

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OLHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

MOUSSA LADJI
KORSANE SOHAIB

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+7
CONTREVENTE PAR DES VOILES

Devant le jury composé de :

Nom et prénom	Grade	UAMOB	Président
Nom et prénom	Grade	UAMOB	Encadreur
Nom et prénom	Grade	UAMOB	Examinateur
Nom et prénom	Grade	UAMOB	Examinateur

Année Universitaire 2020/2021

Dédicace

A ma mère

A mon père

A mon frère et mes sœurs

A tous mes chers collègues et amis

A mon binôme SOHAIB et à sa famille



Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

A ma grande mère.

A mes frères et sœurs.

A mes oncles, tantes et mes cousins.

A toute ma famille.

A mon binôme MOUSSA et à sa famille.



SOUHAIB

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier et à exprimer nos profondes reconnaissances à notre promoteur M^{me} REFAS.B qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail soient assurés de nos profondes grâces.



Dédicace

Remerciements

Liste des abréviations

Liste de figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage 3

I.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage 3

I.3. Eléments constituant l'ouvrage 3

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés..... 4

I.4.1. Le béton 4

I.4.2. Les aciers 8

I.5. Hypothèse de calcul 11

I.6. Les combinaisons d'action 12

Chapitre II: Pré-dimensionnements des éléments

II.1. Introduction 13

II.2. Pré-dimensionnement des éléments 13

II.2.1. Les planchers 13

II.2.3. Les balcons 17

II.2.4. Les escaliers..... 17

Type1 : Escaliers à volées droits avec palier intermédiaire pour le minaret..... 17

II.2.5. Pré- dimensionnement Les poteaux..... 24

II.2.6. Pré Dimensionnement des voiles..... 30

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III. Étude des éléments secondaires 32

III.1. Introduction 32

III.2. Étude de l'acrotère 32

III.2.1. Définition 32

III.2.2. Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère..... 32

III.2.3. Calcul des moments et des efforts..... 33

III.2.4. Ferrailage de l'acrotère 34

III.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU 34

Sommaire

III.2.4.2. Vérification à ELU	36
III.2.4.2.1. Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1) CBA 93	36
III.2.4.2.2. Calcul des armatures de répartition	36
III.2.4.2.3. Vérification au cisaillement (Art 5.1.1) CBA 93	36
III.2.4.2.4. Vérification de Contrainte d'adhérence	37
III.2.4.3. Vérification à L'ELS	37
III.2.4.4. Vérification des espacements des barres	39
III.2.5. Schéma de ferrailage	40
III.3. Étude des balcons	40
III.3.1. Les charges	40
III.3.1.1. Calcul des sollicitations.....	41
III.3.1.2. Calcul du ferrailage	43
III.4. Étude des poutrelles	46
III.4.1. Pré dimensionnement des poutrelles	46
III.4.2. Charges et surcharges.....	48
III.4.3. Calcul des efforts tranchants et moments max en travée	48
III.4.4. Charge et surcharge et La combinaison de charge	49
III.4.5. Ferrailage.....	58
III.4.5.1. Calcul des armatures longitudinales.....	59
III.4.5.2. Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).....	61
III.4.5.3. Verifications à L'ELU.....	61
III.4.5.4. Verifications À L'ELS	63
III.4.5.5. Ferrailage du plancher.....	65
III.5. Etude des escaliers	66
III.5.1. Calcul des sollicitations.....	66
III.5.2. A L'ELU	66
III.5.2.1. Schéma statique.....	66
III.5.2.2. Calcul des efforts internes	67
III.5.3. A L'ELS	68
III.5.3.1. Schéma statique.....	68
III.5.3.2. Calcul des efforts internes	68
III.5.4. Ferrailage.....	69
III.5.4.1. Calcul du ferrailage à L'ELU.....	69
III.5.4.2. Vérifications à ELS	73

Sommaire

III.5.5. Vérification de la flèche	74
III.5.6. Schéma de ferrailage	75
III.5.7. Poutre palière.....	75
III.5.7.1. Introduction	75
III.5.7.2. Pré dimensionnement	76
III.5.7.5. Schéma de ferrailage	82
III.5.8. 2 ^{ème} type : escalier balancée pour logement duplex	83
III.5.8.1. Calcul de Ferrailage	90
III.5.8.2. Schéma de ferrailage	94
III.6. Etude de la dalle machine.....	95
III.6.1. Etude de la dalle machine d'ascenseur	95
III.6.1.1. Pré dimensionnement de la dalle.....	95
III.6.1.2. Evaluation des charges et surcharges	96
III.6.1.4. Etude de la dalle	100
III.6.2. Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur	104

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique de la structure

IV. Etude dynamique.....	105
IV.1. Objectif de l'étude dynamique	105
IV.2. Présentation de logiciel du calcul ETABS	105
IV.3. Étapes de modélisation.....	106
IV.4. Modélisation de la structure	106
IV.5. Présentation des différentes méthodes de calcul	107
IV.5.1. La méthode statique équivalente.....	108
IV.5.2. La méthode modale spectrale.....	108
IV.5.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	108
IV.6. Choix de la méthode du calcul	108
IV.7. Méthode dynamique modale spectrale.....	109
IV.7.1. Spectre de réponse du calcul	109
IV.7.2. Modélisation de la structure	115
IV.7.2.1. Caractéristiques géométriques des voiles	116
IV.7.2.2. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	116
IV.7.2.3. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires.....	118
IV.8. Vérification des exigences de RPA99/version2003	123

Sommaire

IV.9.Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	127
IV.10.Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	128
IV.11.Vérification de l'effort normal réduit	131

Chapitre V: Ferrailages des éléments principaux

V.Ferrailages des éléments principaux.....	133
V.1.Introduction	133
V.2. Ferrailage des Poteaux	133
V.2.1.Armatures longitudinales	133
V.2.2.Armatures transversales	139
V.2.3.Vérification à l'ELU.....	140
V.2.4.Vérification à l'ELS	141
V.2.5.Vérification de l'effort normale ultime	142
V.2.6.Schémas de ferrailage des poteaux.....	144
V.3.Ferrailage des poutres.....	145
V.3.1.Recommandation du RPA99/V03 en zone III	145
V.3.2.Recommandation du BAEL 91	146
V.3.3.Vérification.....	149
V.3.4.Schémas de ferrailage des poutres	152
V.4. Ferrailage des voiles.....	152
V.4.1.Recommandations du RPA99/version2003.....	153
V.4.2.Combinaisons du calcul.....	155
V.4.3.Calcul du ferrailage des voiles	155
V.4.3.1. Présentation de la méthode du calcul	155
V.4.3.2. Exemple du calcul	157

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Etude des fondations	165
VI.1.1.Introduction	165
VI.1.2.Choix des fondations.....	166
VI.1.3.Prédimensionnement de la fondation	166
VI.1.4.Radier générale	167
VI.1.4.1. Introduction	167
VI.1.4.2. Prédimensionnement du radier.....	168
VI.1.4.3. Calcul des sollicitations	171

Sommaire

VI.1.4.4. Vérification de la surface de radier	171
VI.1.4.5. Caractéristiques géométriques du radier	171
VI.1.4.6. Vérification de la stabilité du radier	172
VI.1.4.7. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA	173
VI.1.4.8. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	174
VI.1.4.9. Ferrailage du radier nervurée	175
VI.1.4.10. Ferrailage de la dalle du radier	175
VI.1.4.11. Ferrailage des nervures	180
VI.1.4.12. Ferrailage des débords	185
VI.2. Voile périphérique	188
VI.2.1. Dimensionnement	188
VI.2.2. Evaluation des Charges et Surcharges	190
VI.2.3. Ferrailage	191
VI.2.4. Condition de non fragilité	193
VI.2.5. Vérification de l'effort tranchant	193
VI.2.6. Schéma de ferrailage	195
Conclusion générale	195

Références bibliographique

Annexes

Résumé

Liste des abréviations

Liste des Figures

Liste de figures

Figure 1: Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU.....	7
Figure 2: Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU.....	7
Figure 3: diagramme contrainte déformation de l'acier en traction.	9
Figure 4: Diagramme contrainte déformation de calcul.....	10
Figure 5: Dessin d'un plancher en corps creux.	13
Figure 6: Dimension de la poutrelle.....	15
Figure 7: Dimension de l'escalier.	17
Figure 8: Escalier balancé à double quartier tournant.....	19
Figure 9: Dimension l'acrotère.	22
Figure 10: Coupe de voile en élévation.....	31
Figure 11: Coupe de voile en plan.	31
Figure 12: Schéma et coupe transversal de l'acrotère.....	32
Figure 13: Diagramme des efforts à l'ELU.....	34
Figure 14: Section de calcul d'acrotère.....	34
Figure 15: Schéma de ferrailage d'acrotère.	40
Figure 16: Schéma de ferrailage de balcon.	46
Figure 17: La nervure.....	48
Figure 18: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	53
Figure 19: Diagramme des moments à L'ELU.....	54
Figure 20: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	55
Figure 21: Diagramme des moments à L'ELS.....	55
Figure 22: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	56
Figure 23: Diagramme des moments à L'ELU.....	57
Figure 24: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	58
Figure 25: Diagramme des moments à L'ELU.....	58
Figure 26: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	59
Figure 27: Ferrailage du plancher.	65
Figure 28: Schéma statique de l'escalier (ELU).	66
Figure 29: Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).	67
Figure 30: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).....	67
Figure 31: Schéma statique de l'escalier (ELS).	68
Figure 32: Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier à ELS.....	68
Figure 33: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.	69
Figure 34: La section du calcul de l'escalier.....	69
Figure 35: Schéma du ferrailage de l'escalier.....	75
Figure 36: Diagrammes de moment isostatique à l'ELU.....	77
Figure 37: Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....	77
Figure 38: diagramme de moments isostatique à L'ELS.....	78
Figure 39: Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....	78
Figure 40: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	82
Figure 41: Les schémas statiques des escaliers de bloc C.....	83
Figure 42: Le schéma statique de volée 1 à l'ELU.....	84

Liste des Figures

Figure 43: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.	84
Figure 44: Le schéma statique de volée 2 à l'ELS.	85
Figure 45: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.	85
Figure 46: Le schéma statique de volée 1 à l'ELU.	86
Figure 47: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.	86
Figure 48: Le schéma statique de volée 1 à l'ELS.	87
Figure 49: Diagramme	87
Figure 50: le schéma statique de volée 1 à l'ELU.....	88
Figure 51: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.	88
Figure 52: Le schéma statique de volée 1 à l'ELS.	89
Figure 53: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.	89
Figure 54: La section du calcul de l'escalier.	90
Figure 55: Schéma du ferrailage de volée 1.	94
Figure 56: Schéma d'un ascenseur mécanique.	95
Figure 57: Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.	96
Figure 58: Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	98
Figure 59: Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	104
Figure 60: Vue en 3D.	107
Figure 61: Spectre de réponse.	112
Figure 62: Disposition des voiles.	116
Figure 63: 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de periode T = 0.630sec.	119
Figure 64: 2 ^{ème} Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode T = 0.614sec.	119
Figure 65: 3 ^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de periode T = 0.483sec.....	120
Figure 66: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.	127
Figure 67: Moment de renversement.	129
Figure 68: Schémas de ferrailage des poteaux.	144
Figure 69: Schémas de ferrailage des poutres.	152
Figure 70: Disposition des armatures verticales dans le voile.	154
Figure 71: Schéma montrant la disposition des voiles.	157
Figure 72: Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.....	158
Figure 73: Schémas de ferrailage de voile v1 type1 zone1.....	164
Figure 74: Disposition des nervures.....	170
Figure 75: Dimension de radier nervurée.....	171
Figure 76: Schéma statique du bâtiment.	173
Figure 77: Contraintes sous le radier.....	174
Figure 78: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	176
Figure 79: schéma statique du panneau le plus sollicité.	180
Figure 80: Diagramme des moments.	185
Figure 81: Schéma de ferrailage de la nervure.....	187
Figure 82: Le voile périphérique.....	188
Figure 83: Schéma statique.	189
Figure 84: Répartition des contraintes sur le voile.....	190
Figure 85: Ferrailage du voile périphérique.....	195

Liste des Tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1: Caractéristiques des aciers utilisés.	8
Tableau 2: Dimensionnement du plancher à corps creux.	14
Tableau 3: Descente de charge (Poteau C2).	25
Tableau 4: vérification a L'ELS.	30
Tableau 5: La charge permanente de l'acrotère.	33
Tableau 6: Vérification de la contrainte de compression dans le béton de balcon.	45
Tableau 7: Charge et surcharge et La combinaison de charge.	50
Tableau 8: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à l'ELU.	53
Tableau 9: Calcul des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à l'ELS.	54
Tableau 10: Calcul des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à L'ELU.	56
Tableau 11: Calcul des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à L'ELS.	57
Tableau 12: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.	63
Tableau 13: Les données a utilisé.	70
Tableau 14: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	73
Tableau 15: Les armatures de l'escalier obtenu.	74
Tableau 16: Vérification de la flèche de l'escalier.	75
Tableau 17: Charges et surcharges des volées.	83
Tableau 18: Charge à l'ELU et l'ELS de volées.	83
Tableau 19 : Le moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.	90
Tableau 20: Hypothèse de calcule.	90
Tableau 21: Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.	90
Tableau 22: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	91
Tableau 23: Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.	91
Tableau 24: Vérification de la flèche de l'escalier.	93
Tableau 25: Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine.	97
Tableau 26: Récapitulatif des moments de la dalle machine.	100
Tableau 27: Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.	101
Tableau 28: Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.	103
Tableau 29: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.	111
Tableau 30: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.	112
Tableau 31: Pénalités en fonction de critère de qualité.	114
Tableau 32: Les valeurs obtenues.	115
Tableau 33: Centre de masse et inertie des niveaux.	117
Tableau 34: Périodes, modes et facteurs de participation massique.	118
Tableau 35: « Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal ».	121
Tableau 36: « Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal ».	121
Tableau 37: « Combinaisons des réponses modales ».	122
Tableau 38: L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).	123
Tableau 39: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).	123
Tableau 40: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X.	124
Tableau 41: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.	125
Tableau 42: Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.	126

Liste des Tableaux

Tableau 43: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.	126
Tableau 44: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.	128
Tableau 45: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.	128
Tableau 46: Calcul le moment de renversement sens X-X.	129
Tableau 47: Calcul le moment de renversement sens Y-Y.	130
Tableau 48: Centre de gravité et de torsion.	130
Tableau 49: Vérification de renversement.	131
Tableau 50: Vérification de l'effort normal réduit.	131
Tableau 51: calcule de ferrailage (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$).	136
Tableau 52: calcule de ferrailage (M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$).	137
Tableau 53: calcule de ferrailage (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$).	137
Tableau 54: Choix des armatures longitudinal.	138
Tableau 55: Armatures transversales.	140
Tableau 56: Vérification des contraintes de cisaillement.	141
Tableau 57: Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.	142
Tableau 58: Vérification de l'effort normale ultime.	143
Tableau 59: Armatures longitudinales des poutres.	148
Tableau 60: Vérification du cisaillement du béton.	150
Tableau 61: vérification de Contrainte de compression dans le béton.	151
Tableau 62: vérification des 3 conditions.	152
Tableau 63: Ferrailage verticale du voile type1.	160
Tableau 64: Choix des barres du voile type 1.	161
Tableau 65: Ferrailage verticale du voile type 2.	161
Tableau 66: Choix des barres du voile type 2.	162
Tableau 67: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.	163
Tableau 68: Vérification de la stabilité au renversement du radier.	174
Tableau 69: Vérification des contraintes de sol sous le radier.	175
Tableau 70: Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.	178
Tableau 71: Ferrailage des panneaux du radier.	178
Tableau 74: Détermination des moments selon XX.	181
Tableau 75: Détermination des moments selon YY.	182
Tableau 76: Ferrailage des nervures selon XX.	182
Tableau 77: Ferrailage des nervures selon YY.	182
Tableau 78: Vérification des contraintes des nervures XX.	183
Tableau 79: Vérification des contraintes des nervures YY.	183
Tableau 80: Ferrailage des débords.	185
Tableau 81: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.	186
Tableau 82: Ferrailage du voile périphérique.	192
Tableau 83: Vérifications des contraintes sens X-X.	195
Tableau 84: Vérifications des contraintes sens Y-Y.	195

Introduction générale

Introduction générale

Le souci majeur d'un ingénieur en Génie civil est de concevoir et réaliser un édifice qui est capable de résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts de la construction ont mis en évidence des règles et des normes pour règlementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les ingénieurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement «aux contraintes admissibles ». Il constitue un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications dont les plus importantes ont eu lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'EL Asnam en 1980 et de Boumerdes en 2003, ont contraint les professionnels de génie parasismique à revoir et à modifier ainsi le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées.

Ce règlement est venu pour compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

Donc l'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le projet qu'on va entamer consiste en l'étude d'un bâtiment en R + 7+ E/Sol à usage d'habitation et commerce. Il est situé à la wilaya de Boumerdes classée en zone de sismicité élevée III a d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99V2003).

Ce projet présente des particularités, notamment une irrégularité en plan et en élévation, contreventé par des voiles porteurs en béton armé. L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des

Introduction générale

règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003), il sera organisée en six chapitres dont Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent, le choix des matériaux à utiliser ainsi que la déclaration des différentes hypothèses de calcul. Dans le deuxième chapitre, on va établir le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier).

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. Cette étude sera faite par une analyse sur le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du cinquième chapitre de notre étude, où nous allons nous baser sur les résultats donnés par le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

Enfin. Nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation (R + 7) Classé en groupe 2 selon le R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à Boumerdes, comme étant une zone de sismicité élevée (zone III).

I.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

✓ Dimensions en élévation

- Hauteur du RDC **3.06 m**
- Hauteur du entre sol **3.00 m**
- Hauteur étage courant **3.06 m**
- Hauteur totale y compris l'acrotère **27.48 m**

✓ Dimension en plan

- Longueur en plan **31.21 m**
- Largeur en plan **15 m**
- Longueur du balcon **1.5 m**

La construction de ce bâtiment est soumise à des exigences de sécurité, confort, esthétique et économique.

I.3. Eléments constituant l'ouvrage**✓ Planchers**

Les planchers de tous les niveaux seront réalisés en corps creux avec une table de compression en béton armé et poutrelles préfabriquées. Pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

✓ Maçonnerie

- Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

✓ Escaliers

Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos.

Les escaliers sont coulés sur place.

