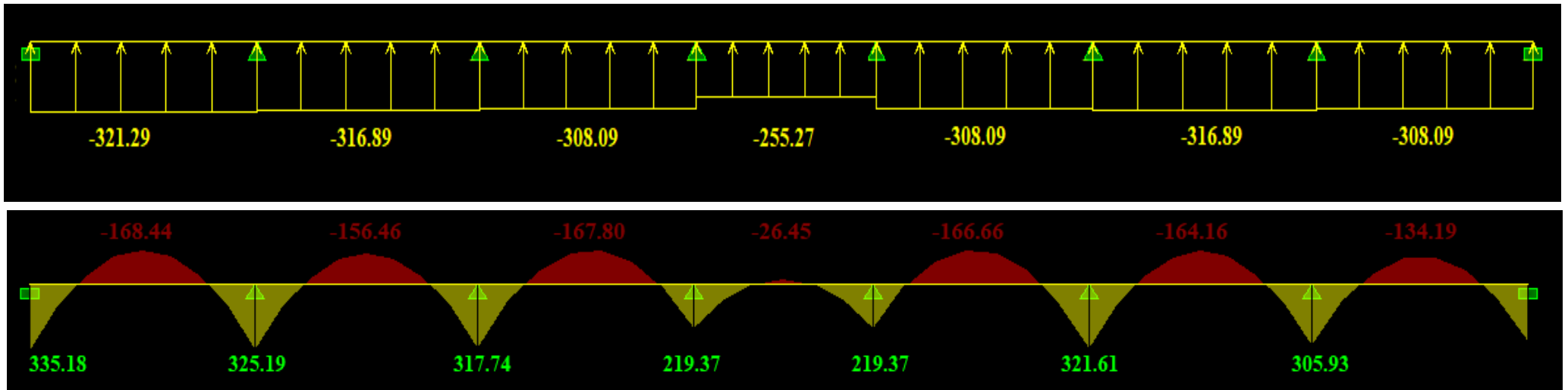
file	travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant	
											Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u
4	A - B	Sup	3.65	5.6	0.65	Triangulaire	1.22	0.91	132.17	85.81	160.65	321.29	104.30	208.60	120.61	241.21
		Inf	3.65	5.5	0.66		1.22	0.91			160.65		104.30		120.61	
	B - C	Sup	3.6	5.6	0.64		1.20	0.90			158.45	316.89	102.87	205.74	118.95	237.91
		Inf	3.6	5.5	0.65		1.20	0.90			158.45		102.87		118.95	
	C - D	Sup	3.5	5.6	0.63		1.17	0.88			154.04	308.09	100.01	200.02	115.65	231.30
		Inf	3.5	5.5	0.64		1.17	0.88			154.04		100.01		115.65	
	D - E	Sup	2.9	5.6	0.52		0.97	0.73			127.64	255.27	82.87	165.73	95.82	191.65
		Inf	2.9	5.5	0.53		0.97	0.73			127.64		82.87		95.82	

Sens Y - Y

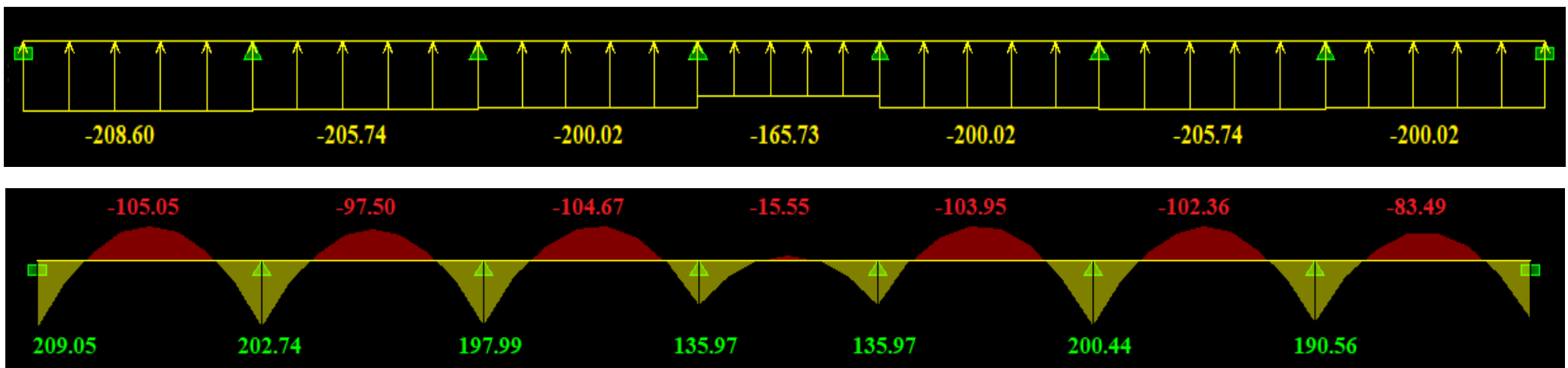
B	1 - 2	Gauche	3.65	3.95	0.92	Trapézoïdale	1.31	0.98	132.17	85.81	172.56	344.59	112.03	223.72	129.77	259.26
		Droite	3.6	3.95	0.91		1.30	0.98			172.03		111.69		129.49	
	2 - 3	Gauche	3.65	4.5	0.81		1.42	1.08			188.31	375.47	122.26	243.77	143.39	286.13
		Droite	3.6	4.5	0.80		1.42	1.08			187.15		121.51		142.74	
	3 - 4	Gauche	3.65	5.5	0.66		1.56	1.22			205.80	409.73	133.61	266.01	161.17	321.22
		Droite	3.6	5.5	0.65		1.54	1.21			203.93		132.40		160.05	
	4 - 5	Gauche	3.65	5.6	0.65		1.57	1.23			207.05	412.19	134.43	267.61	162.60	324.04
		Droite	3.6	5.6	0.64		1.55	1.22			205.13		133.18		161.44	

Tableau VI.II.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

M ELU sens x – x



M ELS sens x – x



T ELU sens x – x

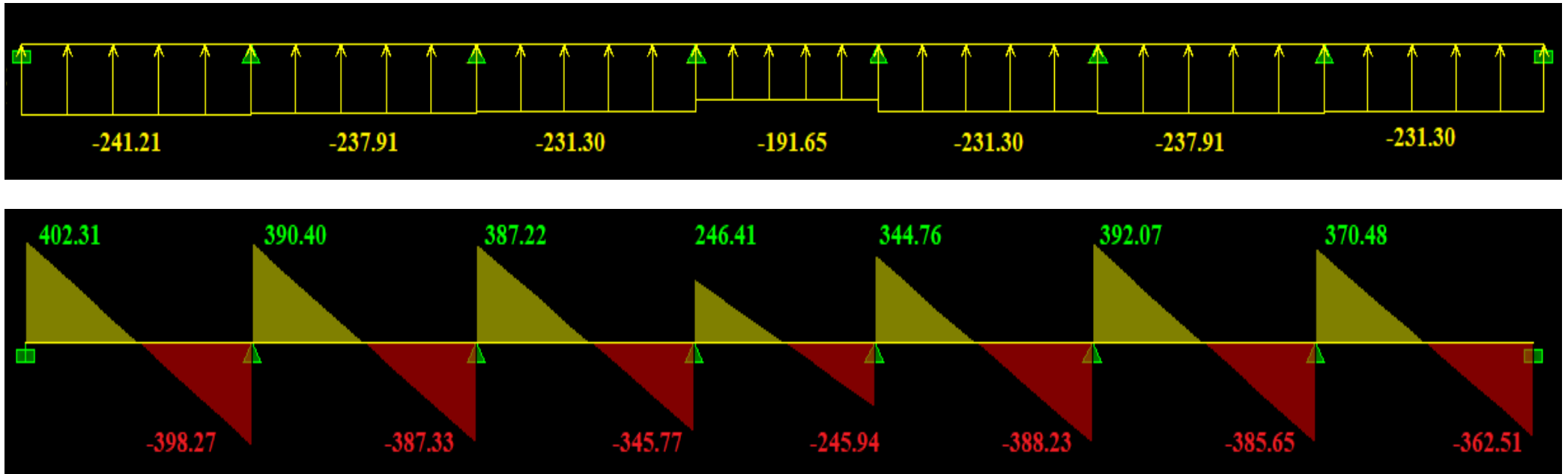


Figure VI.II.11 : Efforts et diagrammes revanant à la nervure la plus sollicité sens x – x

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Zone		ment fléchissant	L'effort tranchant
X-X	ELU	Aux appuis	335,18	402,31
		En travée	-168,44	/
	ELS	Aux appuis	209,05	/
		En travée	-105,06	/
Y-Y	ELU	Aux appuis	1038,78	856,12
		En travée	-542,26	/
	ELS	Aux appuis	652,79	/
		En travée	-339,31	/

Tableau VI.II.10 : Sollicitations maximales.

d. Ferrailage de la nervure :

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées.

- $h = 125 \text{ cm}$
- $d = h - c = 125 - 3 = 122 \text{ cm}$
- $b = 70 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

➤ Sens X-X :

- Aux appuis : $M_a = 335,18 \text{ KN.m}$

$$\mu_\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{335,18 \times 10^3}{70 \times 122^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_\mu = 0,022 < \mu_l = 0,372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{335,18 \times 10^3}{0,989 \times 122 \times 435}$$

$$A_{st} = 6,39 \text{ cm}^2$$

- **En travée : $M_t = -168,44 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{168,44 \times 10^3}{70 \times 122^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_a = 0.012 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.994 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{168,44 \times 10^3}{0,994 \times 122 \times 435}$$

$$A_{st} = 3,19 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis : $M_a = 1038,78 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1038,78 \times 10^3}{70 \times 122^2 \times 14,2} = 0,070$$

$$\mu_\mu = 0.070 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.964 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1038,78 \times 10^3}{0,993 \times 122 \times 435}$$

$$A_{st} = 20,30 \text{ cm}^2$$

- **En travée : $M_t = -542,26 \text{ KN.m}$**

$$\mu_\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{542,26 \times 10^3}{70 \times 122^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu_a = 0.036 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.982 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{542,26 \times 10^3}{0,982 \times 122 \times 435}$$

$$A_{st} = 11,34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 122 \times \frac{2.1}{400} = 8,24 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Longitudinal (x-x)	Aux appuis	6,39	8,24	6 HA 14 = 9,24
	En travée	3,19	8,24	6 HA 14 = 9,24
Transversale (y-y)	Aux appuis	20,30	8,24	6 HA 14 + 10 HA 14 = 24,64
	En travée	11,34	8,24	6 HA14 + 2 HA 14 = 12,32

Tableau VI.II.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales (Article 7.5.2.2/ du RPA99/2003) :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{125}{4}; 12 \times 1,4 \right\} = \min \{31, 25; 16, 8\} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{125}{2} = 62,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art A.5.2.2 du RPA 99/2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t=6 HA 8=3,02 cm² (02 cadres et 01 étrier).**

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 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 (3 cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en 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 : **3 HA 12 = 3,39 cm² (esp =30 cm)**

II.3.6. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification au cisaillement (Effort tranchant) (BAEL 91/ Art.A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 402,31 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{402,31 \times 10^3}{700 \times 1220} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MP} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 856,12 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{928.87 \times 10^3}{700 \times 1220} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ La condition est vérifiée, il n'y a pas de de risque de cisaillement.

2. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum_{ui}} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

ψ_s : 1,5 Pour les aciers HA.

$\sum_{ui} = n \times \pi \times \varphi$: Périmètre utile des barres.