✓ **L'acrotère**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

✓ **Terrasse**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

✓ **Balcons**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

✓ **Revêtement**

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.4.1. Le béton

❖ Définition

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants", en considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

❖ Composition du béton : Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

❖ Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ Déformation du béton

• Module d'élasticité longitudinal

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

I. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$$

II. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{v28} = 10721,4\text{MPa}$$

• Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

• Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

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

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

❖ **Contraintes limites**

• **Contrainte limite à la compression**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

$$\text{Sachant que : } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

- θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25\text{MPa, on obtient : } \begin{aligned} f_{bu} &= 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} &= 21,74 \text{ MPa S.A} \end{aligned}$$

- **Contrainte limite de cisaillement** : (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour la fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression** : (BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60. f_{c28} = 15\text{MPa}$$

❖ **Diagramme contraintes déformations** : (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

✓ **L'état limite ultime**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

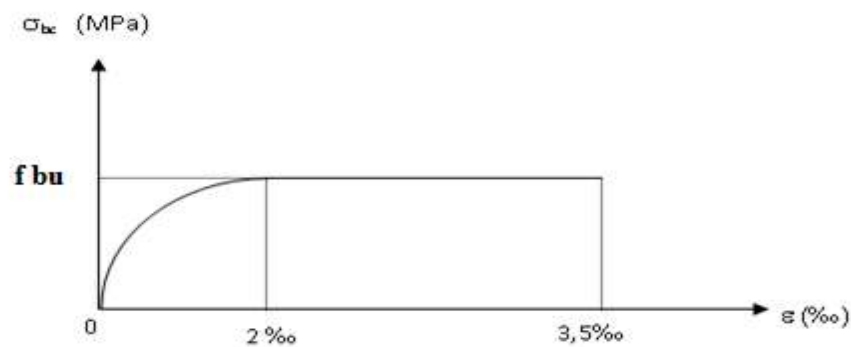


Figure 1: Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU.

✓ **L'état limite de service**

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte

limite est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

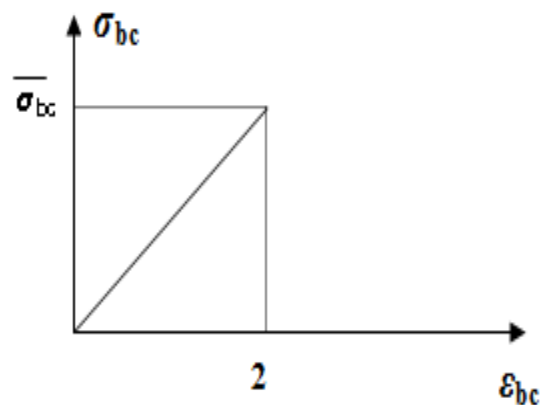


Figure 2: Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU.

I.4.2. Les aciers

❖ Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

❖ Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau 1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $[\psi]$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	1,3	1

❖ Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

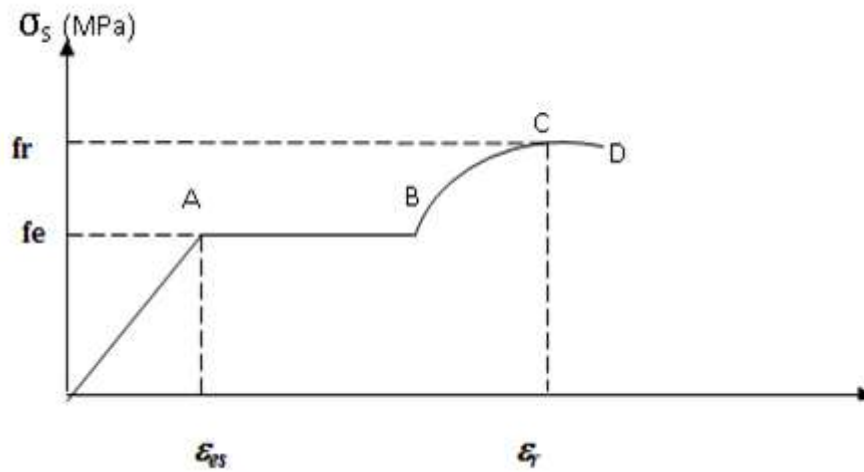


Figure 3: diagramme contrainte déformation de l'acier en traction.

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissment

Zone CD : Domaine de striction

❖ **Diagramme contrainte déformation de calcul**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

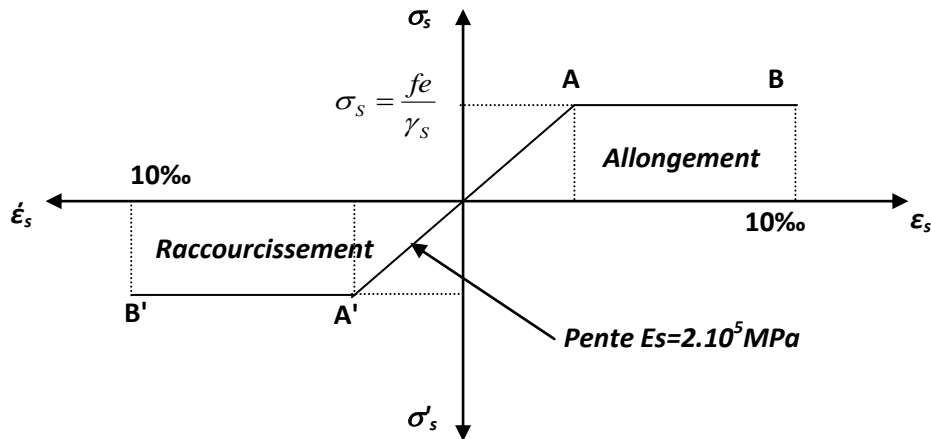


Figure 4: Diagramme contrainte déformation de calcul.

✓ Limite d'élasticité à L'ELU

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

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$

✓ Etat limite de service

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

❖ Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

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

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5. Hypothèse de calcul**❖ À l'E.L.U**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

❖ À l'E.L.S

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

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

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

I.6. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitué par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

✓ Combinaison de RPA99 /V2003

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

✓ Combinaison du BAEL 91

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

Le but pré-dimensionnement est de définir les dimensions de différents éléments de la structure.

Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2.Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers

❖ Introduction

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de cette condition ci-après :

❖ Pré dimensionnement du plancher à corps creux

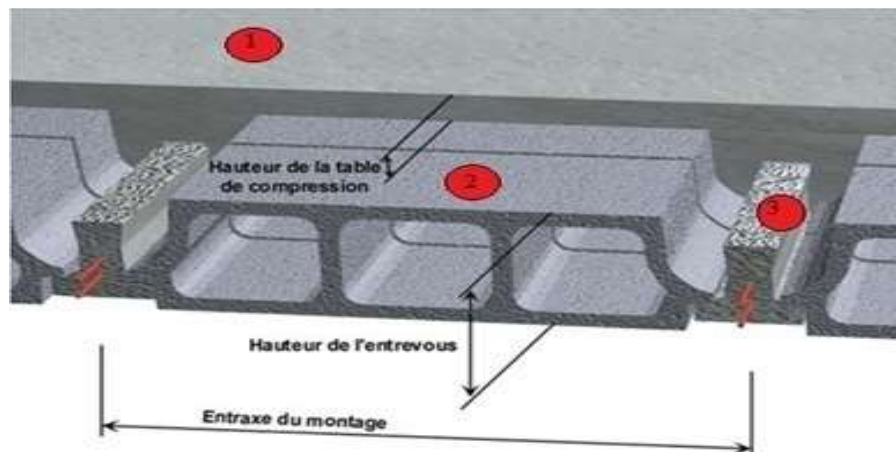


Figure 5: Dessin d'un plancher en corps creux.

- 1 : Dalle de compression
- 2 : Corps creux
- 3 : Poutrelle

Les dimensions de ce plancher doivent respecter la condition suivant

Condition de résistance à la flexion (B.6.8.424 /CBA 93)

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

$L_{x \max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OX.

$L_{y \max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OY.

Dans notre cas : $L_{y \max} \leq L_{x \max}$.

Tableau 2: Dimensionnement du plancher à corps creux.

L_X	L_Y	e (cm)	H_{adp} (cm)
4.6	5.2	20.4	21=(16+5)

Donc on adopte un plancher à corps creux de 21 cm c'est-à-dire des corps creux de 16 cm d'épaisseur et une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

❖ **Dimensionnement des poutrelles (A.4.1.3 / CBA 93)**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, selon les règles **CBA/93** les poutrelles sont dimensionnées comme suite :

On prend

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $b_1 = \min \left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right)$

$0,3h \leq b_0 \leq 0,5h$ (ouvrages en béton armée H.Renaud)

L_0 : distance entre nus des poutrelles $L_0 = 53$ cm.

$b_1 = \min \left(\frac{53}{2} = 26.5, \frac{460}{10} = 46 \right)$ alors :

$b_1 = 26,5$ cm

$b_0 = 12$ cm

$b = 65$ cm

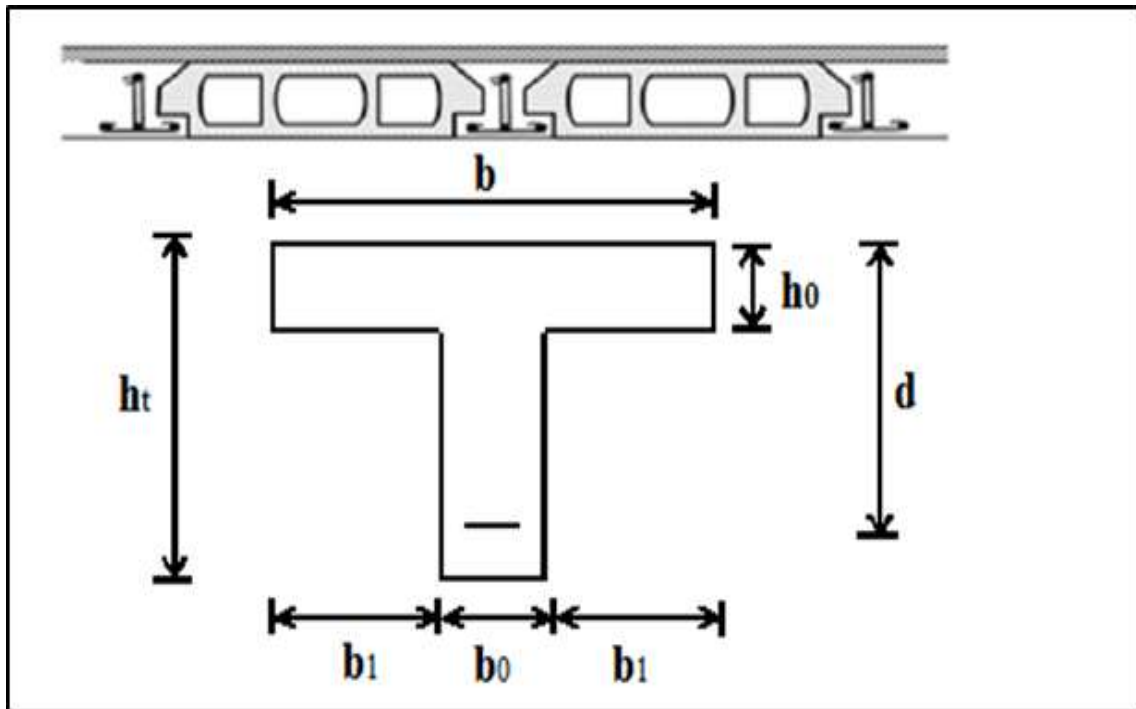


Figure 6: Dimension de la poutrelle.

II.2.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s’effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

la hauteur totale de la poutre :

Selon BAEL91 : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$

la largeur de la poutre:

$0.3ht \leq b \leq 0.7ht$

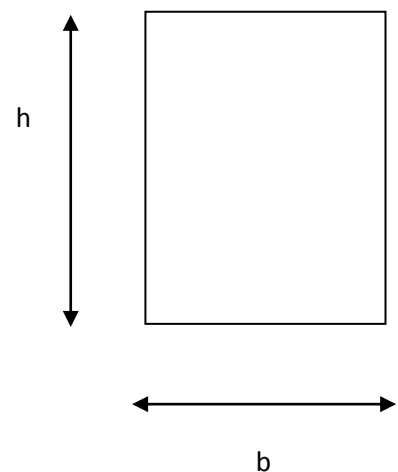
$ht \geq 30\text{cm}$

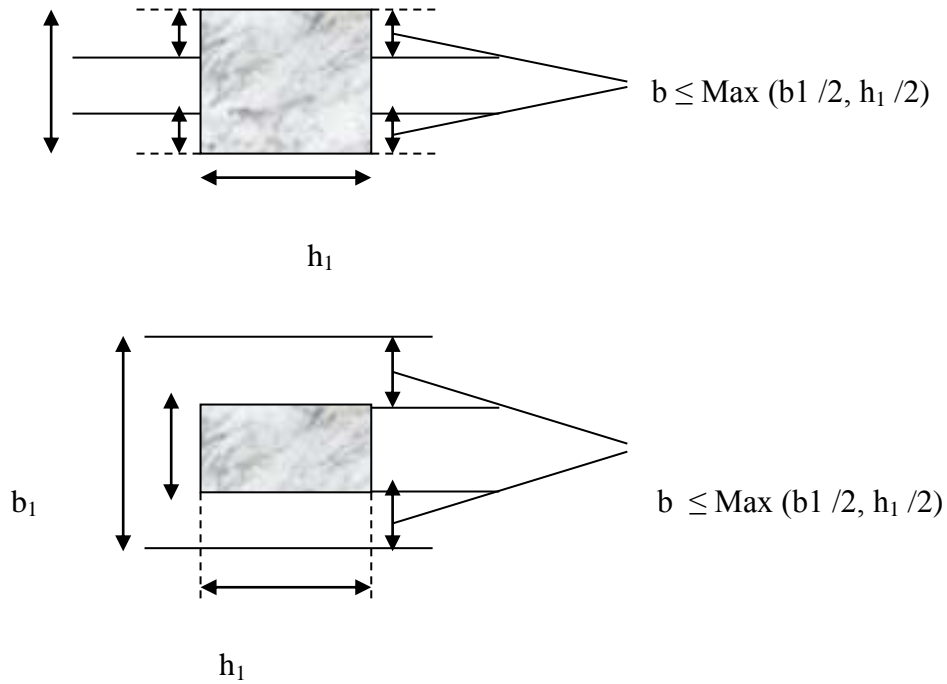
$b \geq 20\text{cm}$

Selon le RPA99 (zone III) (Art 7-4-1) :

$ht/b \leq 4.0$

$b_{max} \leq 1.5h + b1$





❖ Dimension à respecter par les poutres

• Poutre principale

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 570/15 \leq h_t \leq 570/10 \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

• Poutre secondaire

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 400/15 \leq h_t \leq 400/10 \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

$$ht/b = 40/30 = 1.33 \leq 4 \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

Poutre principale :(40X30)

Poutre secondaire :(40X30)

II.2.3. Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

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

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur de balcon.}$$

$$e \geq 150 / 10 = 15 \text{ cm}$$

On prend e=20 cm.

II.2.4. Les escaliers

Type1 : Escaliers à volées droites avec palier intermédiaire pour le minaret

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre structure les escaliers de R D C et les autres niveaux comporte deux volets avec un palier intermédiaire.

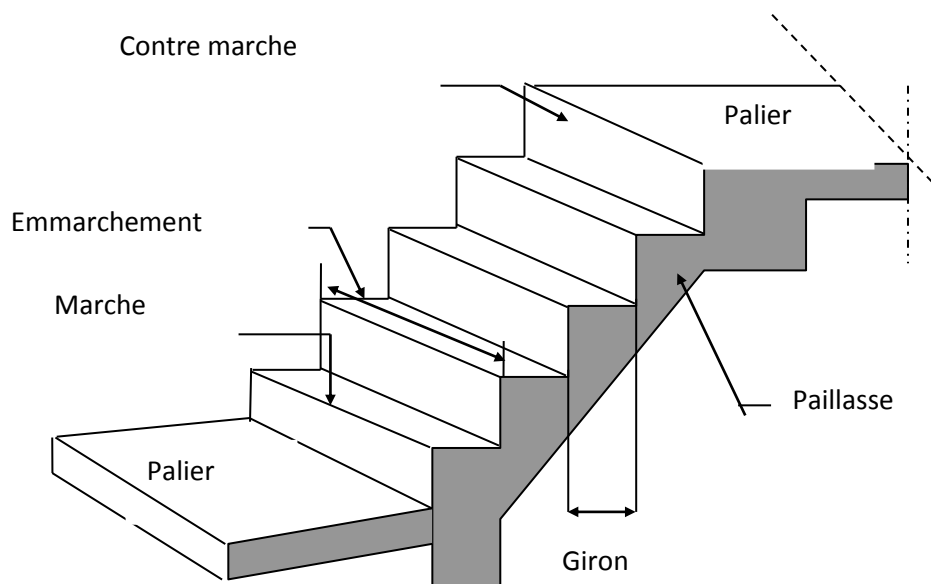


Figure 7: Dimension de l'escalier.

H : demi hauteur 'étage, et égale à 153 cm

g : Giron

e_p : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée et égale à 240 cm

n : nombre de contre marche

La longueur de la marche et la Hauteur du contre marche doivent vérifier la condition de « BLONDEL »

$$59 < (g+2h) < 66$$

$$\text{Prenons : } \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée.

$$\begin{cases} n.h = H \\ (n-1)g = L \end{cases} \quad \begin{cases} n = 9 \text{ contre marche} \\ n-1 = 8 \text{ marche} \end{cases}$$

Epaisseur de la paillasse :

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Où :

$$\text{tg } \alpha = H/L \rightarrow \text{tg } \alpha = 1.53 / 2.4 \rightarrow \alpha = 32.52$$

$$L_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.85 \text{ m}$$

Donc :

$$9.5 \leq e_p \leq 15.25$$

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

Type2: Escalier balancés à double quartier tournant (logement duplex)

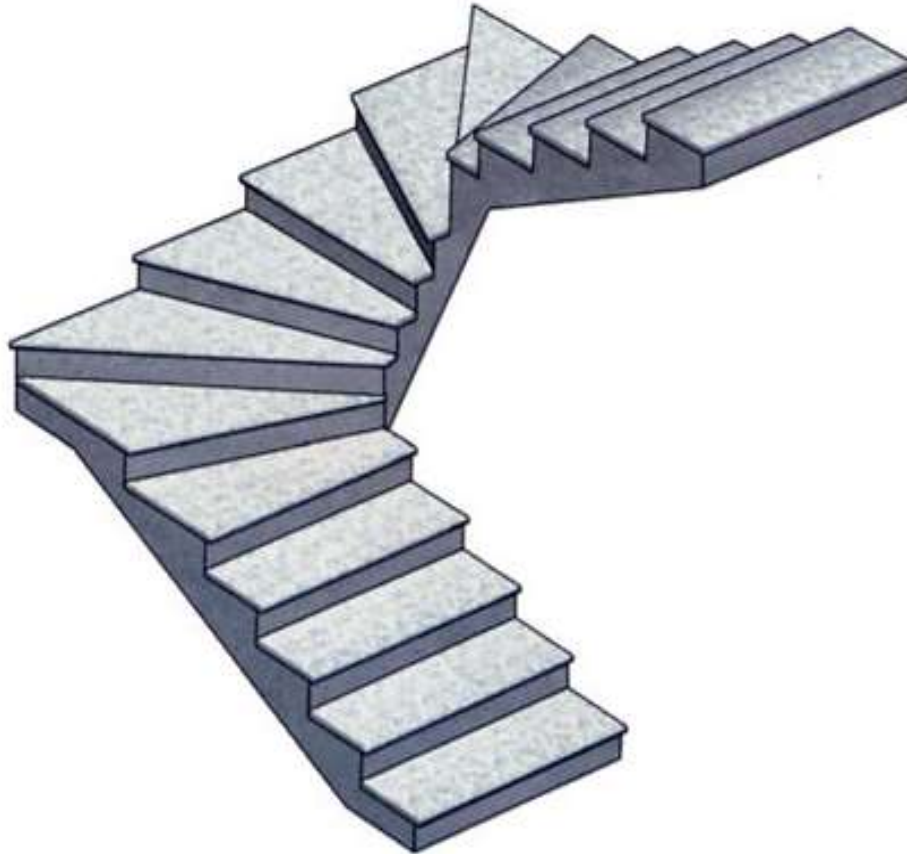
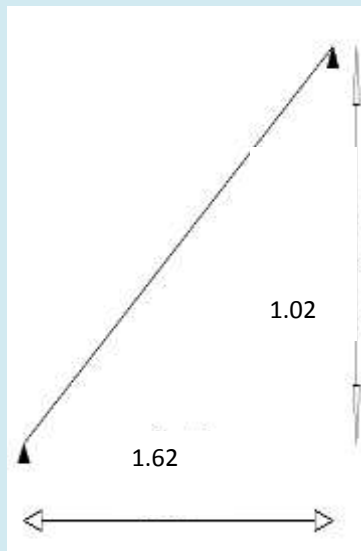


Figure 8: Escalier balancé à double quartier tournant.

Volée 1 :



H=1,02 m

n =6

l =1.62 m

g=27cm , h=17cm

$\tan \alpha =0,62$

$\alpha =32.19^\circ$

$L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0=1.91 \text{ m}$

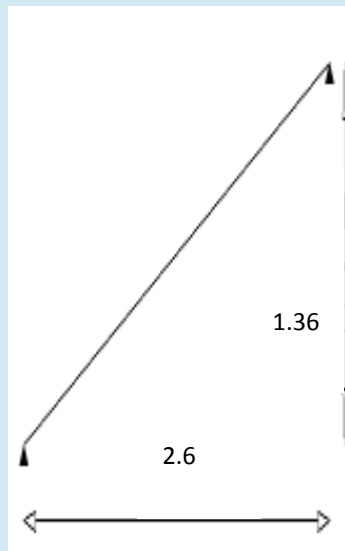
$L =L_0+L'=1.91 \text{ m}$

l'épaisseur de la paille :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e =15 cm

Volée 2 :



H=1.36 m

n =8

l =2.60 m

$\tan \alpha =0,27$

$\alpha =27.61^\circ$

$L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0=2.93 \text{ m}$

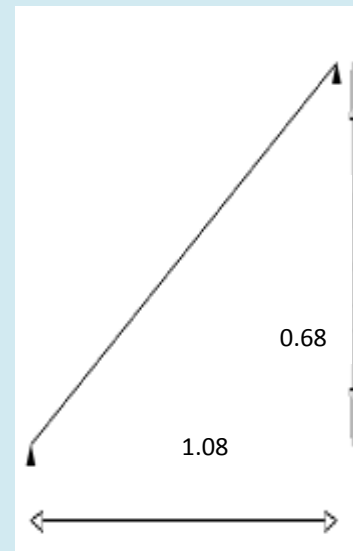
$L =L_0+L'=2.93 \text{ m}$

l'épaisseur de la paille :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e = 15 cm

Volée 3 :



H=0.68 m

n =4

l =1.08 m

g=27cm , h=17cm

$\tan \alpha =0,63$

$\alpha =32.19^\circ$

$L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0=1.27 \text{ m}$

$L =L_0+L'=1.27 \text{ m}$

l'épaisseur de la paille :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e = 15 cm

❖ Evaluation des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q, nous allons référer au DTR B-C2-2.

Charges permanentes

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	5	17	0.85
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Papier kraft (2 feuille)	/	/	0.5
Forme de pente en béton maigre	5	11	0.55
Plancher en corps creux	16+5	/	2.8
Isolation thermique en liège	4	4	0.16
Enduit plâtre	2	10	0.20
G_T			6.28

Plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.54
Plancher en corps creux	16+5	/	2.8
Enduit plâtre	2	10	0.20
G_{RDC et EC}			5.3
Q_{E-C}			1.5

❖ Maçonnerie

Les murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit ciment	2	18	0.36
Brique	15	6	1.3
L'âme de l'aire	5	/	0
Brique	10	/	0.9
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G_T			2.76

Les murs intérieurs

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique	10	/	0.9
Enduit en plâtre	2x 2	10	0.4
G_T			1.3

• L'Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

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

La surface de l'acrotère :

$$S = (0.03 \times 0.15) / (2) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.12) = 0,087 \text{ m}^2$$

$$G_p = 0.087 \times 25 = 2.175 \text{ KN}$$

$$G_R = 18 \times 0.02(0.6 + 0.15 + 0.1552 + 0.09 + 0.15 +$$

$$0.47) = 0.58 \text{ kN/ml}$$

$$G_t = 2.76 \text{ KN}$$

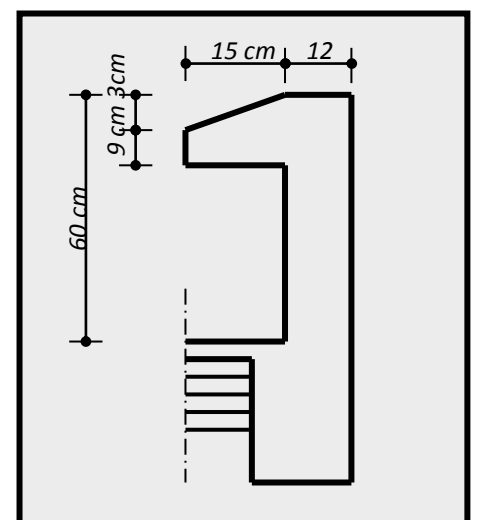


Figure 9: Dimension l'acrotère.

Balcon

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G_T			5.3

❖ Les escaliers

Palier

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre de palier	15	25	3.75
Mortier de pose	3	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
Enduit en plâtre	2	10	0.36
lit de sable	3	18	0.54
G_T			5.49

Paillasse

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre de paillasse	15	25	4.54
Poids propre de la marche	17/2	20	2.125
Carrelage	2	22	0.44

Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de plâtre	2	14	0.36
Garde du corps			1
Couche de sable	2	18	0.54
G_T			8.83

Surcharges d'exploitations

		Qt (KN/m ²)
1	Plancher terrasse (inaccessible)	1,00KN/m ² .
2	Plancher courant (usage d'habitation)	1,50KN/m ² .
3	Escalier (usage d'habitation)	2,50KN/m ² .
4	Balcon	3,50KN/m ²

II.2.5. Pré- dimensionnement Les poteaux

Ils sont en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

Les dimensions de leurs sections transversales doivent satisfaire les conditions du RPA 99 (artic 7.4.1/V2003) :

Min (b₁ , h₁) ≥ 25 cm en zones I et II_a

Min (b₁ , h₁) ≥ 30 cm en zones II_b et III

Min (b₁ , h₁) ≥ h_e / 20

1/4 < (b₁ /h₁) < 4

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires **B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) m²**

$$Br \geq \frac{K \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{\theta \cdot f_{bu}}{0.9} + 0.9 \frac{f_{ed}}{100}} \quad (\text{Art 5-5 BAEL91})$$

$\left. \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \\ \text{et } f_{c28} \text{ à remplacer par } f_{cj} \end{array} \right\} \text{Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.}$
 $k = 1.00$ Pour les autres cas.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique (λ) des poteaux qui est défini comme suit :

_ Si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2$

_ Si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0.6(50/\lambda)^2$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élançement mécanique forfaitairement égale à : $\lambda=35$

D'où : $\beta=1.2$

Donc : $Br \geq 0.64 \text{ Nu}$

Le pré-dimensionnement se fait en considèrent le poteau le plus sollicité

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

Pour tenir compte du poids de maçonnerie et de l'acrotère en doit majorer la surface de 15% .

La surface revenant à ce poteau est $S = 19.875 \text{ m}^2$.

La surface majorée (15%) $S' = 22.8 \text{ m}^2$.

Tableau 3: Descente de charge (Poteau C2).

Niveaux	Elément	G	Q
7 - 7	Plancher terrasse	22.8 x 6.28 = 121.52	1 x 22.8 = 22.8
	Poutre principale	(0.3 x 0.4) x 25 x 4.1 = 12.3	
	Poutre secondaire	(0.3 x 0.35) x 25 x 4.75 = 12.46	
		G=	Q=
		146.28	22.8

6-6	Plancher courant	$22.8 \times 5.33 = 98.95$	$1.5 \times 22.8 = 34.2$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.1 = 12.3$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.46$	Revenant 7-7
	Poteau	$(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$	
	Revenant 7 - 7	146.28	
		G = 276.87	Q = 57
5-5	Plancher courant	$22.8 \times 5.33 = 98.95$	$1.5 \times 22.8 = 34.2$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.1 = 12.3$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.46$	Revenant 6 - 6
	Poteau	$(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$	
	Revenant 6 - 6	276.87	
		G = 407.46	Q = 91.2
4-4	Plancher courant	$22.8 \times 5.33 = 98.95$	$1.5 \times 22.8 = 34.2$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.2 = 12.3$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.46$	Revenant 5 - 5
	Poteau	$(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$	
	Revenant 5 - 5	407.46	
		G = 538.05	Q = 125.4
3-3	Plancher courant	$22.8 \times 5.33 = 98.95$	$1.5 \times 22.8 = 34.2$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.1 = 12.3$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.46$	Revenant 4 - 4

	Poteau Revenant 4-4	$(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 538.05 G = 668.64	Q = 159.6
2-2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 3-3	$22.8 \times 5.33 = 98.95$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.1 = 12.3$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 4.75 = 12.46$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 668.64 G = 799.23	$1.5 \times 22.8 = 34.2$ Revenant 3 – 3 Q = 193.8
1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2-2	$22.8 \times 5.33 = 98.95$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.1 = 12.3$ $(0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.46$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 799.23 G = 929.82	$1.5 \times 22.8 = 34.2$ Revenant 2 – 2 Q = 228
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 1-1	$22.8 \times 5.33 = 98.95$ $(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.1 = 12.3$ $(0.3 \times 0.35) \times 25 \times 4.75 = 12.46$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 929.82	$1.5 \times 22.8 = 34.2$ Revenant 1 – 1

		G = 1060.41	Q = 262.2
ENTRE SOL	Plancher courant	22.8 x5.33=98.95	1.5x22.8 =34.2
	Poutre principale	(0.3x0.4)x25x4.1=12.3	
	Poutre secondaire	(0.3x0.35)x25x4.75= 12.46	Revenant 0-0
	Poteau	(0.3x0.3)x25x3.0= 6.75	
	Revenant 0-0	1060.41	
		G = 1190.87	Q = 296.4

❖ Descente de charge

Etage	G	Q	Nu 1.35G+1.5 Q	Br	a x b (cm. cm)	a x b (selon RPA)	a x b (choix)
7	146.28	22.8	231.678	148.27	14.17x14. 17	(30x30)	(40x35)
6	276.87	57	459.274	293.93	19.14x19. 14	(30x30)	(45x40)
5	407.48	91.2	686.898	439.61	22.96x22. 96	(30x30)	(45x40)
4	538.05	125.4	914.467	585.25	26.19x26. 19	(30x30)	(50x45)
3	668.64	159.6	1142.064	730.92	29.03x29. 03	(30x30)	(50x45)
2	799.23	193.8	1369.66	876.58	31.60x31. 60	(35x35)	(55x50)
1	929.82	228	1597.257	1022.24	33.97x33. 97	(35x35)	(55x50)

RDC	1060.41	262.2	1824.3	1167.552	36.16x36. 16	(40x40)	(55x55)
E/SOL	1190.87	296.4	2052.27	1313.45	38.24X38. 24	(40x40)	(55x55)

❖ **Vérification des poteaux aux exigences de l’RPA 99**

L’article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 30$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

Application : Pour le poteau (45× 35)

$$\text{Min (b, h)} \geq 30$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

$$\text{Min}(45 \times 35) \geq 30$$

$$\text{Min}(45 \times 35) \geq h_e / 20 = 15.3$$

$$1/4 \leq b/h = 0.77 \leq 4$$

❖ **Vérification de la section à l’ELS**

La vérification à l’ELS est donnée par la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta \cdot A_s} \leq 0,6 \cdot f_{c,28}$$

Avec :

σ_{ser} : Contrainte de compression à l’ELS

N_{ser} : Effort normal à l’ELS

B : Section de béton du poteau (B = a x b)

A_s : Armature longitudinale ($A_s = 1\% B$)

η : Coefficient d’équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

En remplaçant, on obtient

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15xB} \leq 0,6.f_{c,28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 4: vérification a L'ELS.

Etage	G	Q	Nu 1.35G+1. 5Q	Br	N _{SER} (kn)	axb (m ²)	σ _{ser} (Mpa)	
6	276.87	57	459.274	293.93	333.87	0.1575	1.84	Cv
3	668.64	159.6	1142.064	730.92	828.24	0.2	3.6	Cv
E/SOL	1190.87	296.4	2052.27	1313.45	1487.27	0.2475	5.22	Cv

II.2.6. Pré Dimensionnement des voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition (**L ≥ 4e**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémités comme indique la figure ci-après :

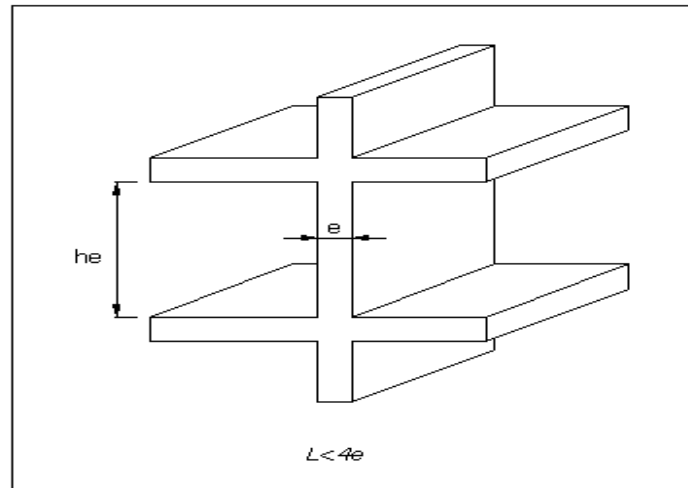


Figure 10: Coupe de voile en élévation.

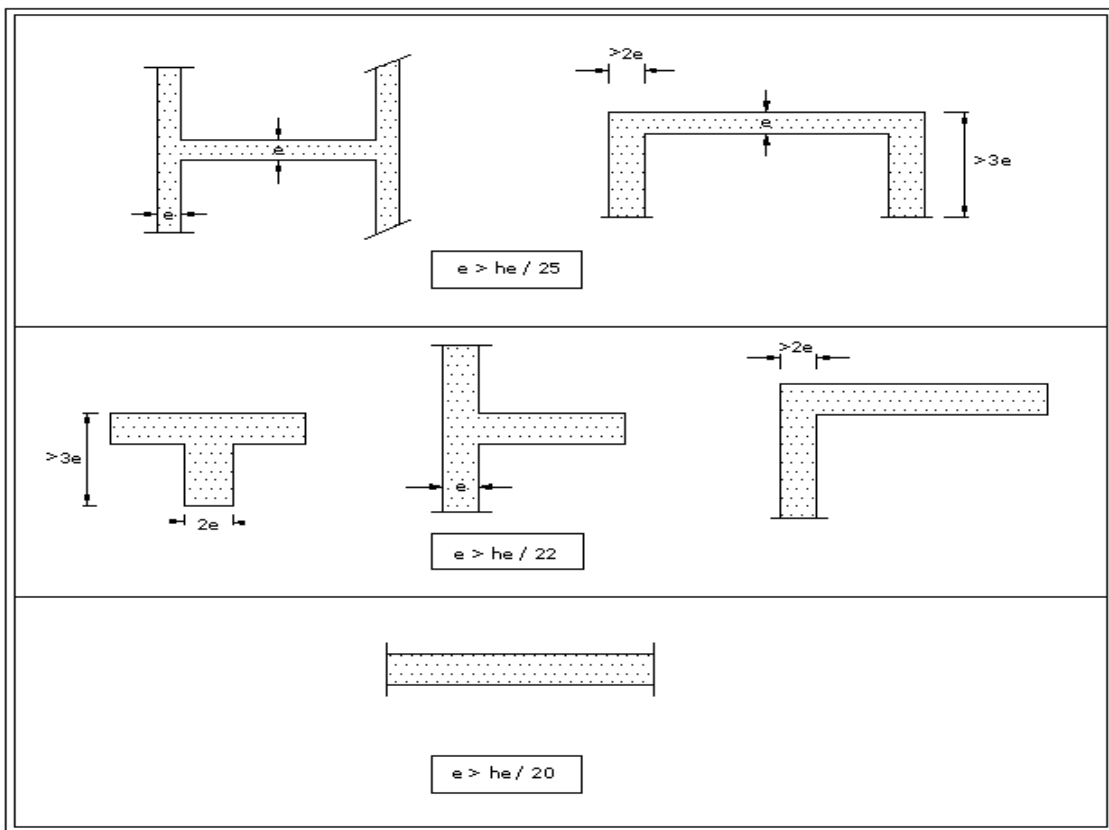


Figure 11: Coupe de voile en plan.

$$e \geq \max (he/25, he/22, he/20).$$

$$e \geq \max (10.8, 12.27, 13.5).$$

On prend: $e = 20 \text{ cm}$.

***Chapitre III : Etude des
éléments secondaires***

III. Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, les planchers à corps creux et la coupole.