Calcul de la contrainte admissible : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Zone	Effort Tranchant T (KN)	\sum_{ui} (mm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
Sens longitudinal (x-x)	402,31	263,9	1,4	3,15 MPa	CV
Sens transversale (y-y)	856,12	703.7	1,1		CV

Tableau VI.II.12 : Vérification de l'adhérence des barres

⇒ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

II.3.7. Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91) :

Notre voile périphérique peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $\overline{\sigma}_{st}$ (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

f_e : C'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tji} : C'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{st} &= \min \{ 333,33; \max(0; 5 \times 500; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \} \\ \overline{\sigma}_{st} &= \min \{ 333,33; \max(250; 201,63) \} = 250 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} &= \mathbf{250 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2) :

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ Et $\overline{\sigma}_{st}$.

- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{250 \text{ MPa}}$
- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$

Les contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s}$$

Les contraintes dans le béton :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{9,24}{70 \times 122} \times 100 = 0,108$$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
X-X	appuis	209.05	9.24	0,109	0.945	75.91	196	250	2.58	15	CV
	travée	-105.06	9.24	0,109	0.945	75.91	99		1.3		CV
Y-Y	appuis	652.79	24.64	0.288	0.915	44.12	237		5.37		CV
	travée	-339.31	12.32	0.144	0.938	65.60	244		3.72		CV

Tableau VI.II.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

conclusion générale:

L'étude de ce projet a constitué notre première incursion dans le monde professionnel. En effet, elle nous a offert l'opportunité de prendre conscience des responsabilités, des méthodes de travail et des procédures suivies par un ingénieur en génie civil au quotidien et ainsi mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation.

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude dynamique et statique **d'un bâtiment «R+8+Sous-SOL» à usage d'habitation, commercial**. Situé à la willaya de TIZI-OUZOU, cette structure en béton armé est caractérisée par un contreventement en (portiques et voiles).

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons remarqué que le dimensionnement des poteaux avec la formule de **(BAEL 91 /99)** donne des sections faible, donc nous avons passé au dimensionnement avec la formule de l'effort normal réduit stipulé dans **(RPA 99/V2003)** comme solution qui nous a donné des résultats proches de la réalité.

Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à l'article **(3.4.4a)** du **(RPA99 Version 2003)**. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion.

Les aciers de nuance **FeE500** sont maintenant disponible sur le marché, nous avons remarqué quels peut minimiser la section d'armature jusqu'au 20%.

Nous avons constaté qu'au niveau des poutres principales et secondaire solidaire aux voiles que la section d'armature est très élevé par rapport à la section de béton et cela revient à l'influence des voiles de contreventement (appuis fort), comme solution à ce sur ferrailage on opte pour un linteau (un voile avec ouverture).

Nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général.

D'après le rapport de sol il n y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

Bibliographie :

OUVRAGES ET REGLEMENT :

- ❖ Règlement parasismique algérien RPA99 / V2003
- ❖ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- ❖ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé « M.BELAZOUGUI ».
- ❖ Les abaques de PIGEAUD.
- ❖ Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM, DDS, MDS).
- ❖ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- ❖ Cours de ETABS (MR : BOUGHANI.A).

Logiciels utilisés :

- ❖ Logiciel de modélisation ETABS V 9.6
- ❖ AUTOCAD 2016
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

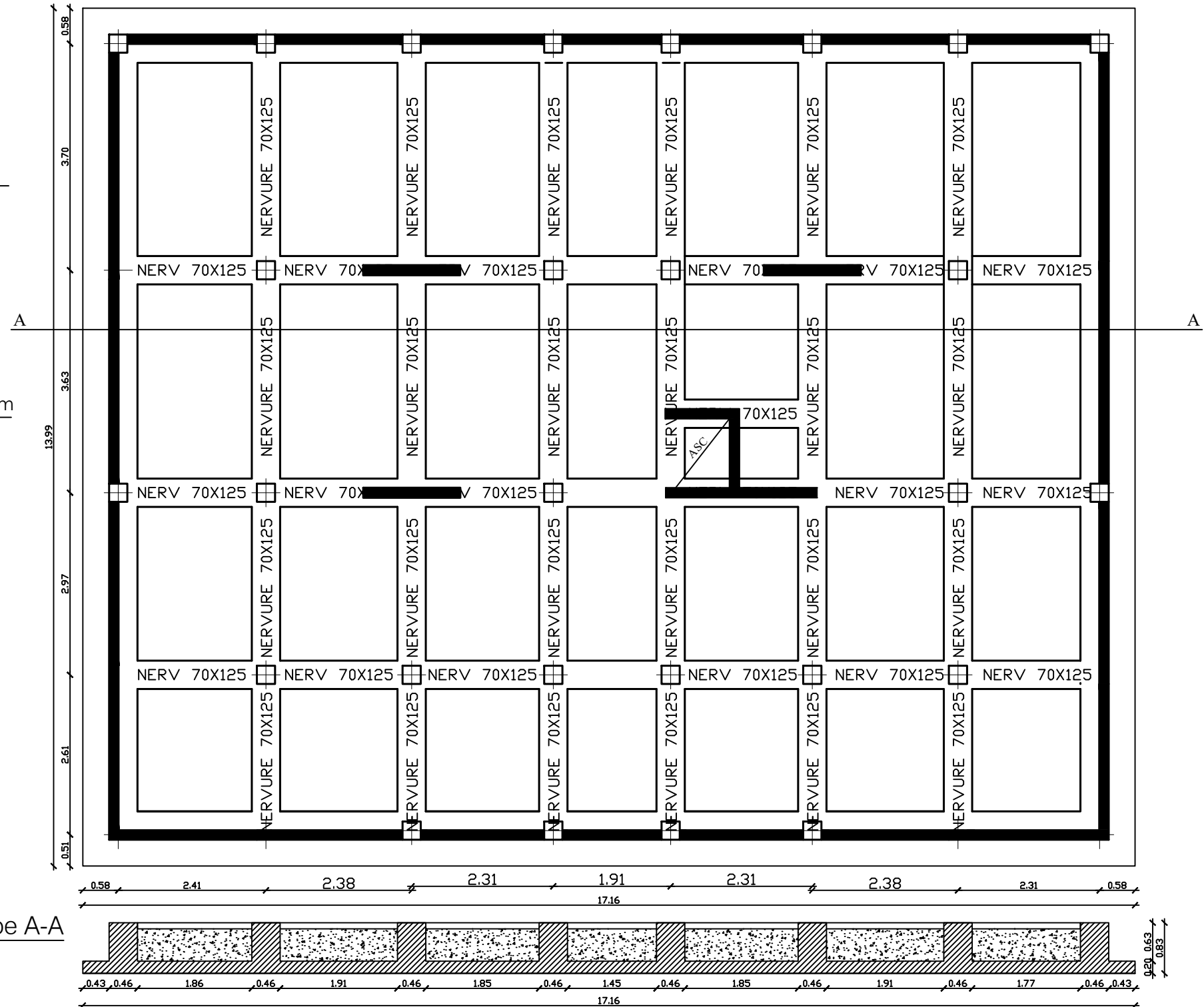
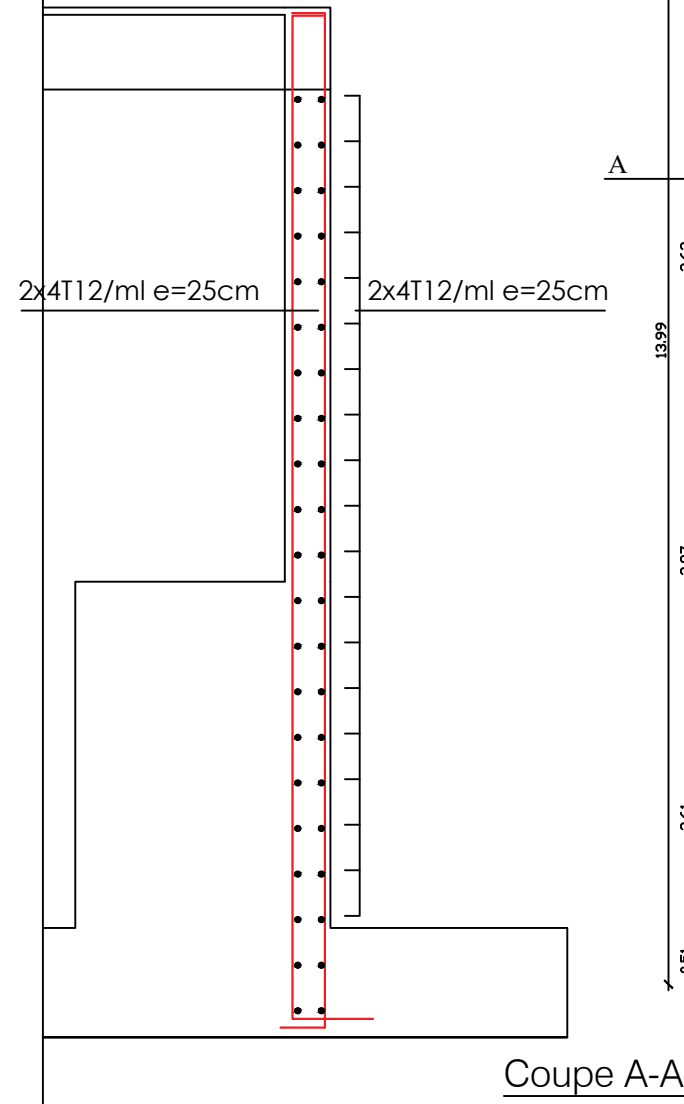