III.2. Étude de l'acrotère

III.2.1. Définition

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

III.2.2. Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère

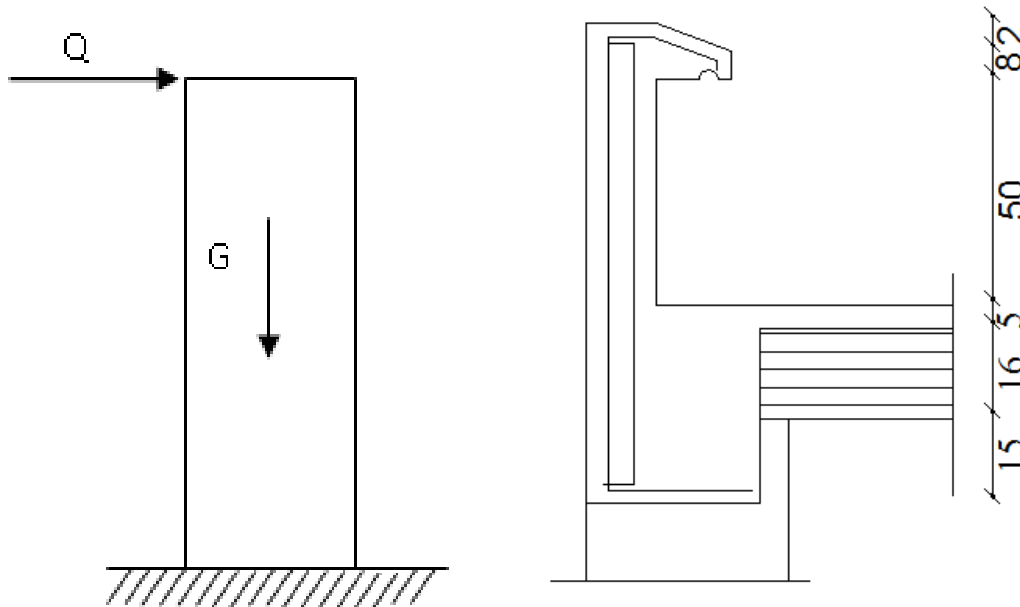


Figure 12: Schéma et coupe transversal de l'acrotère.

❖ Surface de l'acrotère

$$S = \left[(60 \times 12) + (9 \times 15) + \left(\frac{15 \times 3}{2} \right) \right] = 877.5 \text{ cm}^2 \quad S = 0.087 \text{ m}^2$$

❖ Charge permanentes

Tableau 5: La charge permanente de l'acrotère.

Désignation	G (KN/ml)
Poids propre d'acrotère	$0,087 \times 25 = 2,175$
Revêtement en ciment	$18 \times 0,02 \times (60 + 15 + 15.30 + 9 + 12 + 48) = 0.58$
Total	2,76

Donc pour une bonde de 1 m de largeur

$$G = 2,76 \text{ KN/ml et } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le **RPA 99 V 2003 (art6.2.3)**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p$$

Avec

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures appliquée au cdg.

C_p : Facteur de force horizontal = 0.8 (**Tableau 6.1.RPA 99 V 2003**).

W_p : Poids propre de l'acrotère = 2.76 kN/ml

A : coefficient d'accélération de la zone III ($A = 0.25$) (**Tableau 4.1.RPA 99 V 2003**).

$$D'où F_p = 4 \times 0.8 \times 2.76 \times 0.25 = 2.20 \text{ kN/ml}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Z_G = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3}{A_1 + A_2 + A_3} = 32.91 \text{ cm}$$

$$M_Q = Q \times H \times 1.5 = 0.90 \text{ KN}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 2.20 \} \text{ KN/m} \implies Q = 2.20 \text{ kN/ml}$$

Donc on prend F_p comme charge horizontal au lieu de main courante.

Charge accidentelle : $Q = 2.20 \text{ kN/ml}$

III.2.3. Calcul des moments et des efforts

$$N_u = 1.35 \times G = 3.73 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.98 \text{ kN.m/ml} \quad \text{car} \quad MF_p < M_Q$$

$$N_{ser} = G = 2.76 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1.32 \text{ kN.m/ml}$$

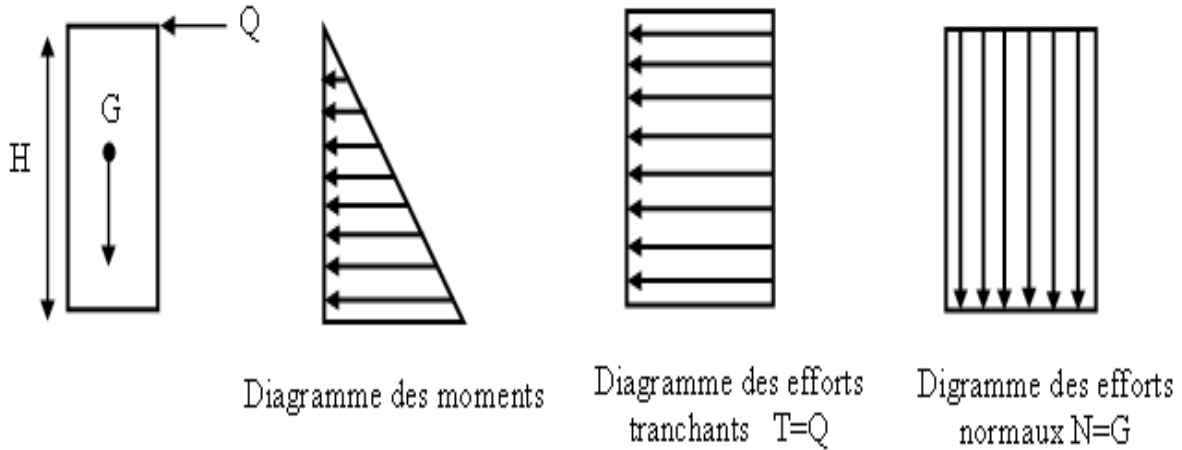


Figure 13: Diagramme des efforts à l'ELU.

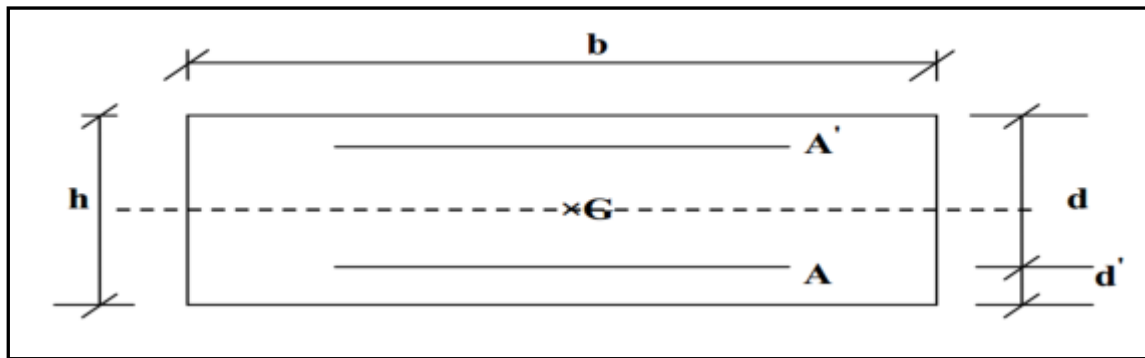


Figure 14: Section de calcul d'acrotère.

III.2.4. Ferrailage de l'acrotère

III.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion composée pour une section : $b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 0,9.h = 10,8\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $f_e = 400\text{Mpa}$ et $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

➤ **Calcul de l'excentricité**

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.98}{3.73} = 0.53\text{m} = 53.0 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 53 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \implies \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée}$$

D'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1)

❖ **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Avec

$$M_u = N_u \times e_f \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} N_u = 3.73 \text{ KN} \\ e_f = e_u + h/2 - c = 53 + 12/2 - 2 = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_u = 3.73 \times 0.57 = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.00 \text{ kN.m/ml}$$

❖ **Moment réduit (μ_u)**

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$

Donc : $\mu_u = 0.012$

❖ **Calcul de μ_1**

On a : $f_e E400$

$$\alpha_1 = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \epsilon_{se} E \Rightarrow \epsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.010 < \mu_1 = 0.391$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

❖ **Calcul d'armatures tendus A_s**

$$\mu_{bu} = 0,010 < 0,275$$

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.107 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \cdot \sigma_s} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } A_s = 0.52 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2. Vérification à ELU

III.2.4.2.1. Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1) CBA 93

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45 \cdot d}{es - 0,185 \cdot d} = 1.22$$

Avec

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } A_{\min} \geq A_s = 1.22 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec espacement de **20 cm**.

III.2.4.2.2. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_t = 4 \times \text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 15cm.

III.2.4.2.3. Vérification au cisaillement (Art 5.1.1) CBA 93

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 3.3 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{3300}{1000 \times 108} = 0.030 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc pas besoin d'armatures transversales

III.2.4.2.4. Vérification de Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc

$$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 125.66 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

III.2.4.3. Vérification à L'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28.98 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}$: il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e$$

$$\text{D'où } C = -21.48 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = C + y_2$$

y_2 est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$y_2^3 + Py_2 + q = 0$$

Avec

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b}(C - C') + \frac{90A_2}{b}(d - C) = -1436.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b}(C - C')^2 - \frac{90A_2}{b}(d - C)^2 = 17057.22 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -1.81 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 43.76 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 2.52 \text{ rad}$$

Donc

$$y_{2,1} = 29.21 \text{ cm}$$

$$y_{2,2} = -42.81 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 13.53 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifier la relation :

$$0 < 29.21 - 21.48 = 4.13 < 10.8$$

D'où $y_2 = 29.21 \text{ cm}$

❖ **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - C')^2 = 5910.92 \text{ cm}^4$$

Alors

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée

❖ **Conclusion**

On prend comme valeur de section des armatures inferieur ($A_2 = 3.14 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratique et car Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieur ($A_1 = 3.14 \text{ cm}^2$).

III.2.4.4. Vérification des espacements des barres

❖ **Armatures longitudinales** $S_l = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV}$

Avec : h: hauteur de la section = 15 cm

❖ **Armature répartitions** $S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{CV}$

III.2.5. Schéma de ferrailage

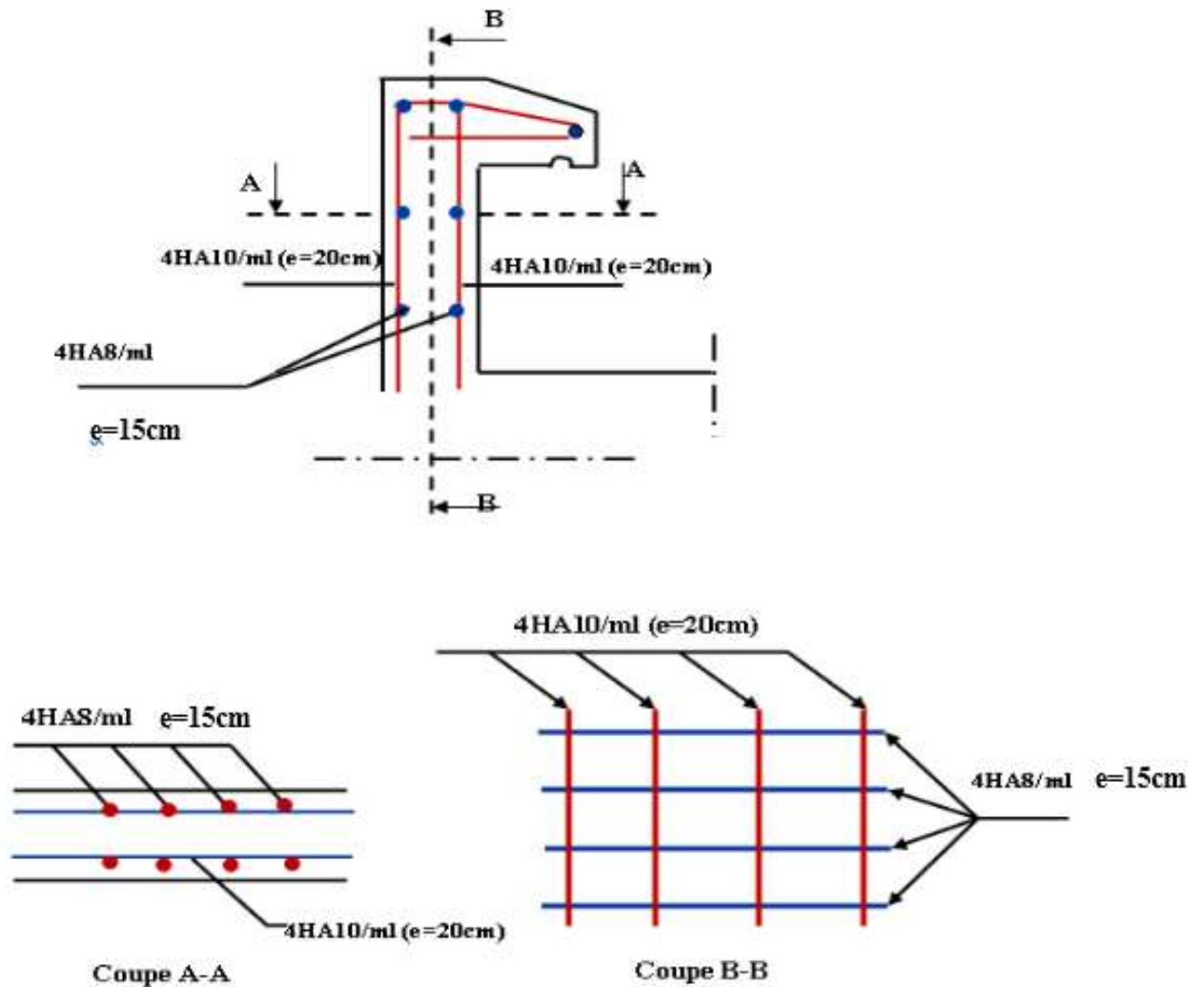
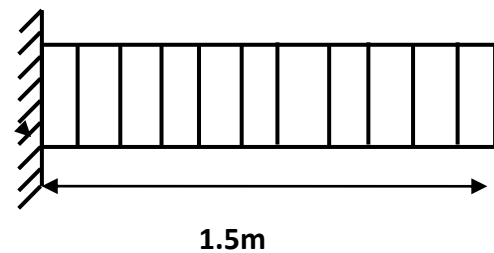


Figure 15: Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3. Étude des balcons

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encadrée à son extrémité de longueur de **1.50m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.



III.3.1. Les charges

Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle. **e = 15 cm**
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - Charge permanentes : **$G_1 = 5.30 \text{ KN/m}^2$**
 - Surcharges sur le balcon : **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$**

- Charge de garde-corps : $G_2 = 1\text{KN/m}$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1\text{ KN/m}$

III.3.1.1. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

❖ **Combinaison fondamentale**

➤ **L'ELU**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.30) + 1.5 (3.5) \end{cases} \implies q_u = 12.40 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \end{cases} \implies P_u = 1.35 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) = 1.5\text{KN} \end{cases} \implies Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS**

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5.30 + 3.5 \end{cases} \implies q_s = 8.8 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_s = G_s \\ P_s = 1\text{KN} \\ Q_s = Q_2 \\ Q_s = 1\text{KN} \end{cases} \implies P_s = 1\text{KN} \implies Q_s = 1\text{KN}$$

❖ **Schéma statique de calcul**

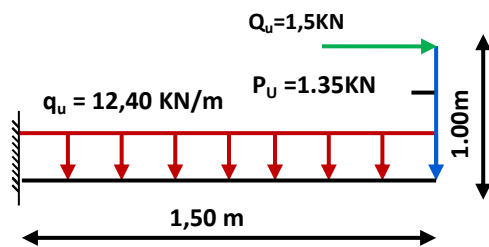


Schéma statique (ELU)

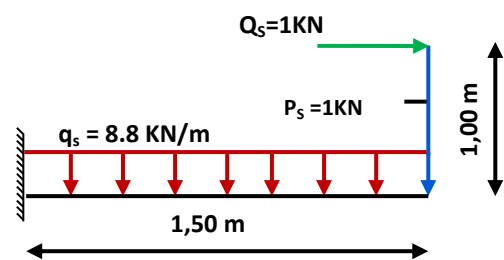


Schéma statique (ELS)

❖ **Les moments et Les efforts tranchants**

➤ **L'ELU**

- **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$**

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x) \implies \begin{cases} M_u(0\text{m}) = -1.5 \text{ KN.m} \\ M_u(1.5\text{m}) = -17.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_u(x) = -6.2 x^2 - 1.35 x - 1.5 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_u(0m) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.5m) = 19.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \\ 12.40x + 1.35 \end{cases}$$

➤ L'ELS

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M_S(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_S(0m) = -1 \text{ KN.m} \\ M_S(1.5m) = -12.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_S(x) = -4.4 x^2 - x - 1$$

$$T_S(x) = q_s x + p_s \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_S(0m) = 1 \text{ KN} \\ T_S(1.5) = 14.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_S(x) = 8.8 x + 1$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.5	X=0	X=1.5
T(x) KN	1.35	19.95	1	14.2
M(X) KN.m	1.5	17.47	1	12.4

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants

➤ L'ELU

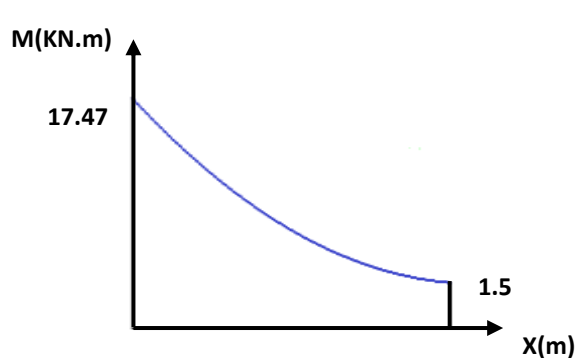


Diagramme du moment

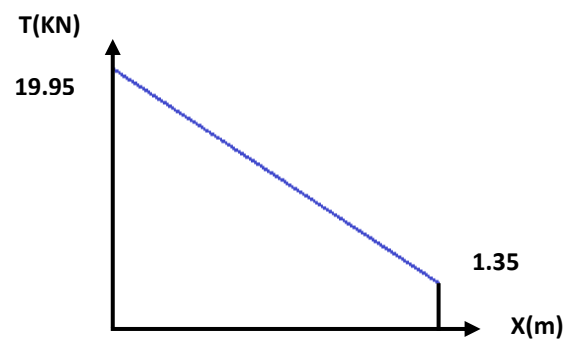


Diagramme de l'effort tranchant

➤ L'ELS

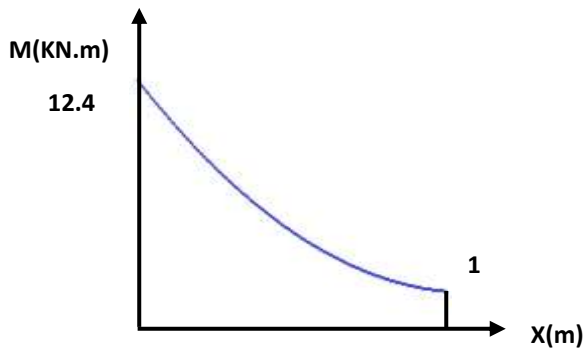


Diagramme du moment

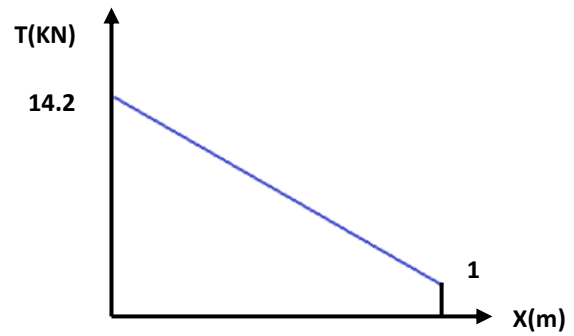


Diagramme de l'effort tranchant

III.3.1.2. Calcul du ferrailage

a) Armatures principales

$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13 \text{ cm}$

$M_u = 17.47 \text{ KNm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{17.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.20} = 0.072$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17.47}{12.4} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$\mu_{lu} = 0.299$

D'OU

$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_{lu} = 0.299 \implies A' = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$\mu_{bu} = 0.072 < 0.275 \implies$ méthode simplifiée.