Plans de coffrages

COFFRAGE RADIER

ferrailage voile périphérique



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction



Département de Génie Civil

Encadré Par :
- Dr MEGHLAT

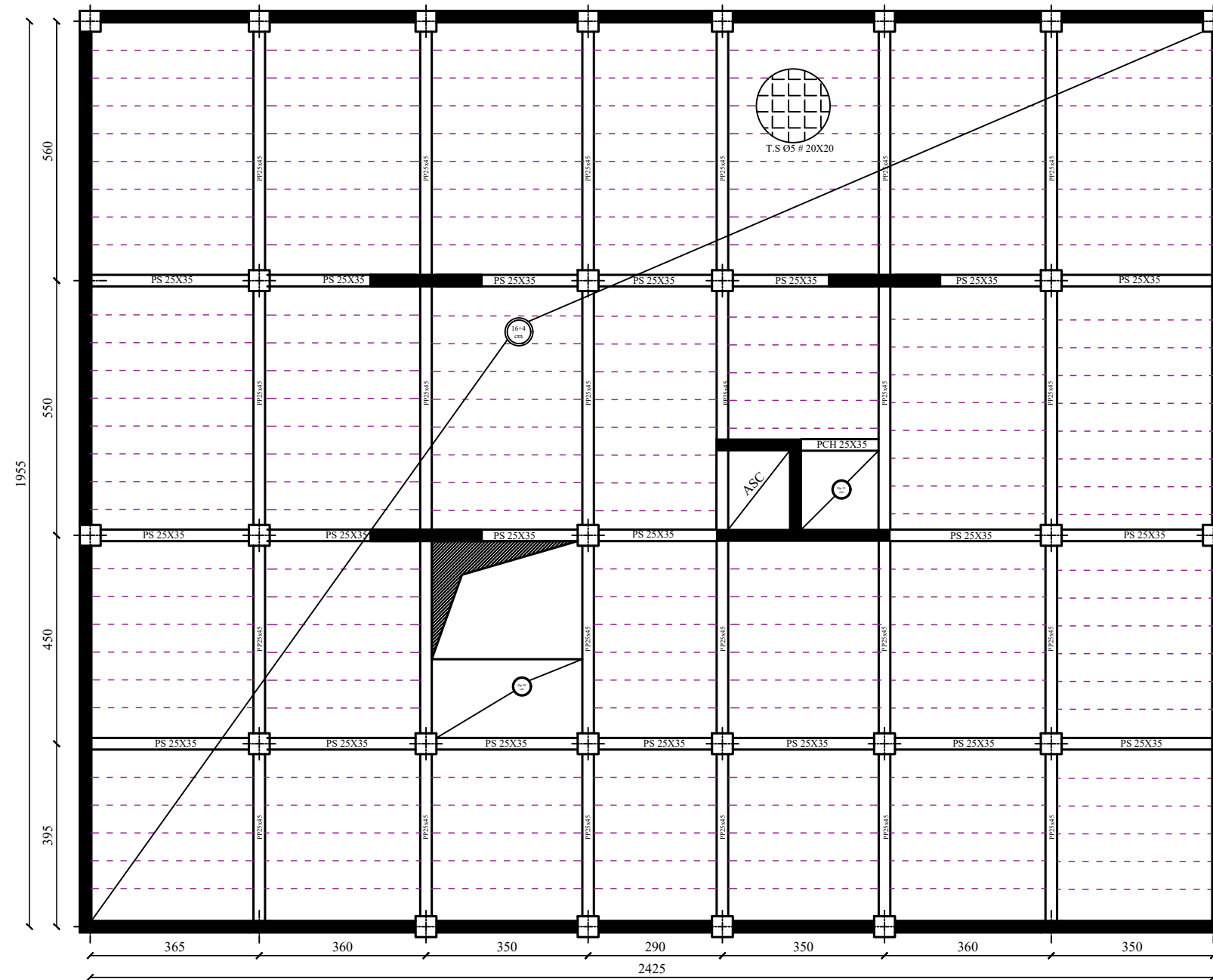
Etudié Par :
- AGAOUA AREZKI
- CHOUGAR AZIZ

Titre :
coffrage radier

Plan N°: 01

Echelle : 1 / 20

Promotion :
2023 - 2024



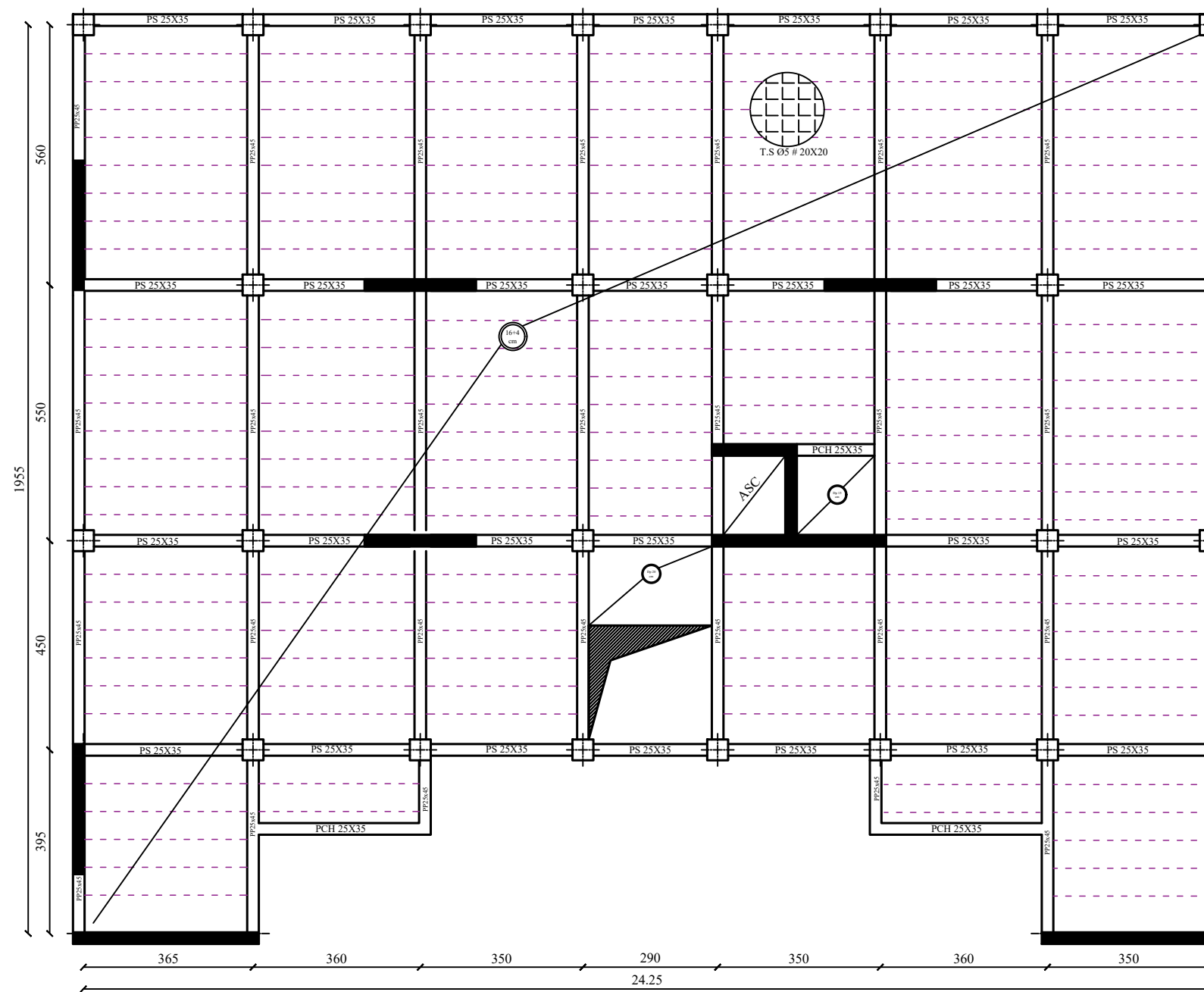
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



Encadré Par : - Dr MEGHLAT Etudié Par : - AGAOUA AREZKI - CHOUGAR AZIZ	Titre : Plan de coffrage Niveau +0.00	Plan N°: 02
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2023 - 2024