$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.13 (1 - 0.6 \times 0.072) = 0.1243 \text{ m}.$

$$A_L = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{17.47 \times 10}{0.1243 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \implies$ avec : $A_u = 5.65 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armature de répartition

$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

$6\text{HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Soit : avec : $S_t = 30 \text{ cm}.$

c) Vérifications

➤ Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{Fe} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1}{400} = 1,57 \times 10^{-4} m^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \\ A_r = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

➤ Vérification de disposition d'armature

1) Armature longitudinale

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

Avec :

$$h : \text{l'épaisseur du balcon} = 15\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \implies \text{C.V}$$

2) Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 30\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 19,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min(0,13f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min[0,13(25); 5 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,1534 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19,95 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 5(0,012)\pi} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ Vérification à L'ELS

➤ Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \implies \eta = 15 ; A' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

Tableau 6: Vérification de la contrainte de compression dans le béton de balcon.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
12.4	5.65	8.995.103	3.92	137.85	5.41	15	C.V

➤ Vérification des contraintes maximales dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67 MPa ; 202 MPa \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 MPa$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 * 137.85 (0.13 - 0.0392) = 187.75 MPa$$

$$\sigma_s = 187.75 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa \implies \text{C.V}$$

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq 0.062 \implies \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq 0.1 \implies \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{C.V}$$

❖ Conclusion

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

III.3.4 Schéma de ferrailage

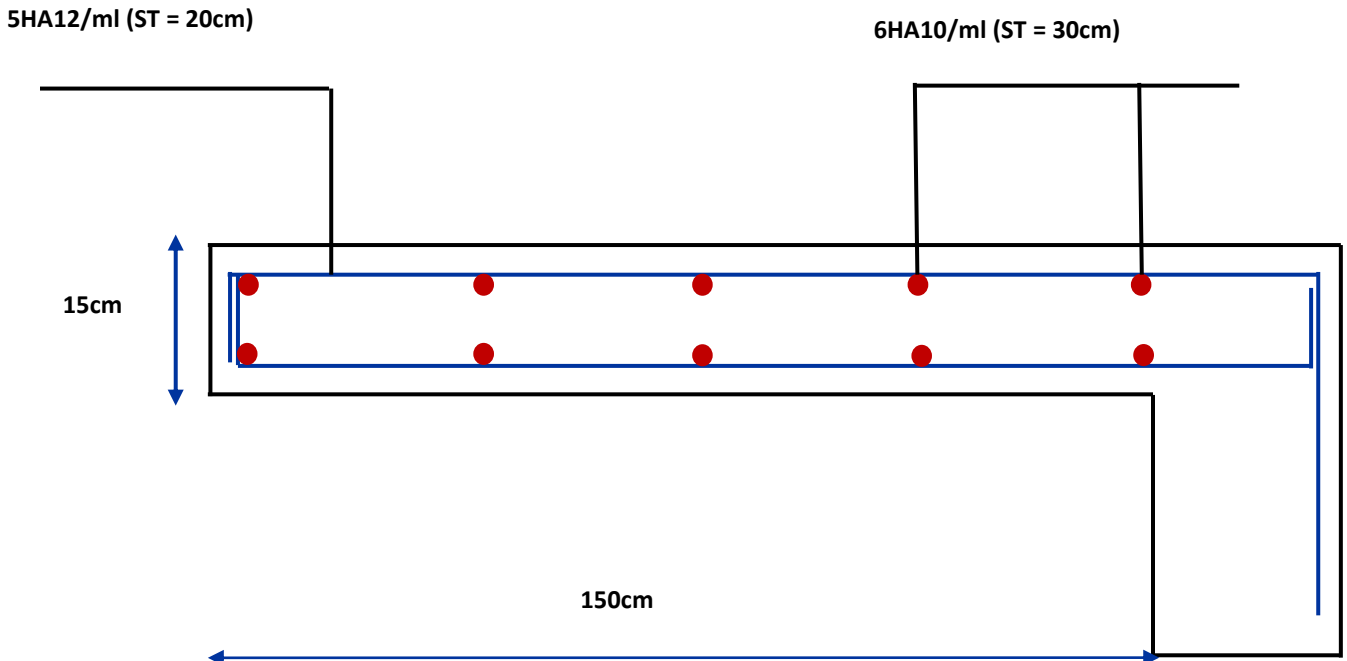


Figure 16:Schéma de ferrailage de balcon.

III.4. Étude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.et leurs rôles dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

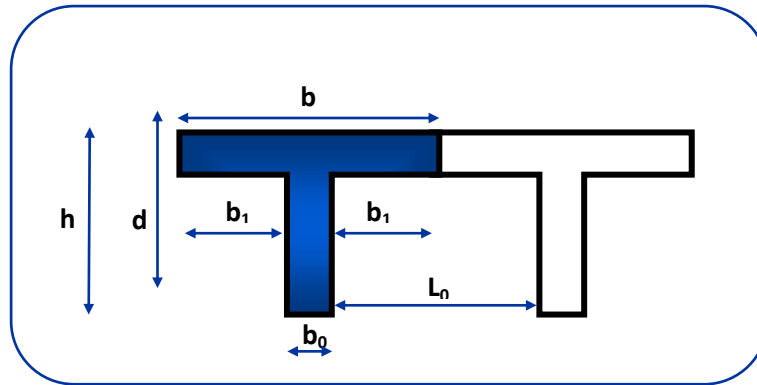
- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression
- 2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression

III.4.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.
-



L_1 : La longueur de l'hourdis. $\implies L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux Poutrelles $\implies L_0=65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $\implies L=4.6\text{cm}$

b_0 : largeur de la nervure $\implies b_0=12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\implies h_0=5\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression $\implies b = 2b_1 + b_0$

On a

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{460}{22.5} = 20.44\text{cm} \implies \text{On prendre } h = 21\text{cm.}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a: } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \implies 0.3 \times 21 \leq b_0 \leq 0.7 \times 21$$

$$6.3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.7\text{cm} \implies \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) \implies b_1 \leq (26.5 ; 46) \implies b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm.} \implies b = 65\text{cm}$$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

III.4.2. Charges et surcharges

❖ **Charge permanente**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12 \text{KN / ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{KN/ml}$$

D'où : $G = 0,2 + 0,12 = 0,74 \text{KN/ml}$

❖ **Charge d'exploitation**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaison des charges**

➤ **à L'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{KN/ml}$$

$$\implies q_u = 1.97 \text{KN/ml}$$

➤ **À L'ELS**

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{KN/ml}$$

$$\implies q_s = 1.39 \text{KN/ml}$$

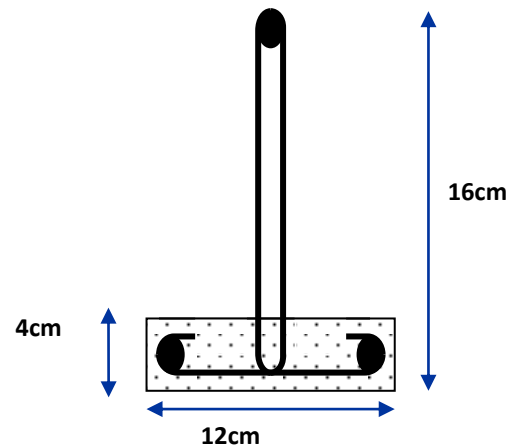


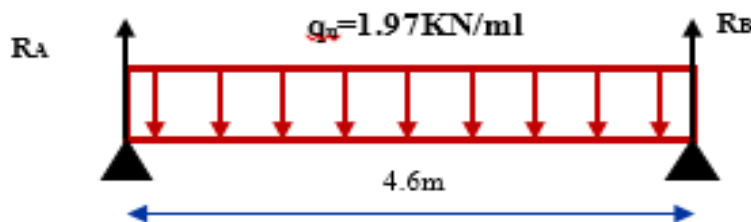
Figure 17: La nervure.

III.4.3. Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

➤ **à L'ELU**

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.6^2}{8} = 5.21 \text{KN.m}$$

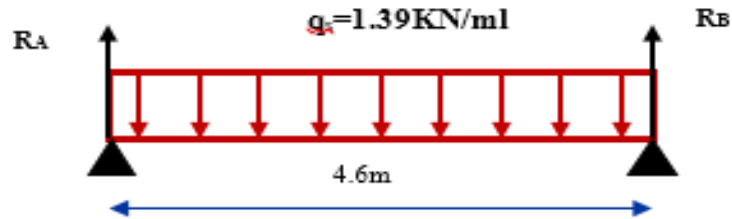
$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.6}{2} = 4.53 \text{KN}$$



➤ **à L'ELS**

$$M_{ser} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.6^2}{8} = 3.67 \text{KN.m}$$

$$T_{ser} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 4.6}{2} = 3.19 \text{KN}$$



La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

$$d=0.9xh_0=3.6\text{cm} ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad M_u=3.371 \text{ KN.m} ; \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} ; \quad b_0=12\text{cm} ;$$

$$M_{ser}=2.378\text{KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} \implies \mu_{bu} = 2.36$$

$$\gamma = \frac{3.371}{2.378} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) = 0.30 \implies \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \implies \text{La section est doublement armée (A' \neq 0)}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

III.4.4. Charge et surcharge et La combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

Tableau 7: Charge et surcharge et La combinaison de charge.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m ²)	q=0.65Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN.m ²)
Terrasse inaccessible	6.28	1.00	4.08	0.65	6.48	4.73
Étage courant	5.30	1.50	3.44	0.97	6.09	4.41

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : $q_u = 6.48 \text{ KN/m}^2$

Donc on prend : $G=6.28 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul des sollicitations

➤ Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

➤ Méthode forfaitaire

❖ Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

❖ Domaine d'application

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ \text{Où} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

• **Remarque**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **L'application de la méthode**

$$1) \begin{cases} Q=1 \leq 2G=12.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{cases} \implies \text{C.V}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \begin{cases} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4.6}{3.6} = 1.277 \implies 0,8 < 1.277 < 1,25 \implies \text{C.N.V} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.6}{4.2} = 1.09 \implies 0,8 < 1.09 < 1,25 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. \implies C.V

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

➤ **Méthode de Caquot**

❖ **Domaine d'application**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

❖ **Application de la méthode**

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives **L_w** et **L_e**. Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité **q_w** et **q_e**.
- Des charges concentrées **P_w** **P_e** appliquées à des distances **a_w** et **a_e** de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers le droit de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée **L'** :

★ **L' = L** pour une travée de rive.

★ $L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.

❖ Règle des moments

➤ Les moments en appuis

$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

➤ Les moments en travées

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \implies X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

❖ Règle de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

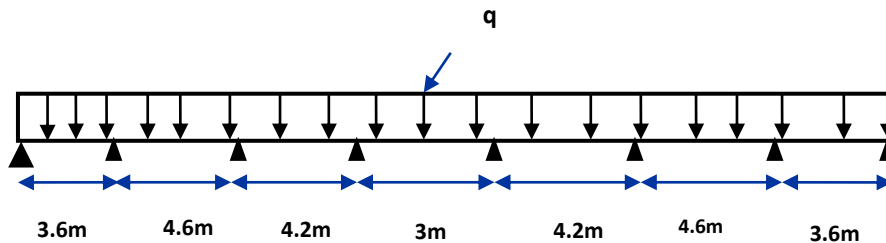
V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

❖ Application de la méthode (Caquot)

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

1^{er} type : (poutrelle a 7 travées) :



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À L'ELU} \implies q_u = 6.48 \text{ KN/m} \\ \text{À L'ELS} \implies q_s = 4.73 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

➤ À L'ELU

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 8: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à l'ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
$q_u(\text{KN/m})$	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	
$L(\text{m})$	3.6	4.6	4.2	3	4.2	4.6	3.6	
$L'(\text{m})$	3.6	3.68	3.36	2.4	3.36	3.68	3.6	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
$L'_w(\text{m})$	0	3.6	3.68	3.36	2.4	3.36	3.68	3.6
$L_e'(\text{m})$	3.6	3.68	3.36	2.4	3.36	3.68	3.6	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	-11.06	-11.29	-6.69	-6.69	-	-11.06	0
						11.29		
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
$M_w(\text{KN.m})$	0	-11.06	-11.29	-6.69	-6.69	-11.29	-11.06	
$M_e(\text{KN.m})$	-11.06	-11.29	-6.69	-6.69	-11.29	-11.06	0	
$V_w(\text{m})$	-8.59	-14.85	-14.71	-9.72	-12.51	-14.96	-14.74	
$V_e(\text{m})$	14.74	14.96	12.51	9.72	14.71	14.85	8.59	
$X_0(\text{m})$	1.32	2.29	2.27	1.5	1.93	2.3	2.27	
$M_t(\text{KN.m})$	5.69	5.96	5.4	0.6	5.4	5.96	5.69	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

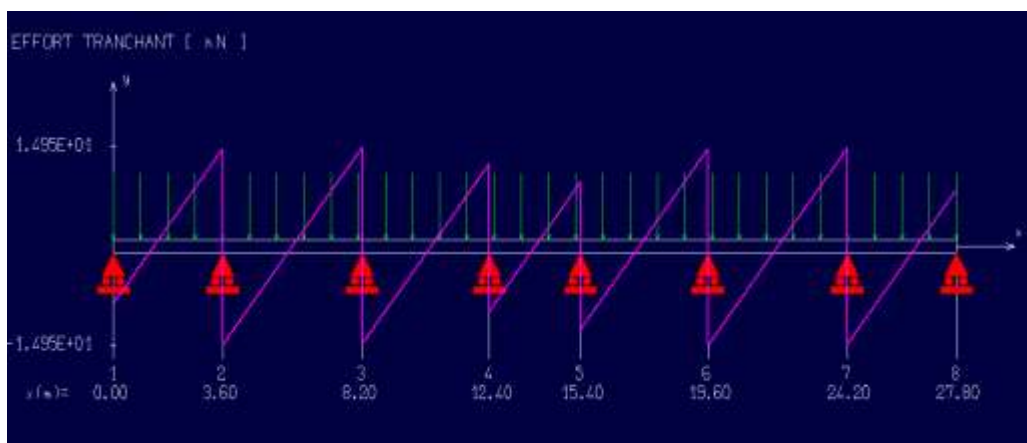


Figure 18: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

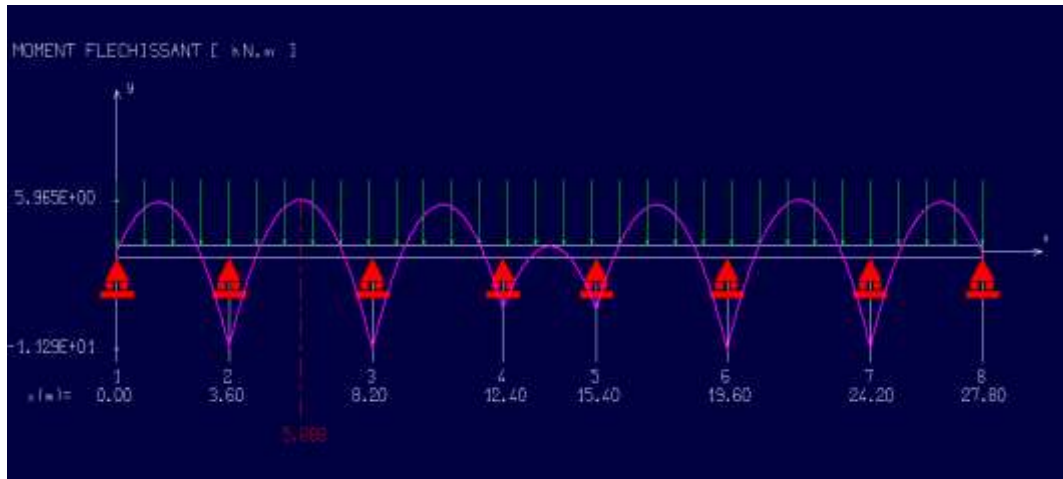


Figure 19: Diagramme des moments à L'ELU.

➤ À L'ELS

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 9: Calcul des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à l'ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
q_u (KN/m)	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	
L(m)	3.6	4.6	4.2	3	4.2	4.6	3.6	
L'(m)	3.6	3.68	3.36	2.4	3.36	3.68	3.6	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
L' _w (m)	0	3.6	3.68	3.36	2.4	3.36	3.68	3.6
L' _e (m)	3.6	3.68	3.36	2.4	3.36	3.68	3.6	0
M _a (KN.m)	0	-8.07	--8.24	-4.88	-4.88	-8.24	-8.07	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
M _w (KN.m)	0	-8.07	-8.24	-4.88	-4.88	-8.24	-8.07	
M _e (KN.m)	-8.07	-8.24	-4.88	-4.88	-8.24	-8.07	0	
V _w (m)	-6.27	-10.84	-10.73	-7.09	-9.13	-10.92	-10.76	
V _e (m)	10.76	10.92	9.13	7.1	10.73	10.84	6.27	
X ₀ (m)	1.32	2.29	2.27	1.5	1.93	2.3	2.27	
M _i (KN.m)	4.15	4.35	3.93	0.43	3.93	4.35	4.15	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

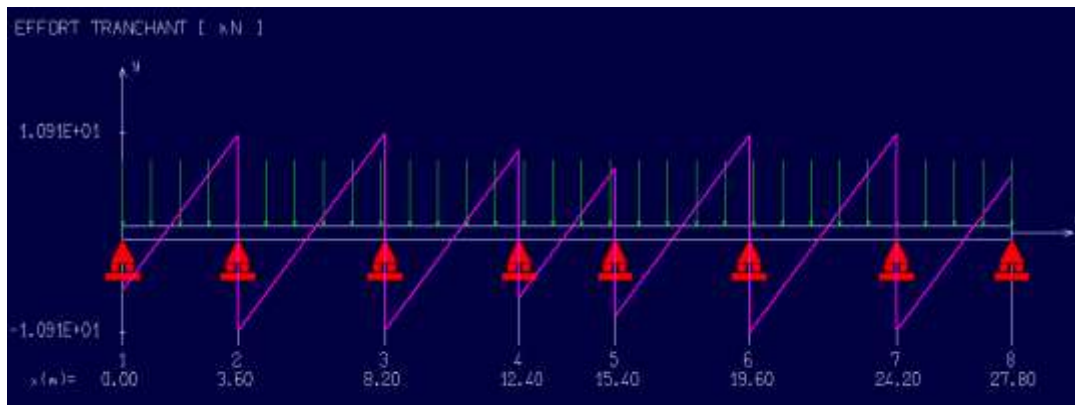


Figure 20: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

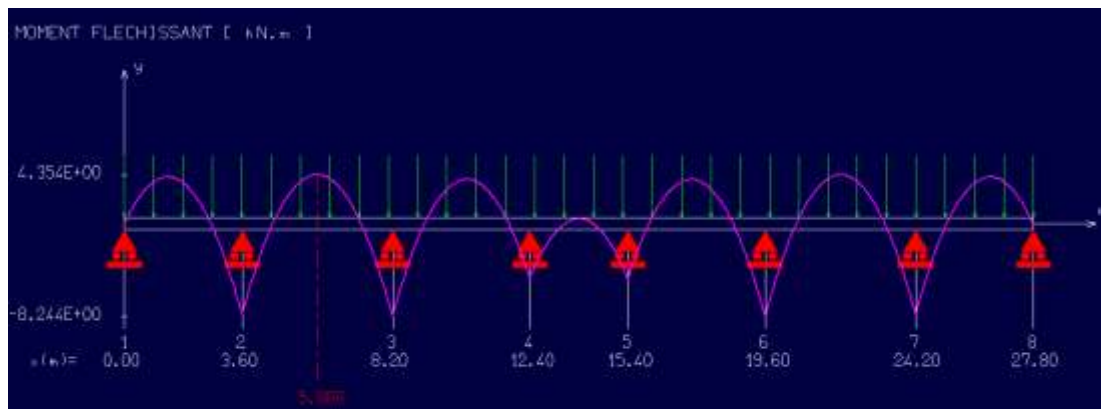
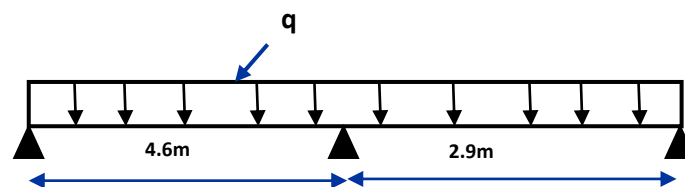


Figure 21: Diagramme des moments à L'ELS.