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



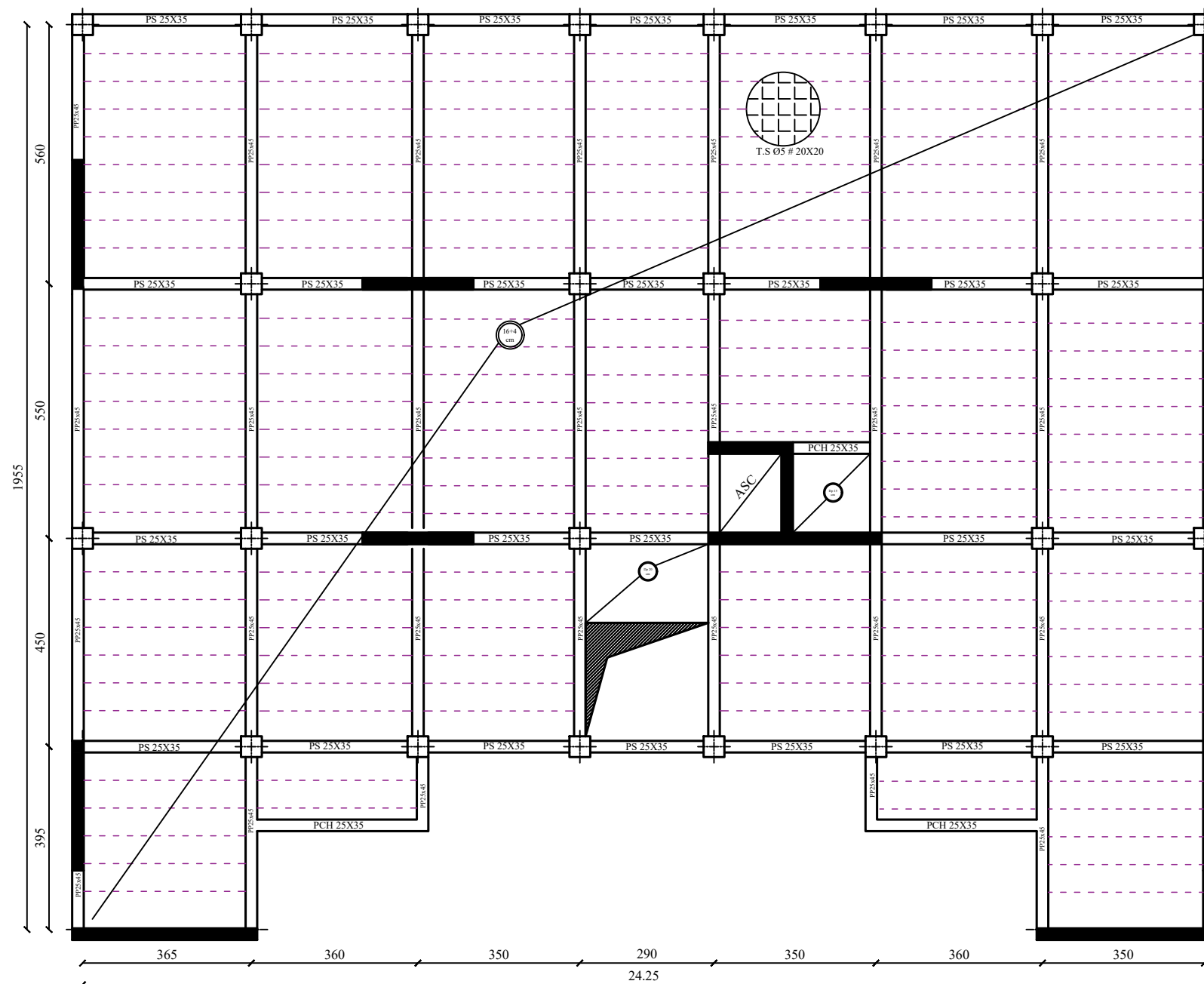
Encadré Par :
- **Dr MEGHLAT**

Etudié Par :
- **AGAOUA AREZKI**
- **CHOUGAR AZIZ**

Titre :
Plan de coffrage
Niveau +4.08

Plan N°: 03
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2023 - 2024



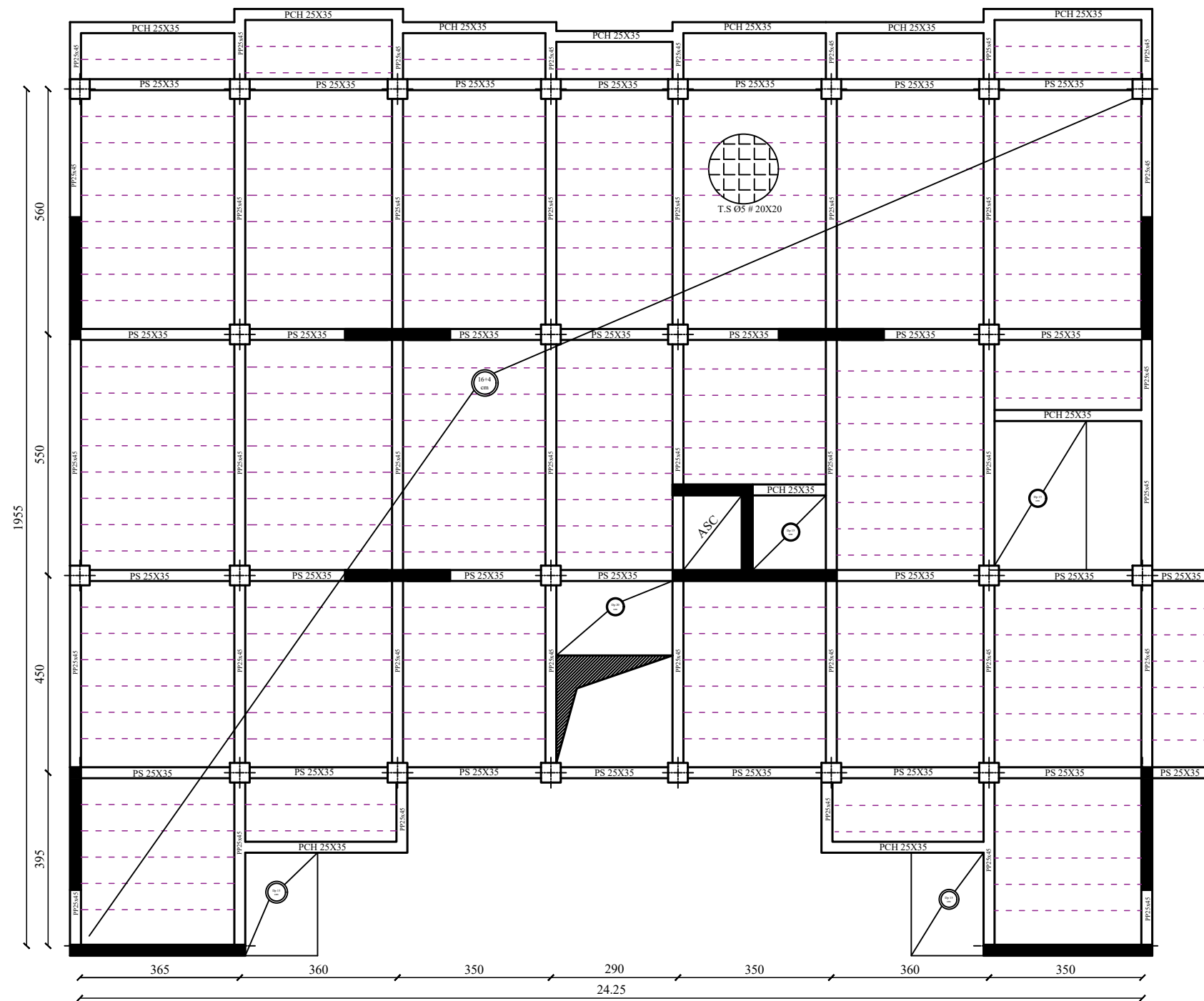
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



Encadré Par : - Dr MEGHLAT Etudié Par : - AGAOUA AREZKI - CHOUGAR AZIZ	Titre : Plan de coffrage Niveau +7.14	Plan N°: 04
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2023 - 2024



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



Encadré Par :
- **Dr MEGHLAT**

Etudié Par :
- **AGAOUA AREZKI**
- **CHOUGAR AZIZ**

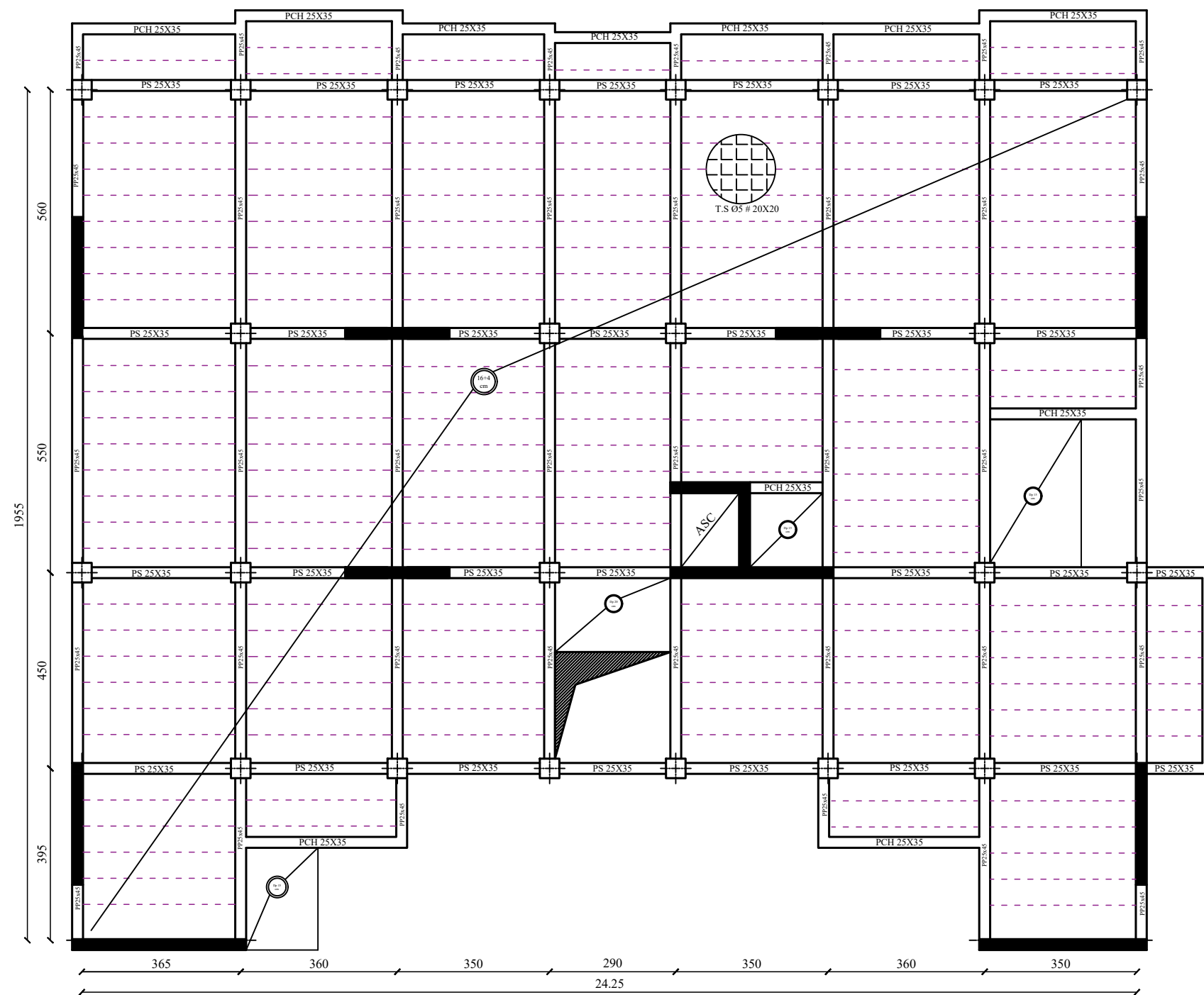
Titre :