❖ 2^{ème} type : (poutrelle a 2 travées)



$$\begin{cases} \text{à L'ELU} \implies & q_u = 6.48 \text{ KN/m} \\ \text{à L'ELS} \implies & q_s = 4.73 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ À L'ELU

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 10: Calcul des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à L'ELU.

Travée	1-2	2-3	
$q_u(\text{KN/m})$	6.48	6.48	
$L(\text{m})$	4.6	2.9	
$L'(\text{m})$	4.6	2.9	
Appui	1	2	3
$L'_w(\text{m})$	0	4.6	2.9
$L'_e(\text{m})$	4.6	2.9	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	-13.15	0
Travée	1-2	2-3	
$M_w(\text{KN.m})$	0	-13.15	
$M_e(\text{KN.m})$	-13.15	0	
$V_w(\text{m})$	-12.05	-13.93	
$V_e(\text{m})$	17.76	4.86	
$X_0(\text{m})$	1.859	2.149	
$M_t(\text{KN.m})$	11.20	1.82	

• Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

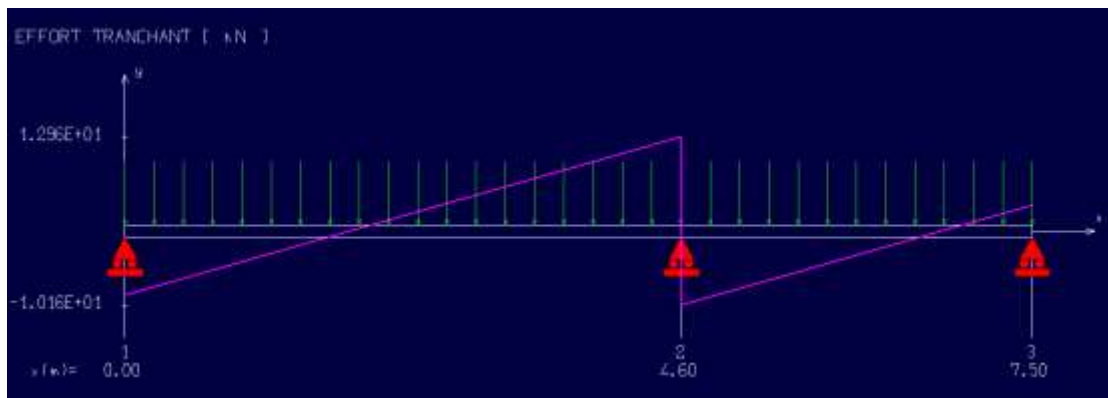


Figure 22: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

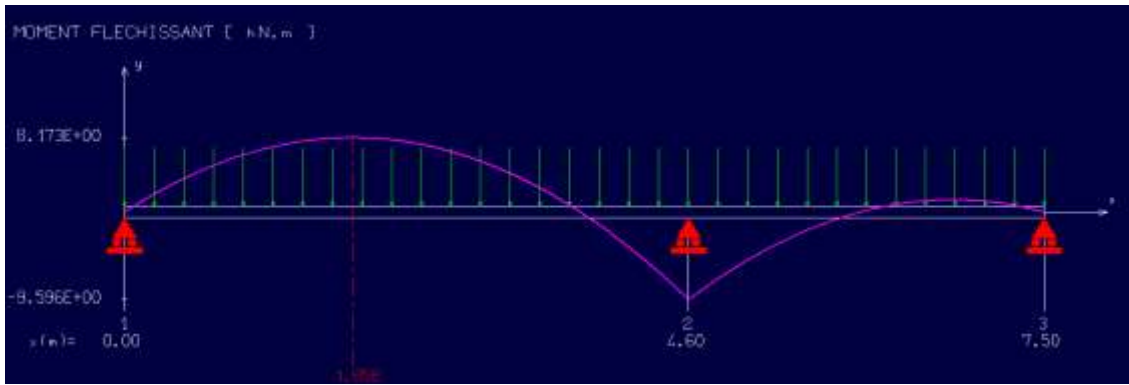


Figure 23: Diagramme des moments à L'ELU.

➤ À L'ELS

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 11: Calcul des efforts tranchants et des moments de la poutrelle à L'ELS.

Travée	1-2		2-3	
q_u(KN/m)	4.73		4.73	
L(m)	4.6		2.9	
L'(m)	4.6		2.9	
Appui	1	2		3
L'_w(m)	0	4.6		2.9
L'_e(m)	4.6	2.9		0
M_a(KN.m)	0	-9.60		0
Travée	1-2		2-3	
M_w(KN.m)	0		-9.60	
M_e(KN.m)	-9.60		0	
V_w(m)	-8.79		-10.17	
V_e(m)	12.97		3.55	
X₀(m)	1.859		2.149	
M_i(KN.m)	8.16		1.33	

• Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

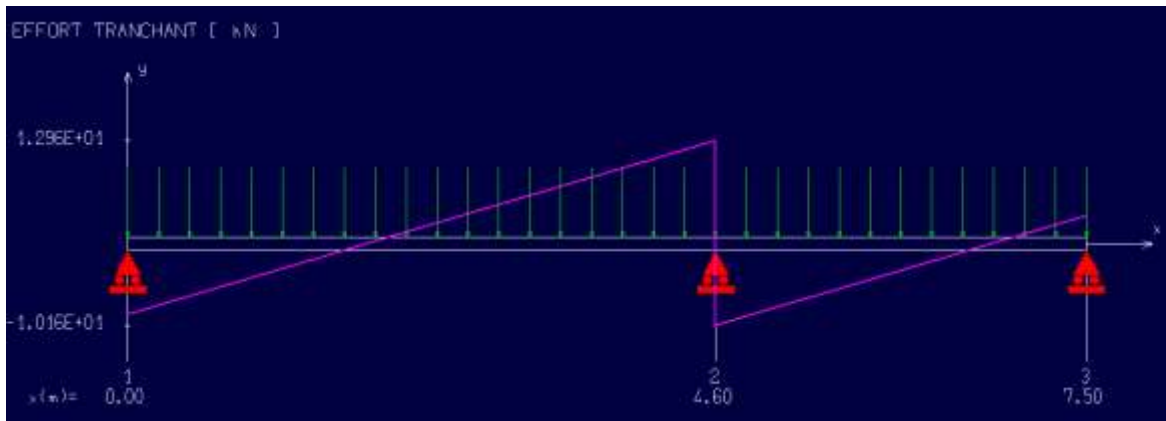


Figure 24: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

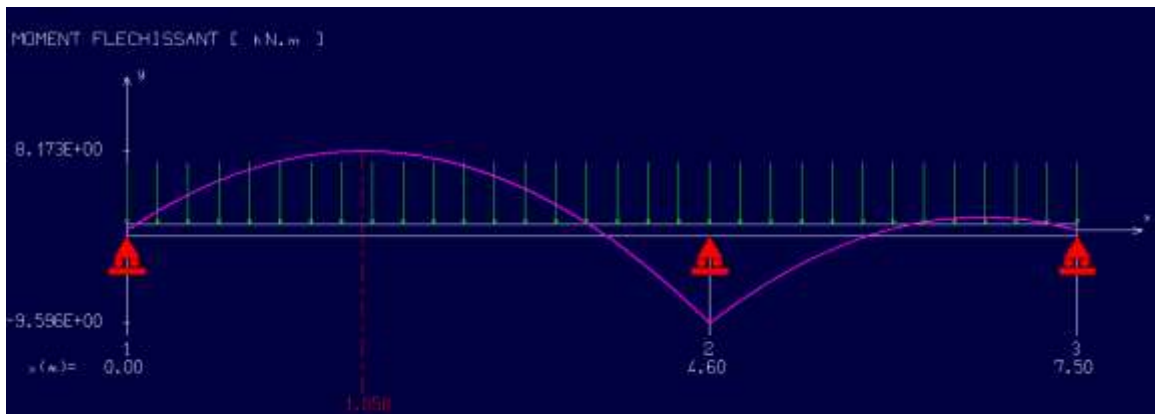


Figure 25: Diagramme des moments à L'ELU.

III.4.5. Ferrailage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

➤ À L'ELU

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
13.15	11.20	13.93	17.79

➤ À L'ELS

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
9.60	8.16	10.17	12.97

III.4.5.1. Calcul des armatures longitudinales

a) En travée

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

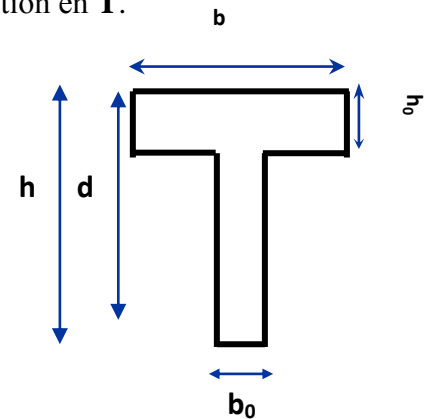
$b = 65\text{cm}$

$b_0 = 12\text{cm}$

$h = 21\text{cm}$

$h_0 = 5\text{cm}$

$d = 0.9h = 18.9\text{cm}$



❖ Le moment équilibré par la table de compression

$M_u^{t(\max)} = 11.20\text{KN.m}$

$M_{tu} = bh_0 F_{bc} (d - \frac{h_0}{2})$, $F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MPa}$

$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \times (0.189 - \frac{0.05}{2}) 10^3 = 75.68\text{KN.m}$

$\implies M_{tu} = 75.68\text{KN.m}$

$M_u^t(\max) \leq M_{tu} \implies$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b = 65cm et h = 21cm

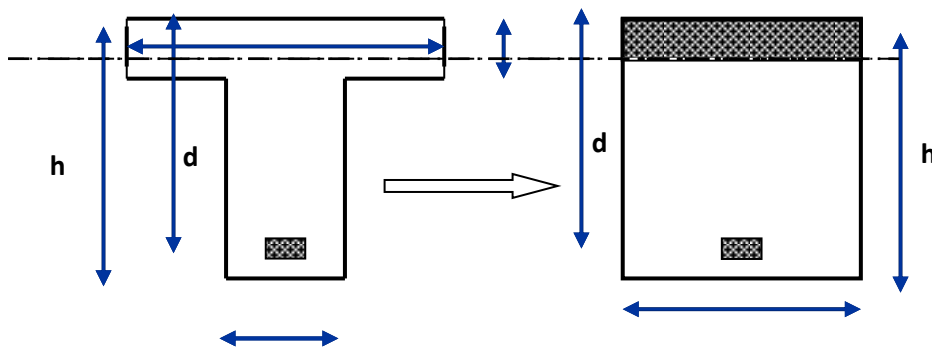


Figure 26: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

Calcul de μ_{bu}

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 F_{bc}}$

$\mu_{bu} \frac{11.20 * 10^{-3}}{0.65 * 0.189^2 * 14.2} = 0.033$

$\mu_{bu} = 0.033$

➤ Calcul de μ_{lu}

$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050].10^{-4}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.20}{8.16} = 1.37$

$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050].10^{-4} = 0.29$

$\mu_{bu} = 0.033 < \mu_{lu} = 0.29$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.033 < 0.275 \implies$ On utilise la méthode simplifiée.

➤ Calcul de Z_b

$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.189[1 - 0.6(0.033)] \implies Z_b = 0.185m$

➤ Calcul de A_{st}

$A_{st} = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{11.20 \times 10^{-3}}{0.185 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$ On prend : **3HA10 = 2.36 cm²**

● Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée :

Type	M_u^t [kN.m]	(max)	μ_{bu}	$A's$ [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	11.20		0,033	0	18.5	1.	3HA10	2.36

b) En appui

$M_{umax}^a = 13.15 \text{ kN.m}$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec **d=189cm** et **b=65cm**

➤ Calcul de μ_{bu}

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{13.15 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.189)^2 \times 14.2} = 0.039$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{13.15}{9.60} = 1.37$

➤ Calcul de μ_{lu}

$\mu_{lu} = [3440(1.37) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0.29$

$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_{lu} = 0.29$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.039 < 0.275 \implies$ On utilise la méthode simplifiée

➤ Calcul de Z_b

$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.189[1 - 0.6(0.039)] = 0.184 \text{ m} \implies Z_b = 0.184m$

➤ Calcul de A_{sa}

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13.15 \times 10^{-3}}{0.184 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } \boxed{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

- Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

Type	M_u^a (max) [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{sa} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	13.15	0,039	0	18.4	2.05	2HA12	2.26

III.4.5.2. Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99)

$$\varphi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\varphi_t \geq \min\left(\frac{21}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\varphi_t \geq 0.60 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6** ($A=0.57 \text{ cm}^2$).

2HA6 = 0.57 cm

❖ Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(17.01 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 17.01 \text{ cm}$$

On prend: $\implies S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.5.3. Verifications à L'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.2/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400} = 0.27$$

$$\begin{cases} A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.27 \dots\dots\dots \text{cv} \\ A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.27 \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 17.79 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{17.79 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\text{FPP} \implies \bar{\tau} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \implies C.V$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier } F_e 400, \text{ haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{17.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.189 \times 2\pi \times (0.012)} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a : } \bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \implies \tau_s = 1.38 < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{CV}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres

❖ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité $f_{e \text{ sont}}$ ancrées sur une longueur L_s , dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \implies L_s = 40 \text{ cm}$$

❖ **Ancrages courbe :**

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \implies L_a = 16 \text{ cm}$$

e) Escapement

$$S_t = 15\text{cm} \leq (A_t f_c) / (0.4b_0) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm.}$$

$$n \implies S_t = 15\text{cm} \leq 47.5\text{cm} \implies \text{C.V}$$

III.4.5.4. Verifications À L'ELS

❖ Moments max

Sur appuis : $M_{ser}^a = 9.60 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 8.16 \text{ KN.m}$

❖ Effort tranchant

$V_S = 12.97 \text{ KN.}$

a) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

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

❖ Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \implies \eta = 15$$

$$y = \frac{15(A_S + A_S'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A_S'')}{7.5(A_S + A_S'')^2}} - I \right]$$

❖ En travée

$M_{ser} = 8.16 \text{ KN.m}; b = 65 \text{ cm}; d = 18.9 \text{ cm}; A_S = 2.36\text{cm}^2; A_S' = 0$

❖ En appuis

$M_{ser} = 9.60 \text{ KNm}; b_0 = 12\text{cm}; A_S = 2.26 \text{ cm}^2; A_S' = 0; d = 18.9 \text{ cm}$

• Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés

Tableau 12: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	8.16	2.36	8323.276	3.91	69.80	2.73	15	Vérifiée
Appui	9.60	2.26	5422.24	7.64	154.91	11.85	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

c) Vérification de la flèche

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_S : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la Vérifier avec la flèche admissible.

On a

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CNV$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est indispensable

❖ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f}$$

Avec

$$E = 111^3 \sqrt{f_c} = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

❖ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 5) + 12 \times (21 - 5) + 15(2.36) = 552.4 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h_0^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (21)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15(2.36 \times 18.9) = 3977.56 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3977.56}{552.4} = 7.20 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 21 - 7.10 = 13.8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_s (y_2 - c_1)^2 \implies I_0 = 26100.72 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 4.73 \times (4.6)^4 \times 10^{-3}}{348 \times 32.164 \times 10^3 \times 26100.72 \times 10^{-8}} = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.36 \text{ cm}$$

On a: $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$

$f = 0,36 \text{ cm} < \bar{f} = 0.92 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

III.4.5.5. Ferrailage du plancher

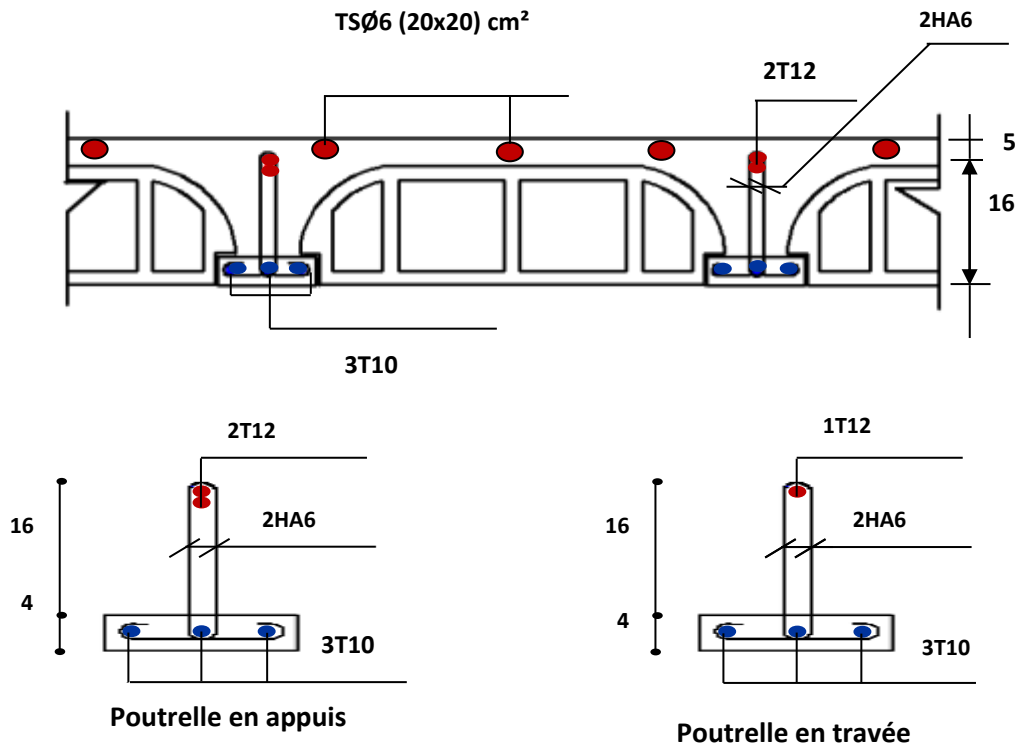


Figure 27: Ferrailage du plancher.