**Plan de coffrage
Niveaux du
+10.2 au +22.44**

Plan N°: 05

Echelle : 1 / 20

**Promotion :
2023 - 2024**



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



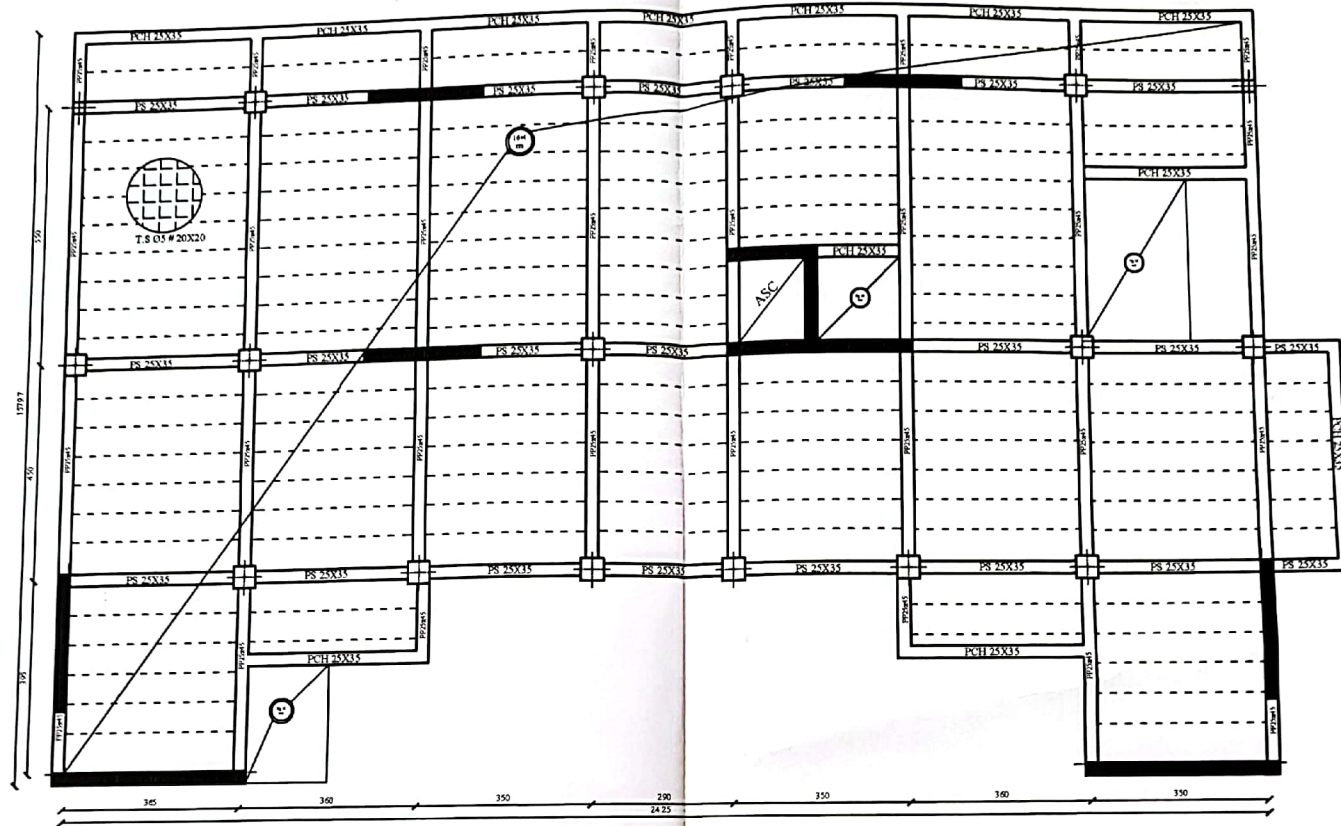
Encadré Par :
- **Dr MEGHLAT**

Etudié Par :
- **AGAOUA AREZKI**
- **CHOUGAR AZIZ**

Titre :
Plan de coffrage
Niveau +25.5

Plan N°: 06
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2023 - 2024



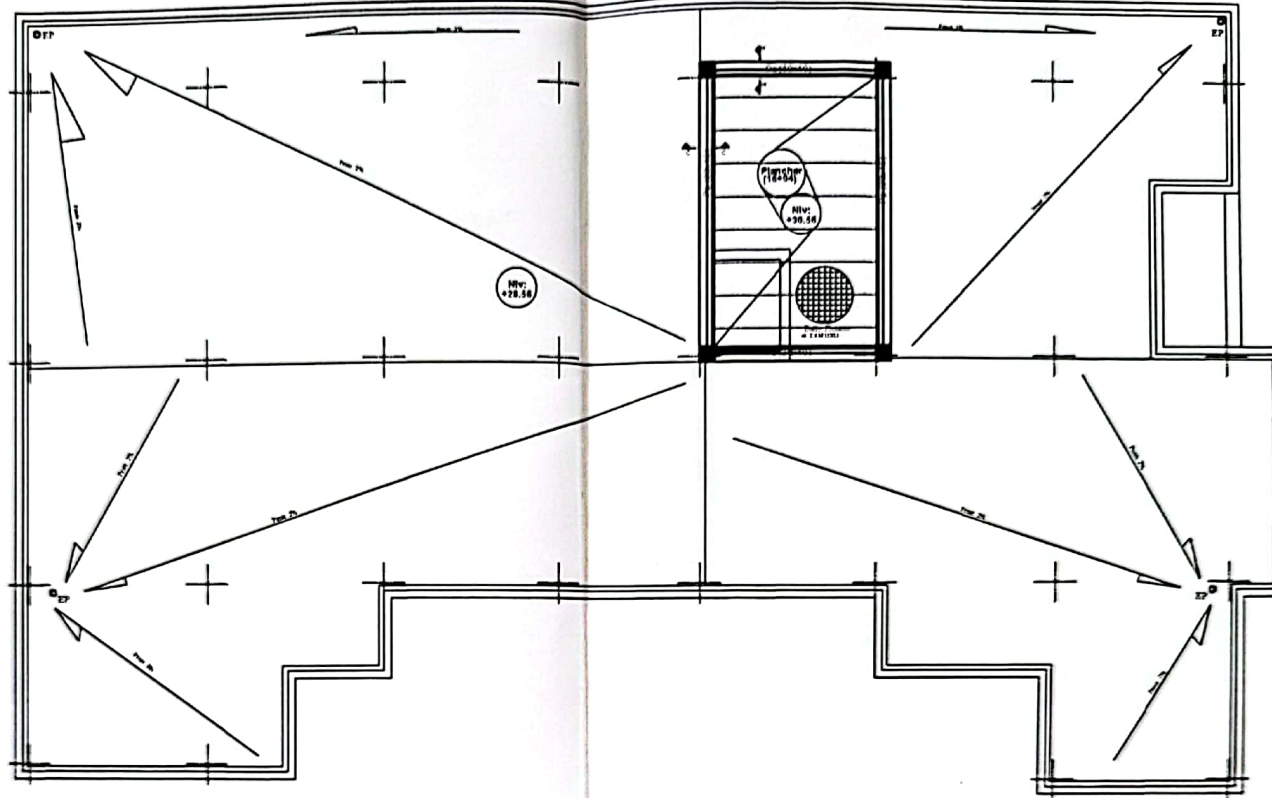
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



Encadré Par : - Dr MEGHLAT Etudié Par : - AGAOUA AREZKI - CHOUGAR AZIZ	Titre : Plan de coffrage Niveau +28.56	Plan N°: 07
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2023 - 2024



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



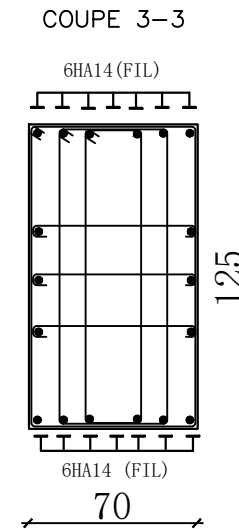
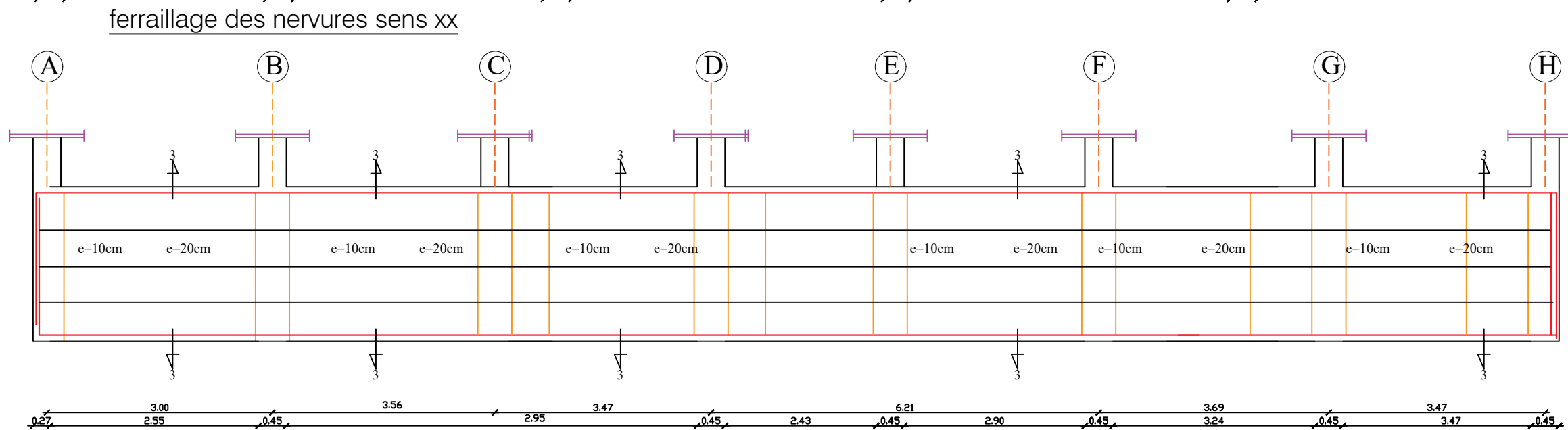
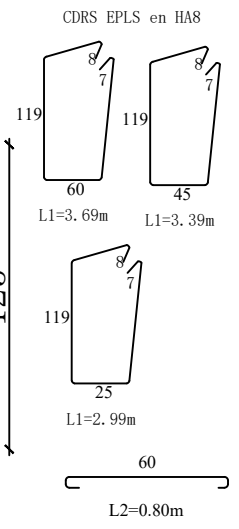
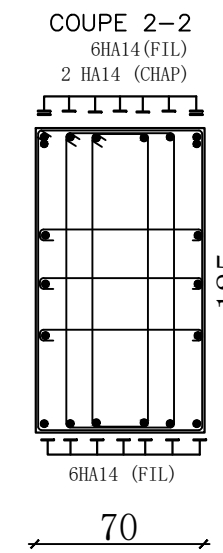
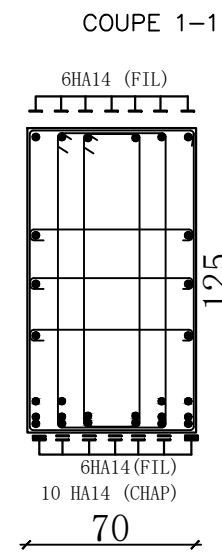
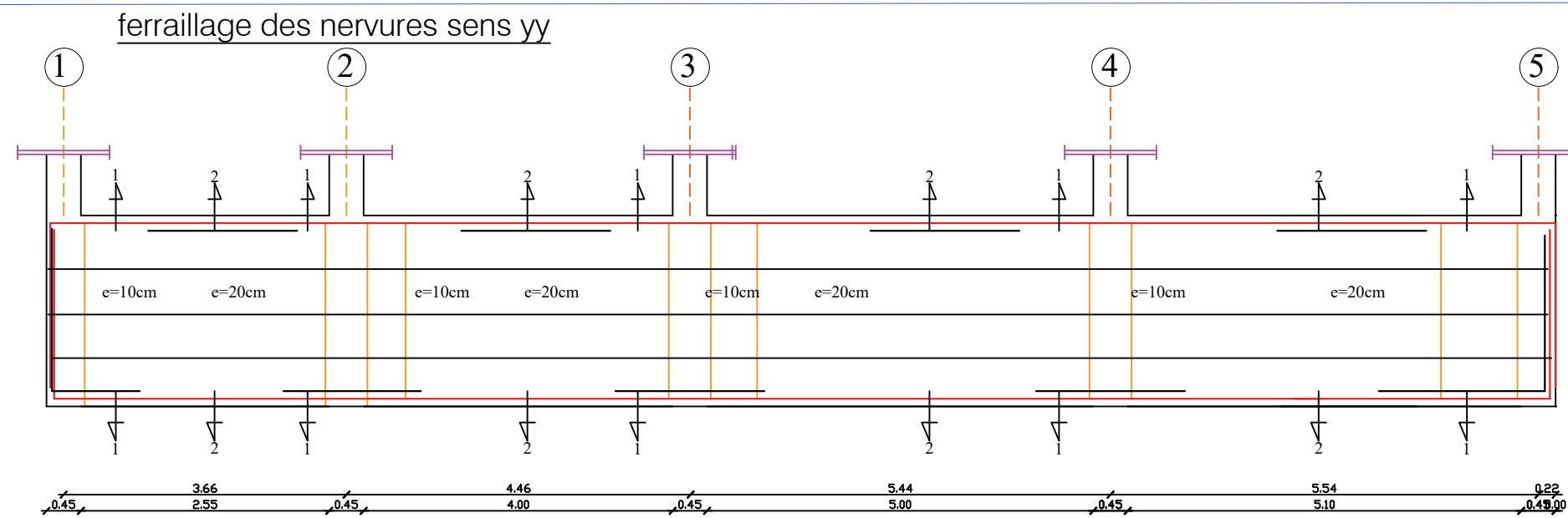
**Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil**



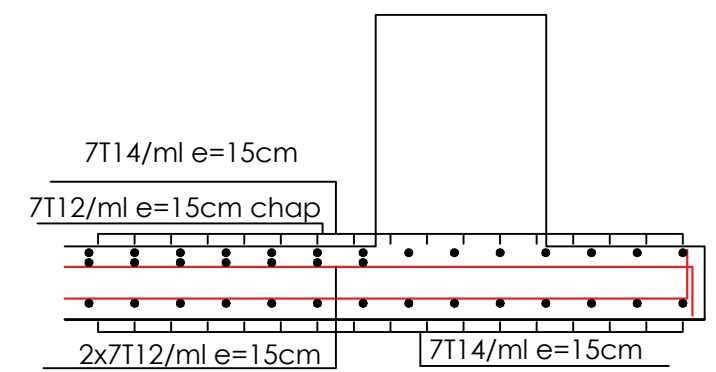
Encadré Par : - Dr MEGHLAT Etudié Par : - AGAOUA AREZKI - CHOUGAR AZIZ	Titre : Plan de toiture	Plan N°: 08
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2023 - 2024



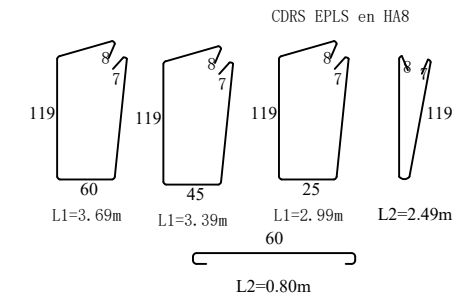
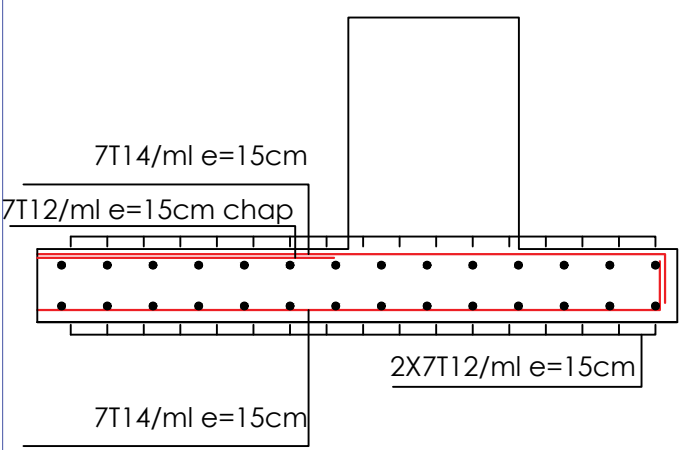
Plans de ferrailages



ferrailage radier sens yy

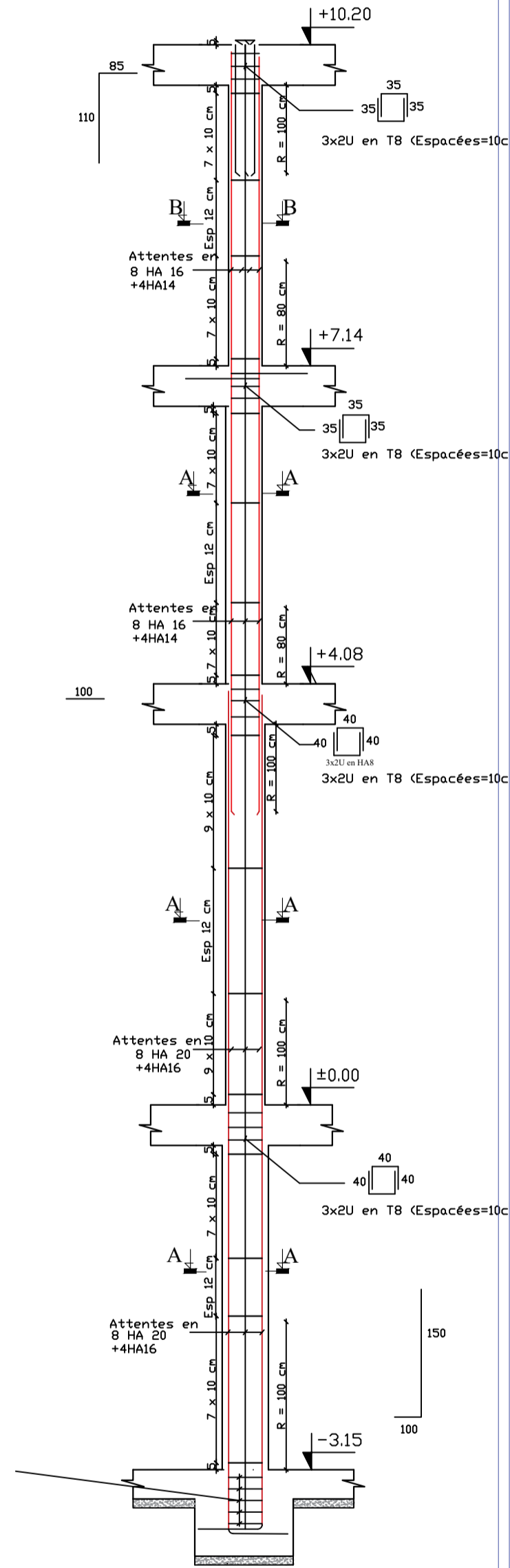
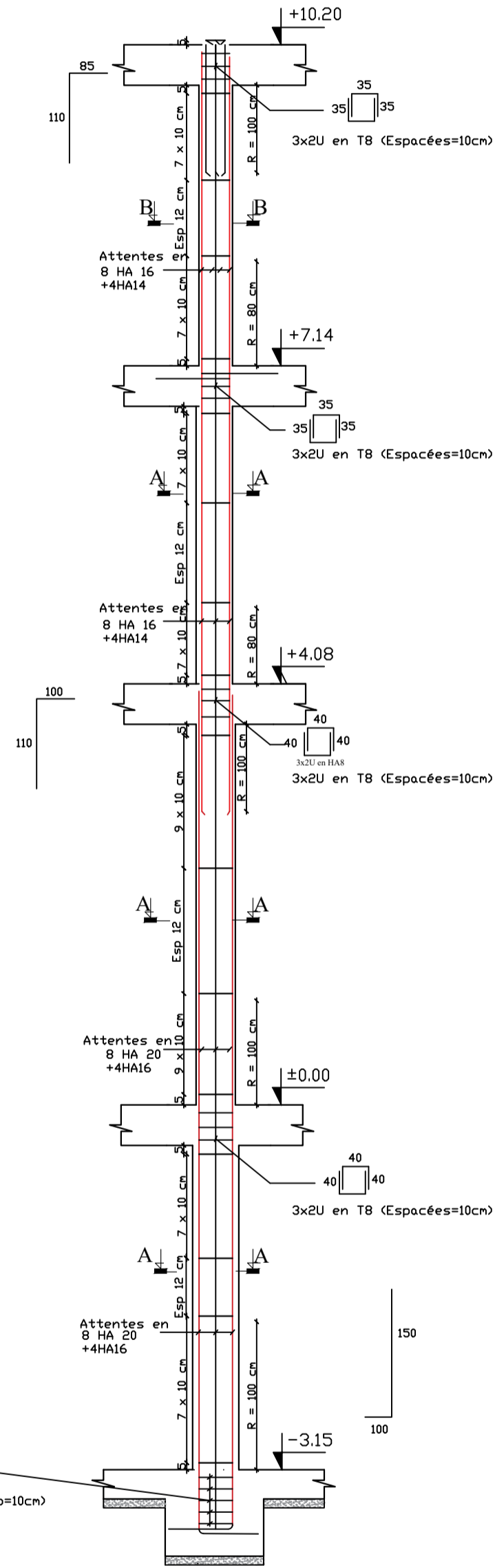
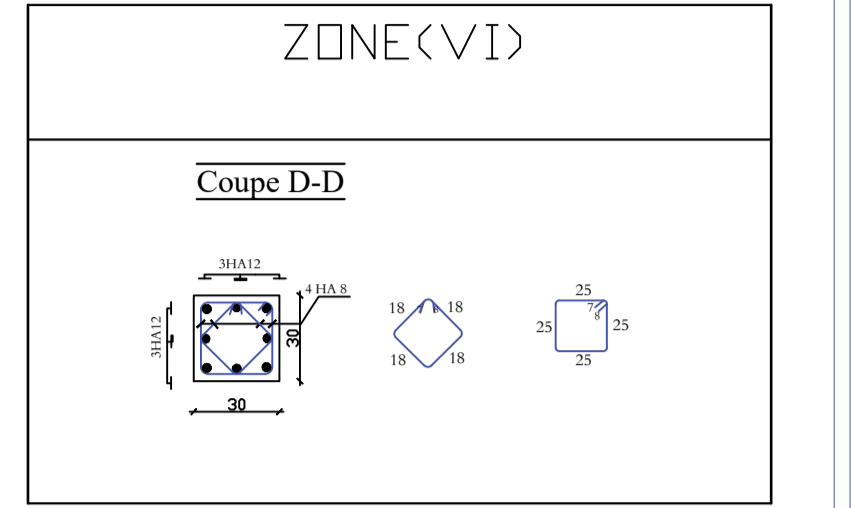
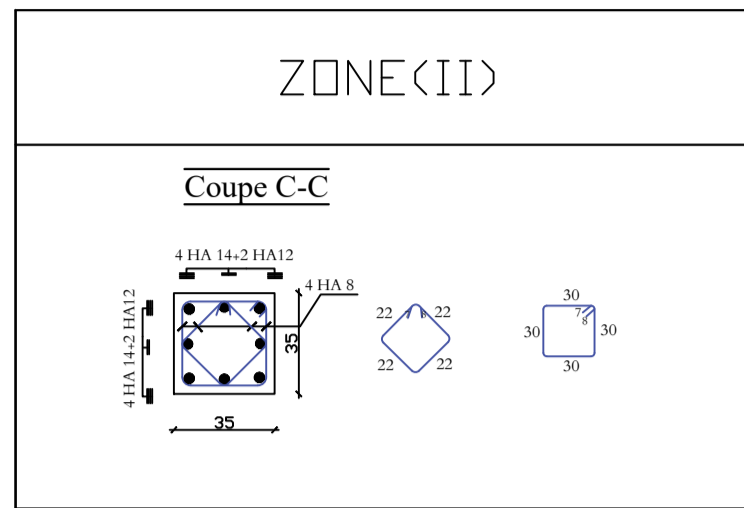
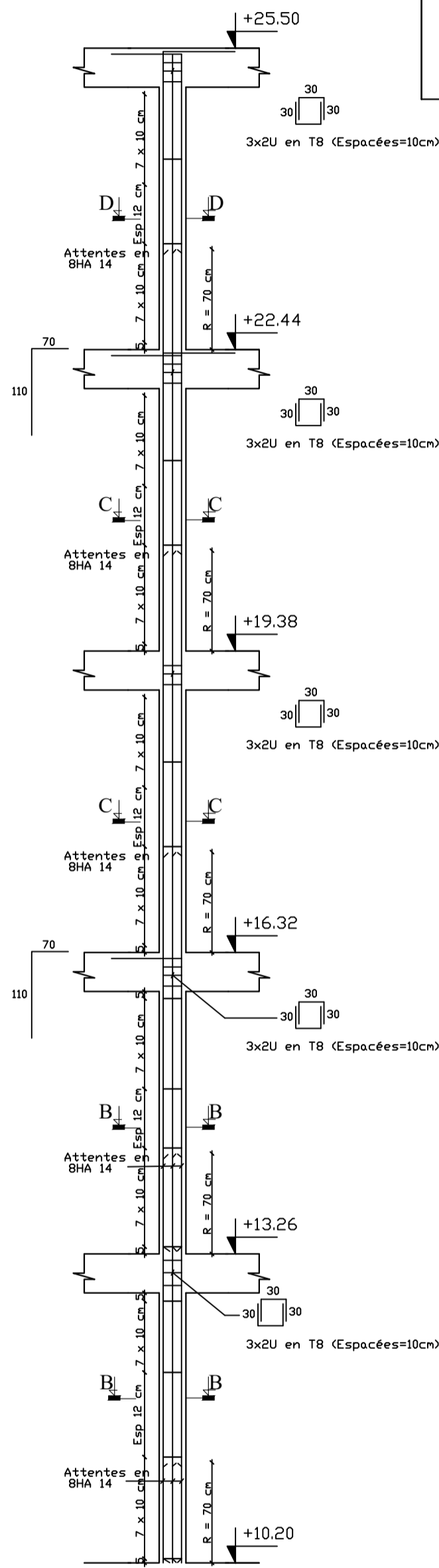
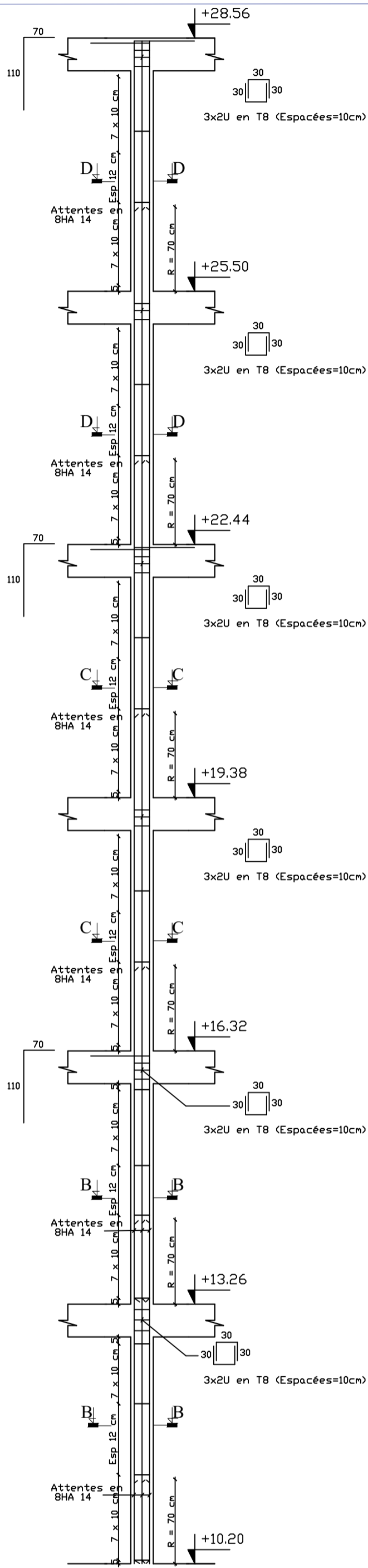


ferrailage radier sens xx



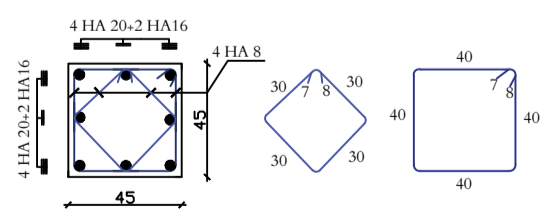
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