III.5. Etude des escaliers

III.5.1. Calcul des sollicitations

A l'E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

A l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

➤ Type1 : Escaliers à volées droites avec palier intermédiaire pour le minaret

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _{ser} (KN/m ²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.41	2.5	15.10	10.91

Tableau III.9. Combinaison des charges de l'escalier.

NB : On prend le cas le plus défavorable (RDC).

III.5.2. A l'ELU

III.5.2.1. Schéma statique

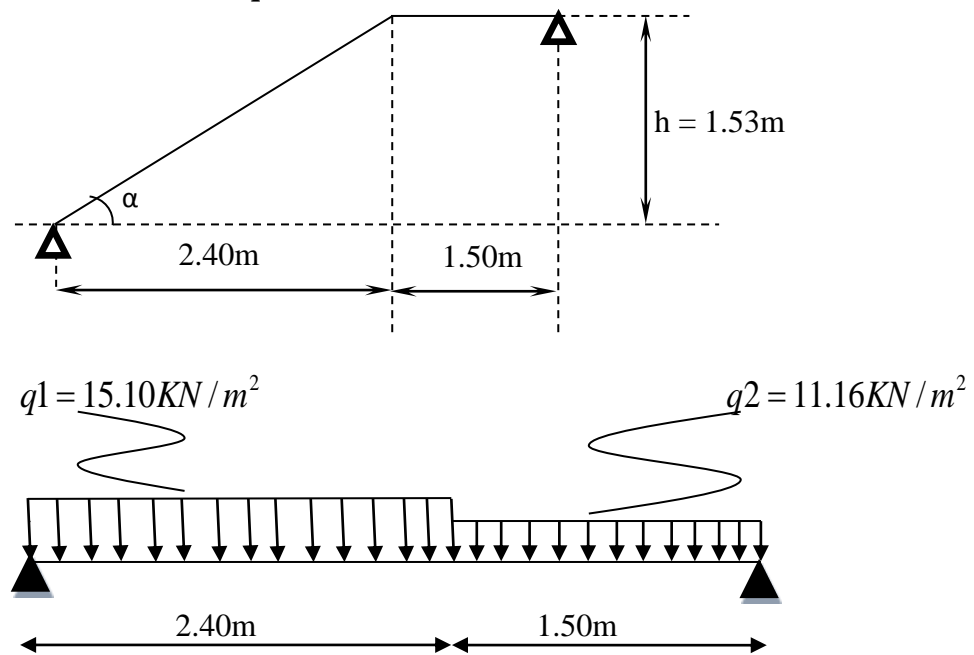


Figure 28: Schéma statique de l'escalier (ELU).

III.5.2.2. Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve

a. L'effort tranchant

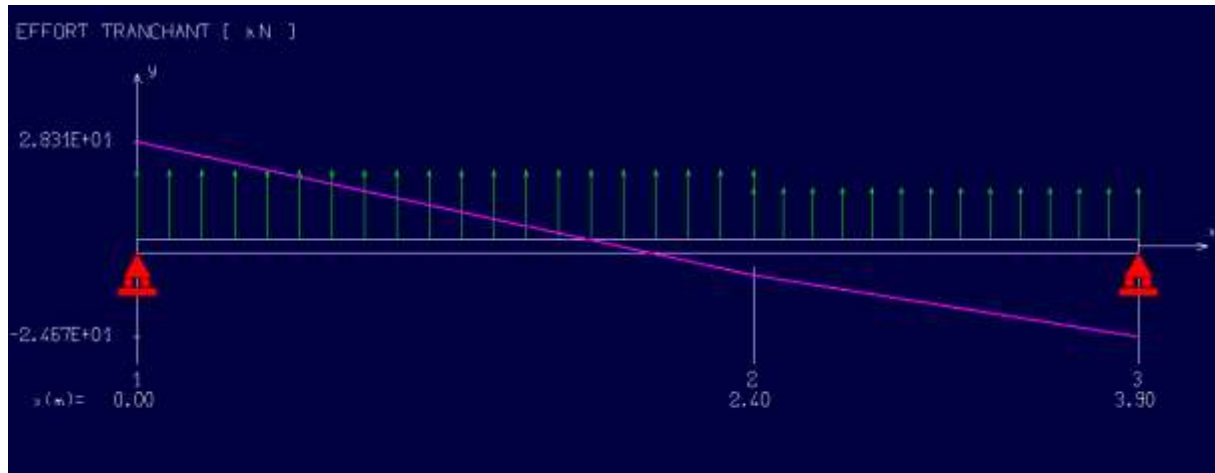


Figure 29: Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).

b. Moment fléchissant

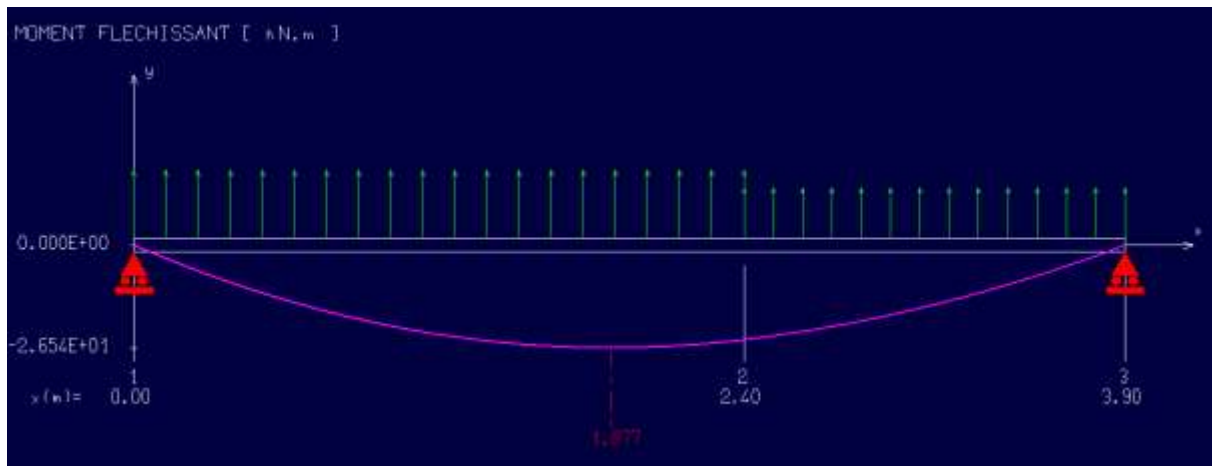


Figure 30: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).

III.5.3. A L'ELS

III.5.3.1. Schéma statique

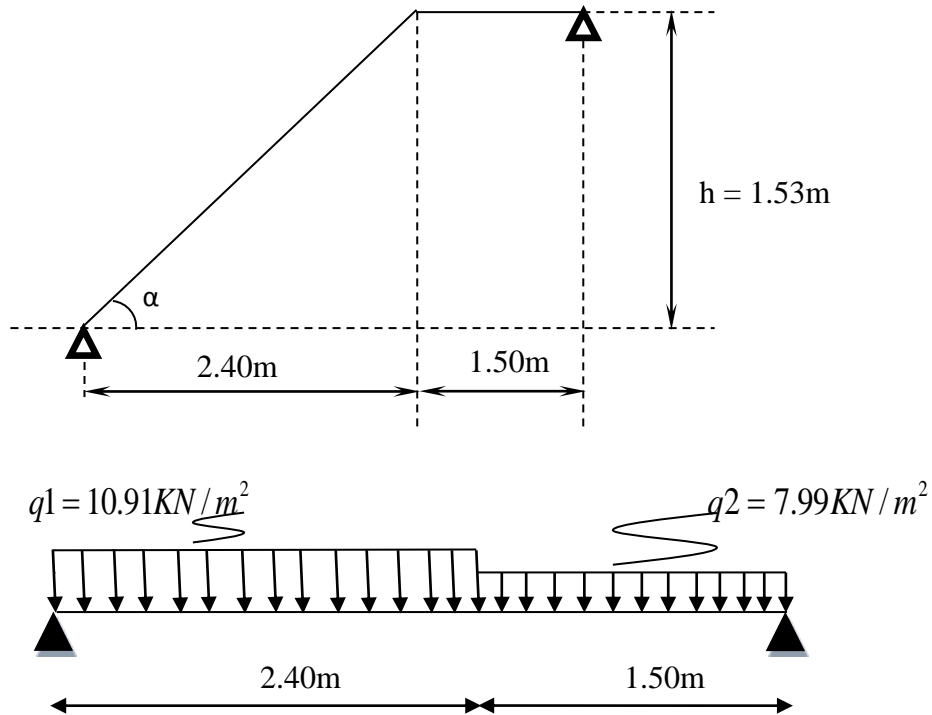


Figure 31: Schéma statique de l'escalier (ELS).

III.5.3.2. Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a. L'effort tranchant :

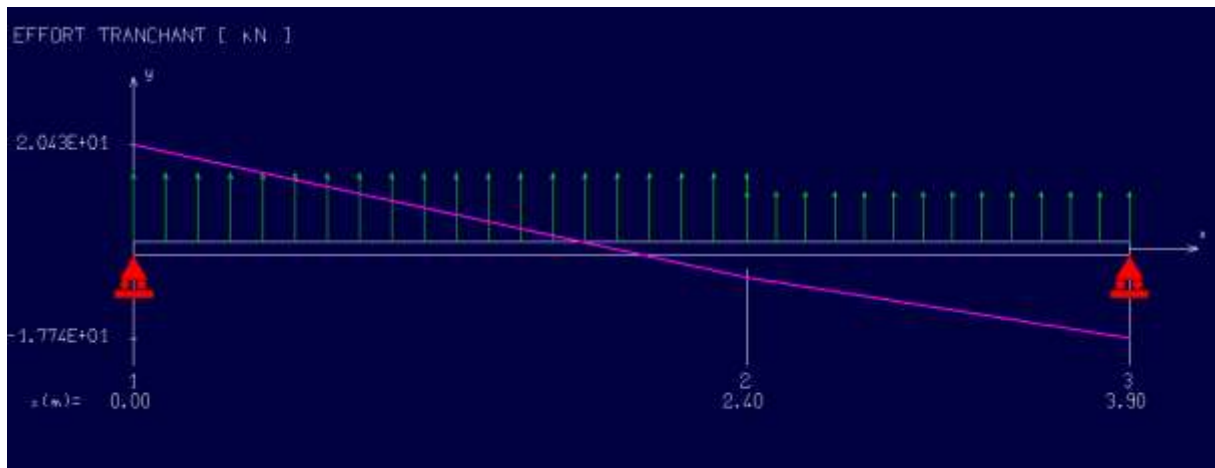


Figure 32: Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier à ELS.

b. Moment fléchissant

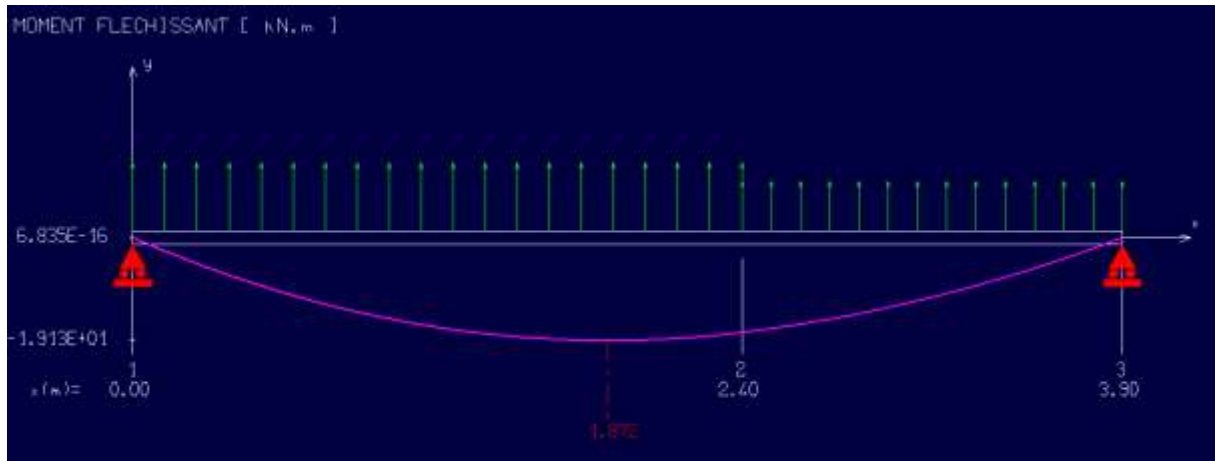


Figure 33: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.

$$M_u = 26.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 19.13 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 28.31 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 19.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 13.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 14.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 9.56 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Ferrailage

III.5.4.1. Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

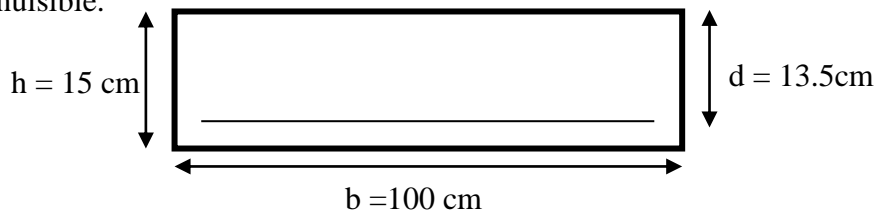


Figure 34: La section du calcul de l'escalier.

Tableau 13: Les données a utilisé.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_c = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

A. Calcul des armatures

1) Armature longitudinale

➤ **Aux appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.27 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.051 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.053$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_1 (1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad ; \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_{lu} = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.051)}) = 0.066$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.973$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{13.27 \times 10^6}{0.973 \times 135 \times 348} = 290.3 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 2.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_1 = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 22cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

1) Armature longitudinale

➤ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.90 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.077 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.077$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < \mu_{lu} = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \text{ section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.077)}) = 0.100$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.959$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{19.90 \times 10^6}{0.959 \times 135 \times 348} = 441.69 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 4.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_1 = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 22cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

B. Vérification

1. Condition de non fragilité

$$\left[\begin{array}{l} A_1 \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot (13.5) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2. Vérification des espacements des barres

Armature principale :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armature transversale :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

a. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

Influence sur le béton

On doit avoir que :

$$V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad (\text{Art A.5.1.3.21. BAEL91 /99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = \mathbf{12.15 \text{ cm}}$$
 (longueur de l'appui).

$$V_{u \max} = \mathbf{28.31 \text{ KN.}}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 * \frac{25}{1.5} * 1 * 12.15 * 10 = \mathbf{810 \text{ KN.}}$$

$$V_u = 28.79 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 810 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_s = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2} \quad V_u = \mathbf{28.31 \text{ KN}} \quad M_{uA} = \mathbf{13.27 \text{ KN.m}}$$

$$1. \quad A_s = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[28.31 + \frac{13.27}{0.9 \times 0.135} \right] = \mathbf{3.95 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \mathbf{5T12 = 5.65 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4. Vérification de l'adhérence d'appui

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$V_u^{max} = 28.31 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{28.31 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 1.23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.5.4.2. Vérifications à ELS

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

❖ Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

❖ Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 14: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

Position	M_{ser} KN.m	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	Observation
<i>travée</i>	14.34	6.79	4	9784.02	151.91	6.08	C.V
<i>Appui</i>	9.56	6.79	4	9782.02	101.31	4.05	C.V

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptable

Tableau 15: Les armatures de l'escalier obtenu.

	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{répartition}$ (cm ²)	Choix
Appius	2.9	6.79	1.63	5T12	3.93	5T10
Travée	3.95	6.79	1.63	5T12	3.93	5T10

III.5.5. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0625 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0625 < 0.0749) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 240 \text{ cm} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 14.34 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 19.13 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

❖ Calcul de la flèche

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \bar{f} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm} \quad f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_{iu}} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} ; \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} ; u = \max \left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s} , 0 \right) ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

❖ Calcul du Moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau 16: Vérification de la flèche de l'escalier.

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
31176	0.0042	5	2	0.158	23689.97	19158.44	0.236	0.568

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.568 - 0.236 = 0.332$$

$$\Delta F = 0.332 < \bar{f} = 0.542 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée}$$

III.5.6. Schéma de ferrailage

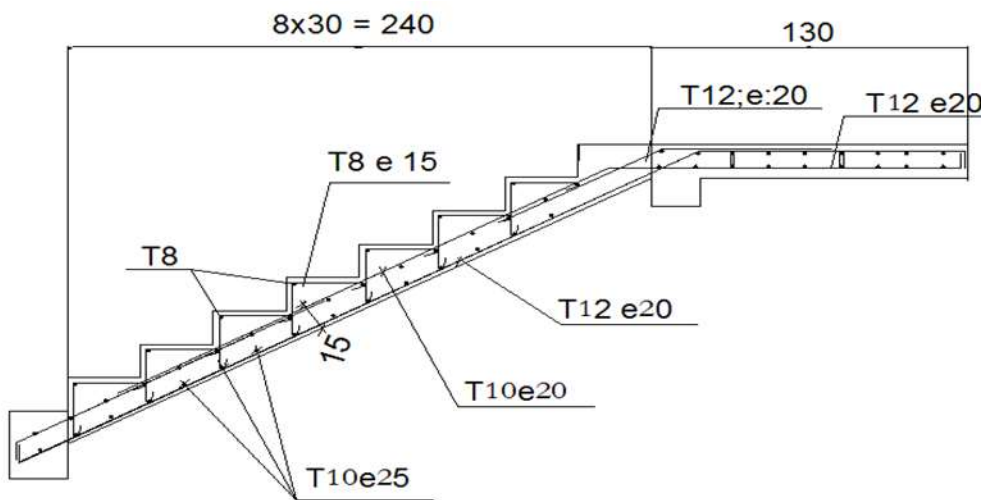


Figure 35: Schéma du ferrailage de l'escalier.