<p>Encadré Par :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Dr MEGHLAT <p>Etudié Par :</p> <ul style="list-style-type: none"> - AGAOUA AREZKI - CHOUGAR AZIZ 	<p>Titre :</p> <p>ferrailage radier et nervures</p>	<p>Plan N°: 09</p> <p>Echelle : 1 / 20</p> <p>Promotion :</p> <p>2023 - 2024</p>
---	---	--



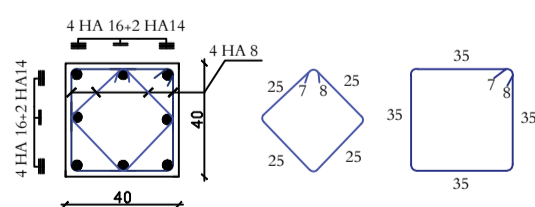
ZONE (I)

Coupe A-A



ZONE (II)

Coupe B-B



Ferrailage poteau central

Ferrailage poteau ATTIQUE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZIOUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Encadré Par :
 - Dr MEGHLAT

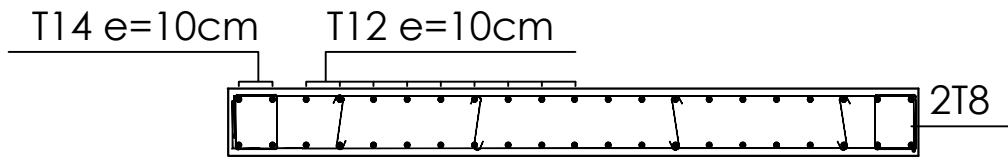
Etudié Par :
 - AGAOUA AREZKI
 - CHOUGAR AZIZ

Titre :
 Ferrailage des Poteaux
 (longitudinales et transversales)
 en Zone I , Zone II , Zone III , Zone IV

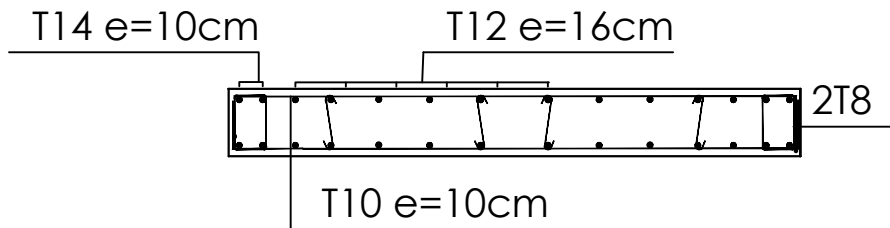
Plan N°: 10
 Echelle : 1 / 20

Promotion :
 2023 - 2024

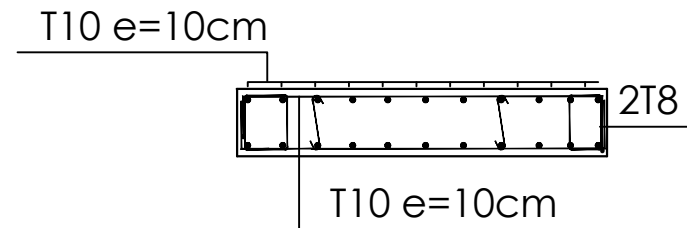
voile vt3



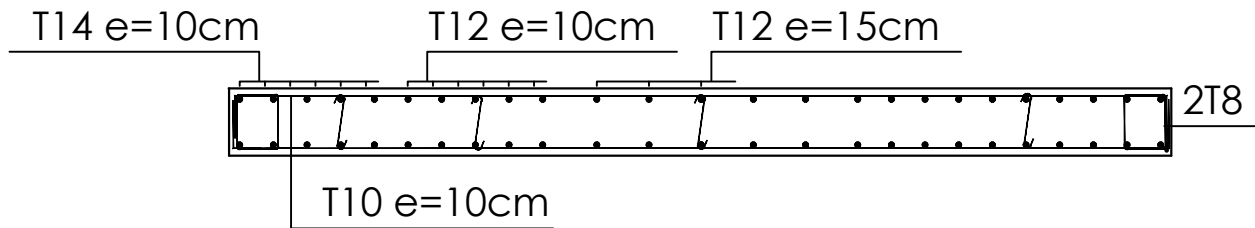
voile vl5



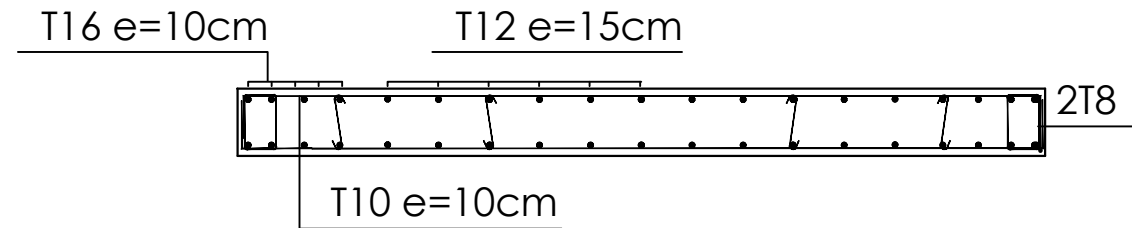
voile vl 1/1 vl1/2 2/1 2/2



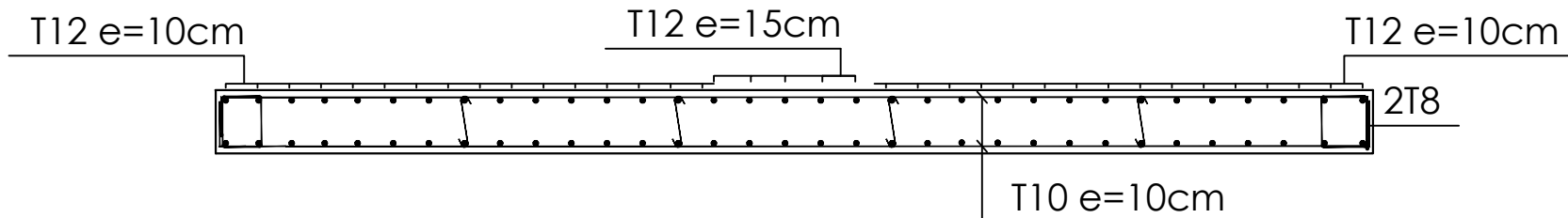
voile vt1.2.4.5



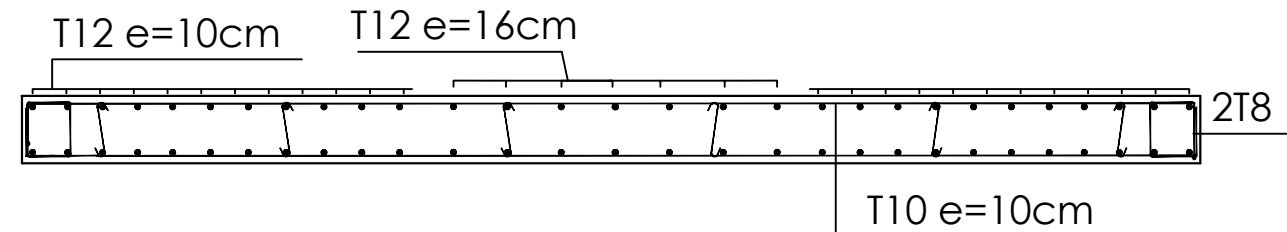
voile vl3.6.7



voile vl 1



voile vl 2 vl4



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction



Département de Génie Civil

Encadré Par :

- Dr MEGHLAT

Etudié Par :

- AGAOUA AREZKI

- CHOUGAR AZIZ

Titre :

Ferrailage des VOILES ZONE I

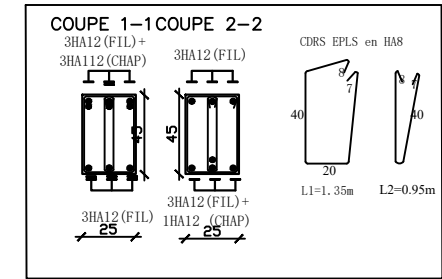
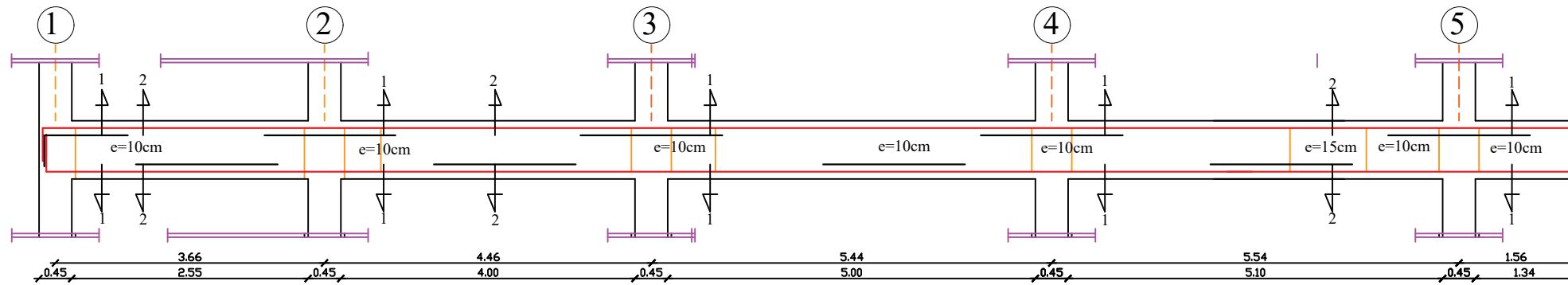
Plan N°: 11

Echelle : 1 / 20

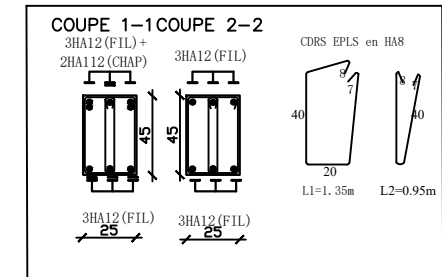
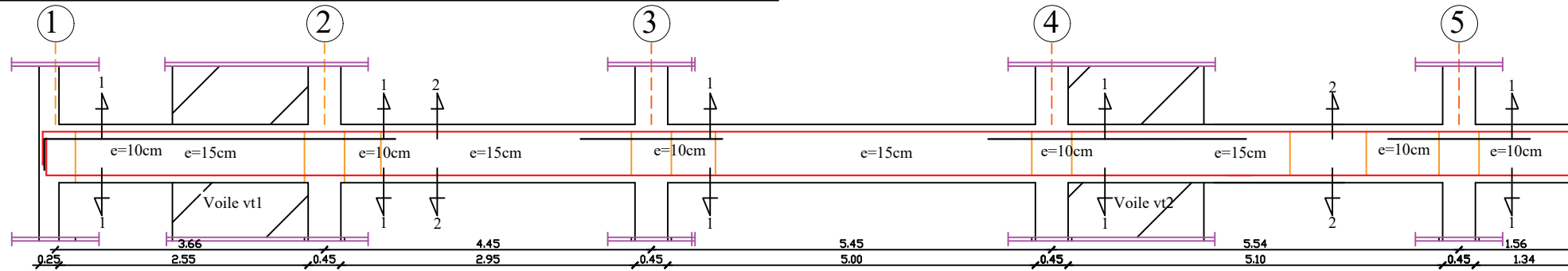
Promotion :

2023 - 2024

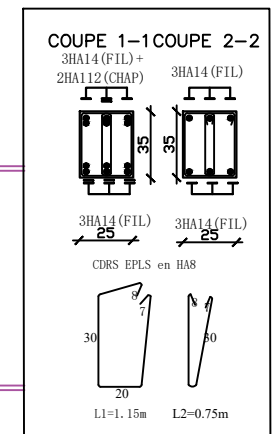
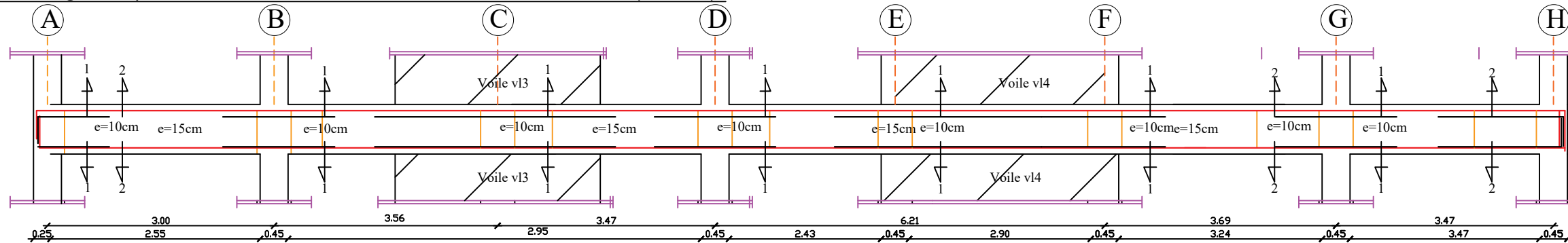
ferrailage de poutre PRINCIPALES NON SOLIDAIRE AU VOILE(25X45)



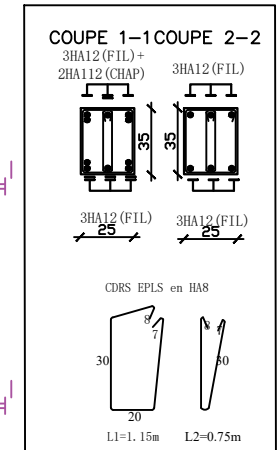
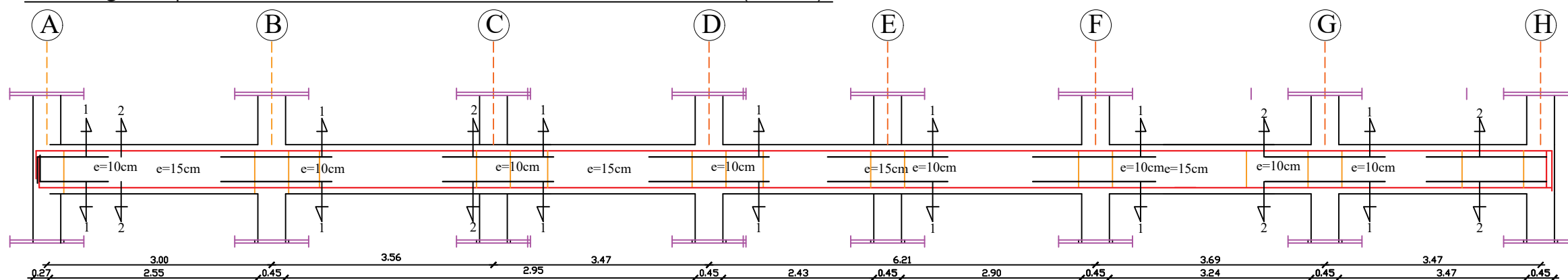
ferrailage de poutre PRINCIPALES SOLIDAIRE AU VOILE(25X45)



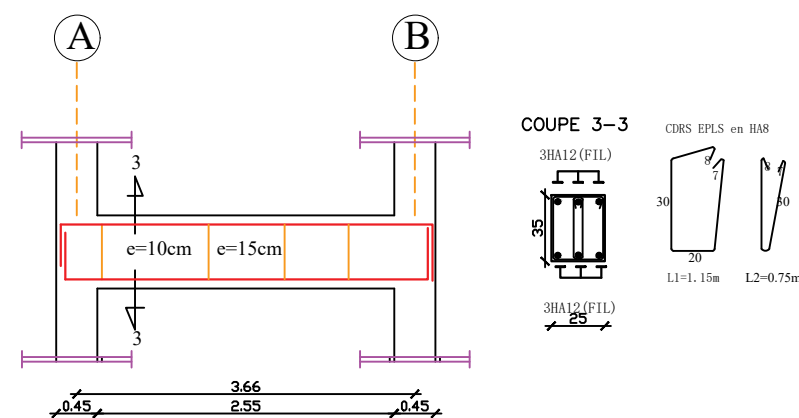
ferrailage de poutre SECONDAIRE SOLIDAIRE AU VOILE(25X35)



ferrailage de poutre SECONDAIRES NON SOLIDAIRE AU VOILE(25X35)



ferrailage poutre de chaînage (25X35)



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil

Encadré Par :

- Dr MEGHLAT

Etudié Par :

- AGAOUA AREZKI

- CHOUGAR AZIZ

Titre :

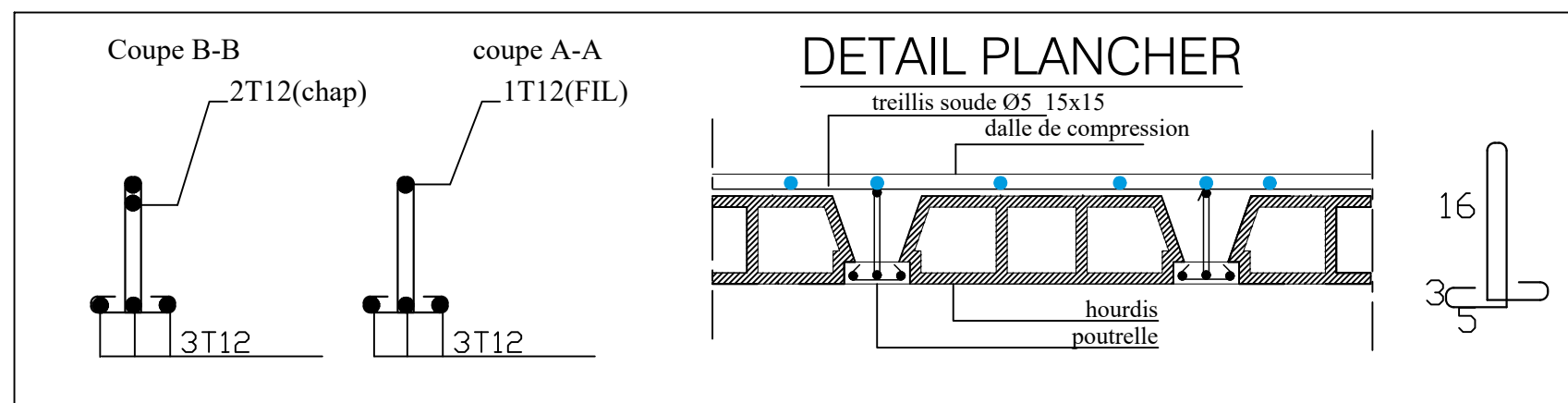
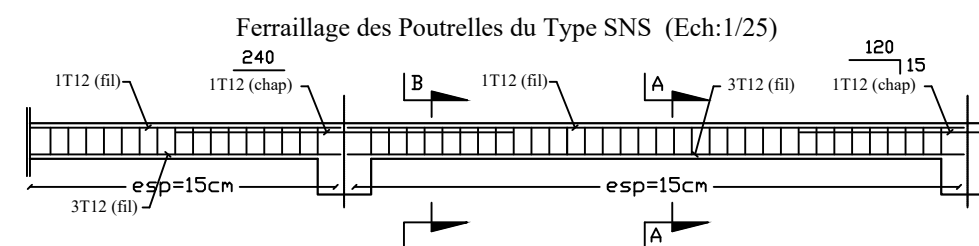
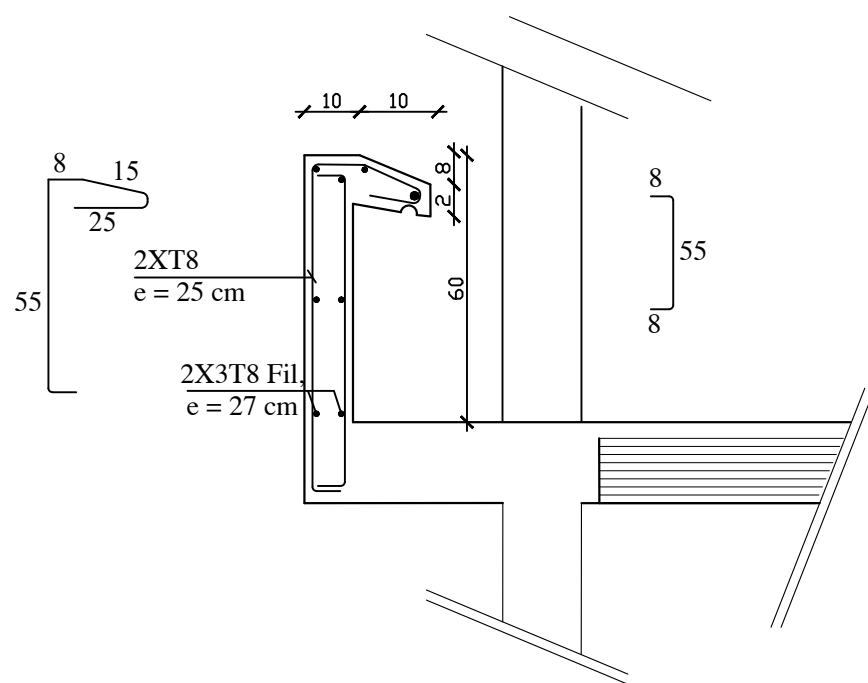
Ferrailage des POUTRES

Plan N°: 12

Echelle : 1 / 20

Promotion :

2023 - 2024



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Encadré Par :

- Dr MEGHLAT

Etudié Par :

- AGAOUA AREZKI
- CHOUGAR AZIZ

Titre :

**Plan ferrailage de l'acrotère et
plancher corps creux et balcon et dalle
plein**

Plan N°: 13

Echelle : 1 / 20

**Promotion :
2022 - 2023**