III.5.7. Poutre palière

III.5.7.1. Introduction

La poutre palière est considérée en castrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III.5.7.2. Pré dimensionnement

On dimensionne la poutre selon le **BAEL 91** :

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad h = 20 \leq h \leq 30 \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm}$$

a. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \geq 20 \text{ cm} \\ (35/25) = 1,2 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

Donc la section adoptée pour la poutre palière est $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

a). Charge revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.187 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : 32.98 KN/ml .
- Réaction du palier (ELS) : 23.87 kn/ml

b). Combinaison d'action

➤ À l'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = (1.35 \times 2.187) + 32.98 = 35.98 \text{ kN/ml.}$$

➤ À l'ELS

$$q_s = G_p + R_b = 2.187 + 23.87 = 26.057 \text{ kN/ml.}$$

c). sollicitation

➤ calcul à l'ELU

- Moment isostatique

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{12} = 35.98 \times \frac{(3)^2}{12} = 26.98 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_{-u} = q_u \times \frac{l}{2} = \frac{(35.98 \times 3)}{2} = 53.97 \text{ KN.}$$

➤ Calcul à l'ELS

- ✓ Moment isostatique

$$M_{-0} = q_{-(s)} \frac{L^2}{12} = \frac{26.057 \times (3)^2}{12} = 19.57 \text{ KN}$$

- Sollicitation de calcul

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 20.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appuit} = 0.5M_u = 13.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 14.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appuit} = 0.5M_{ser} = 9.78 \text{ kN.m}$$

Par utilisation du logiciel **RDM 6** on trouve :

➤ À L'ELU

Moment isostatique

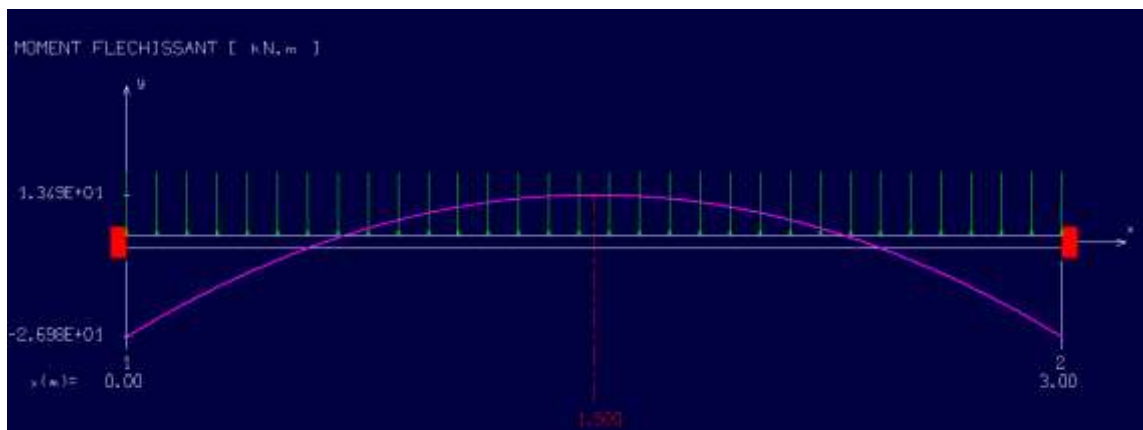


Figure 36: Diagrammes de moment isostatique à l'ELU.

Effort tranchant

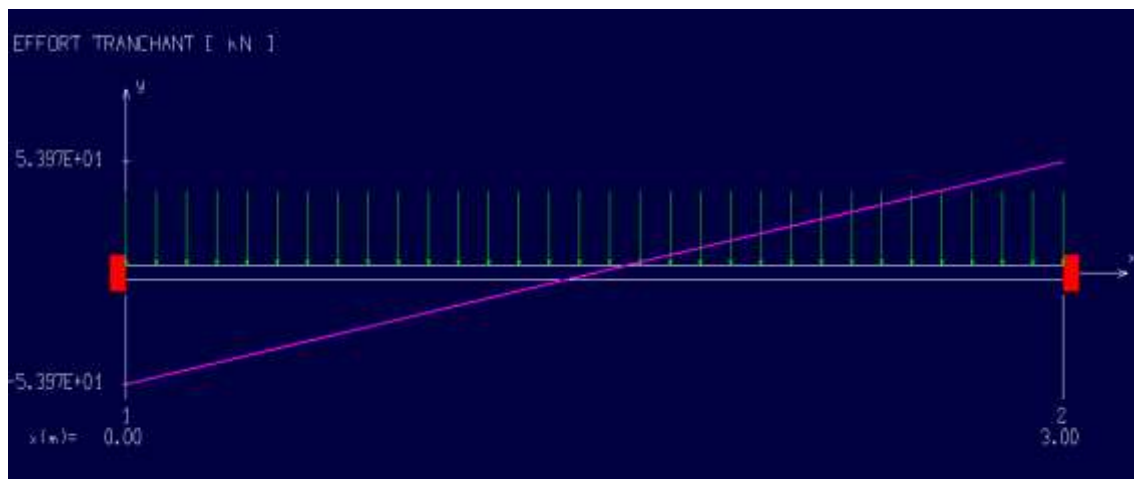


Figure 37: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

➤ À L'ELS

Moment isostatique

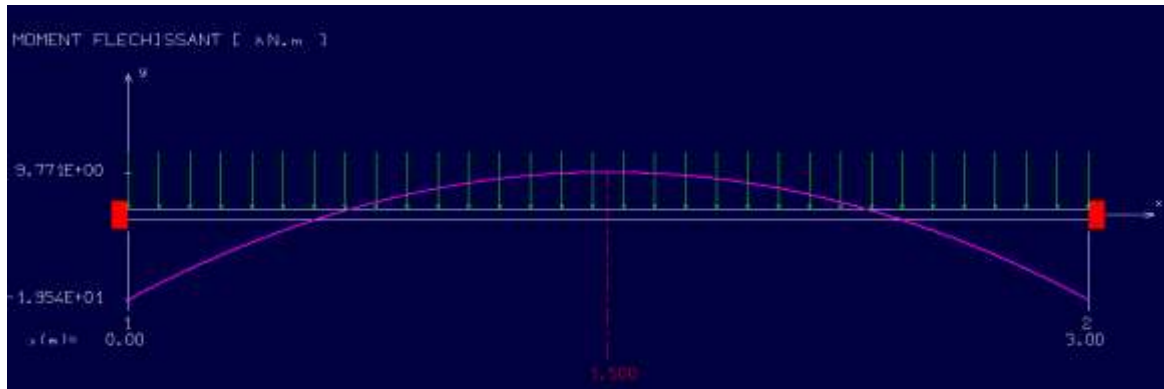


Figure 38: diagramme de moments isostatique à L'ELS.

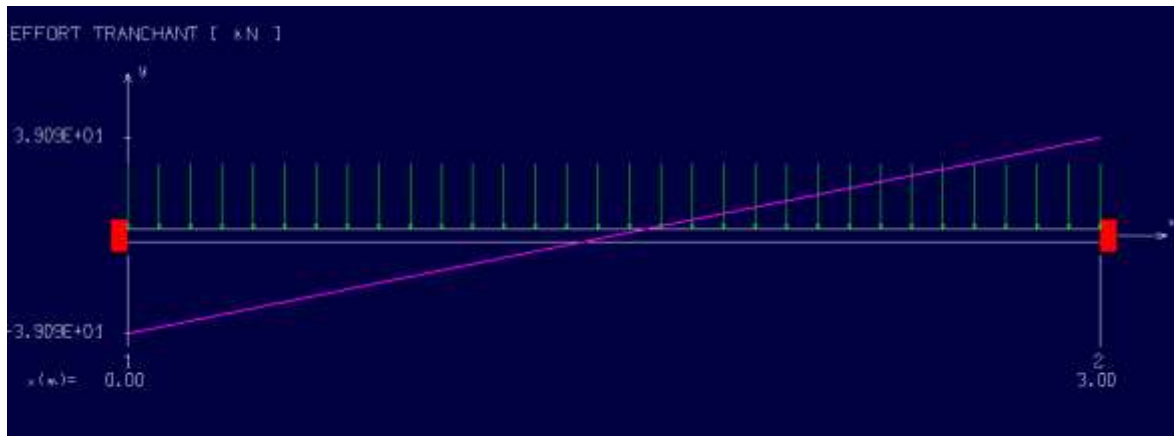


Figure 39: Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.

III.5.7.3. Calcul de Ferrailage à l'ELU

➤ En travée

$$M_t = 20.23 \text{ KN.m}$$

➤ Armateur principale

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; c=c'=3 \text{ cm} ; d=32 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.23}{1 \times 0.320^2 \times 14200} = 0.014 < \mu_r = 0.391 \text{ (acier FeE400)} \implies \text{pivot A,}$$

donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99 \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.23}{0.99 \times 0.320 \times 348000} = 1.83 \text{ cm}$$

$A_{s \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **3HA12**

➤ En Appius

$$M_a = 13.49 \text{ KN.m}$$

• Armature principal

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.49}{1 \times 0.320^2 \times 14200} = 0.0092 < \mu_r = 0.391 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99 \quad A_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.49}{0.99 \times 0.320 \times 348000} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **3HA12**

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad , \quad A_{\min} = 0.23 * 25 * 32 * \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

III.5.7.4. Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Telle que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{la contrainte dans béton}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{La contrainte dans l'acier}$$

Position du centre de gravité de la section y :

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

❖ Le moment d'inertie I

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

➤ Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = \frac{15(3.39)}{25} \times \left[\sqrt{1 + \frac{25 \cdot 32}{7.5 \cdot 3.39}} - 1 \right] = 9.55 \text{ cm}$$

➤ Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(25)(9.55)^3}{3} + 15[3.39(32 - 9.55)^2] = 32898.94 \text{ cm}^4$$

I. En travée

D'après logiciel de la RDM : $M_{ser} = 14.67 \text{ KN.m}$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{14.67 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (95.5) = 4.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 15 \frac{14.67 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (320 - 95.5) = 150.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 77.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II. En appuis

D'après logiciel de la RDM 6: $M_{ser} = 9.78 \text{ KN.m}$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{9.78 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (95.5) = 1.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 15 \frac{9.78 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (320 - 95.5) = 113.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 113.48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

a) Calcul des armatures transversals

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (28.8 ; 40) = 28.8 \text{ cm}$$

$$\mathbf{St = 20 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 \implies A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{25 \times 20 \times 0.4}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend dès $\emptyset 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

❖ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.0042 a \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0.11 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_u} = \frac{20.23}{269.8} = 0.074 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

- Tel que : M_t : Moment en travée.

M_u : Moment isostatique.

b) Vérification cisaillement béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{53.97 \times 10}{25 \times 32} = 0.67 < 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification appuis**

II.1. Béton

$$V_u < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad \text{avec } a = 0.9 \times d = (0.9) \times (32) = 28.8 \text{ cm} .$$

$$V_{u \max} = 53.97 \text{ kN}.$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 25 \times 28.8 \times 10 = 48000 \text{ kN}.$$

$$V_u = 53.97 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 48000 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 53.97 \text{ kN.m}$$

$$A_{s \geq} \frac{1.15 \times 53.97 \times 10}{400} = 1.55 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{condition vérifier}$$

d) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.09 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{53.97 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.09} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.}$$

❖ Conclusion

Après tout vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armateur principal : **3HA12 = 3.39 cm²**

Armateur transversal un cadre Ø8 et un étrier Ø8.

III.5.7.5. Schéma de ferrailage

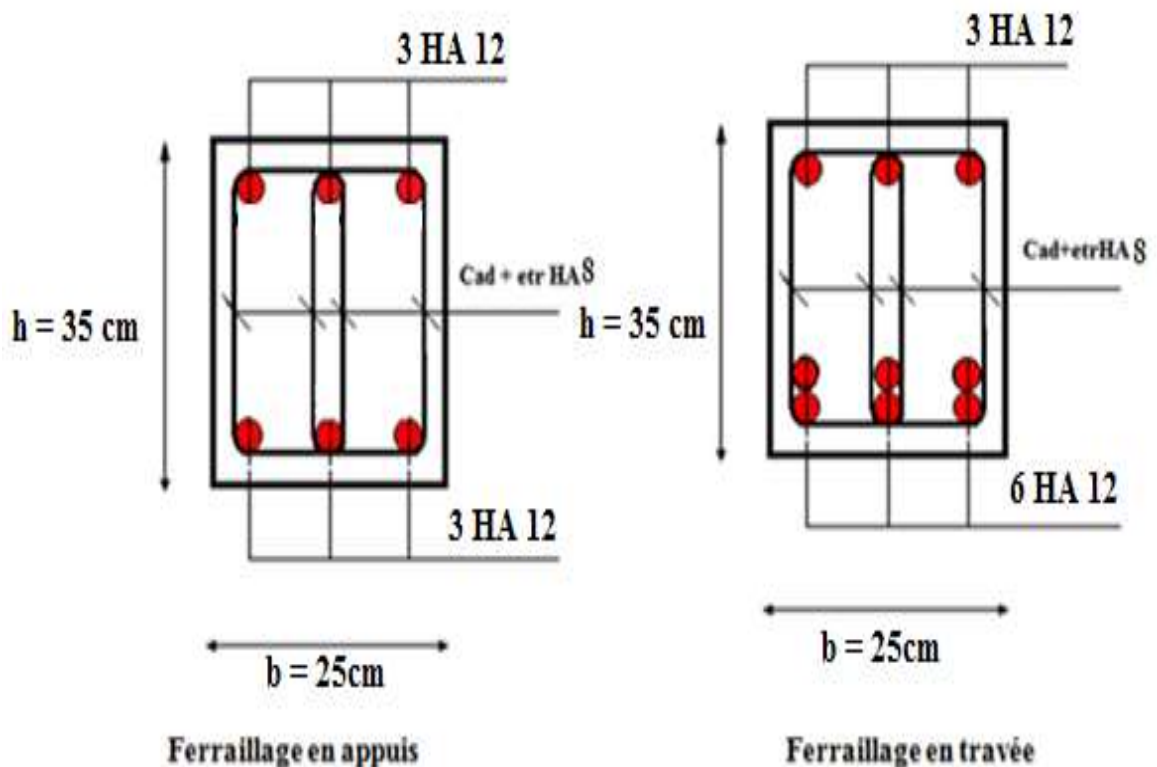


Figure 40: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.8. 2^{ème} type : escalier balancée pour logement duplex

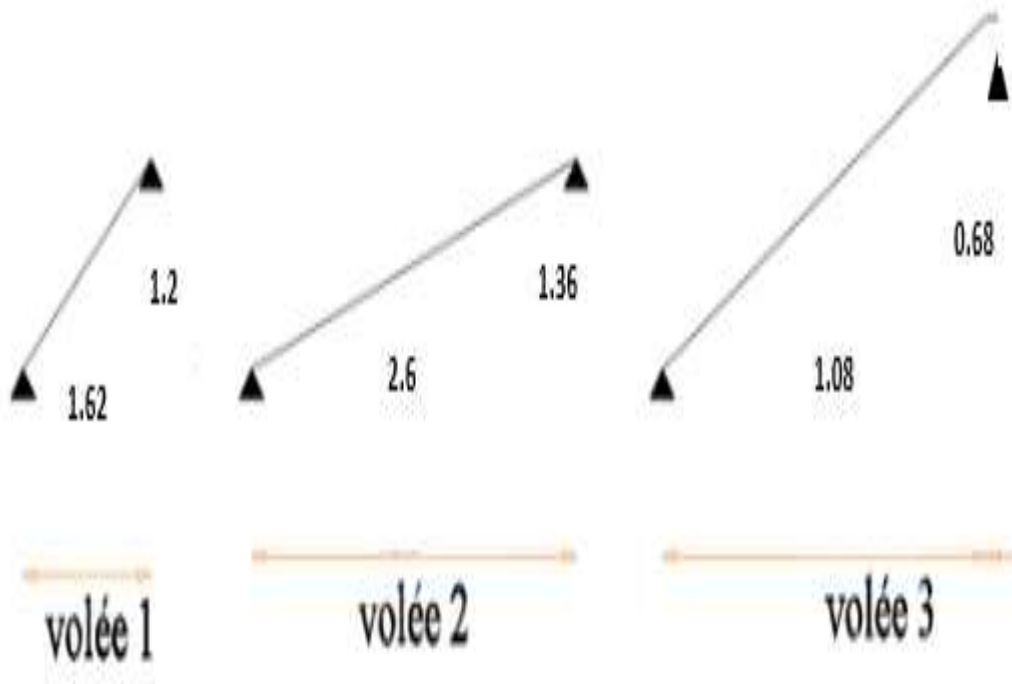


Figure 41: Les schémas statiques des escaliers de bloc C.

a) Charge et surcharge

Tableau 17: Charges et surcharges des volées.

Escalier	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Paillasse	8.83	2.5

b) Combinaison des charges

➤ ELU

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

➤ ELS

$$q_{ser} = G_1 + Q$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau 18: Charge à l'ELU et l'ELS de volées.

Sollicitation	ELU	ELS
q ₁ (kN/ml)	15.67	11.33

Remarque

La charge de paille ne change pas et les reactions maximal sont trouvée dans le volée le plus longues.

❖ **Volée 1**

✓ **L'état limite ultime l'ELU :**

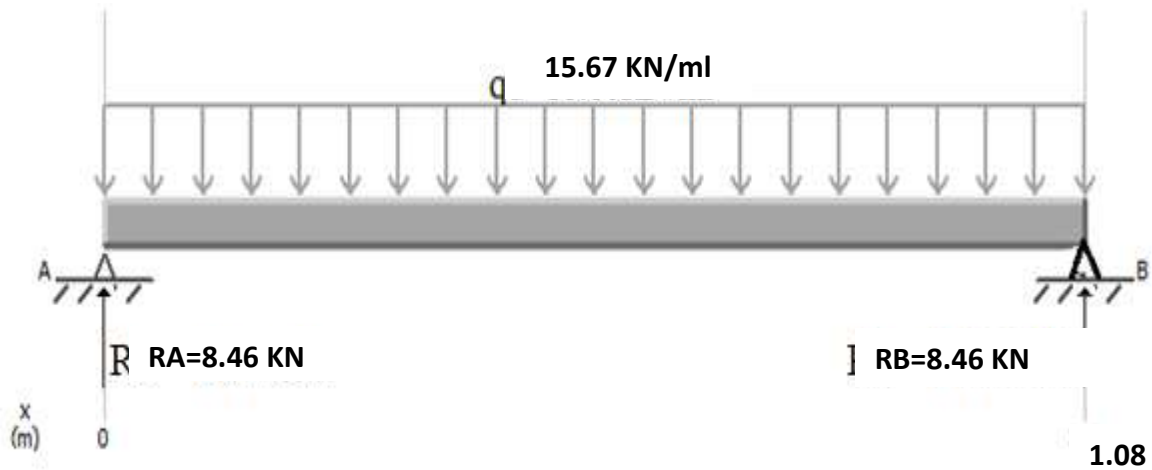


Figure 42: Le schéma statique de volée 1 à l'ELU.

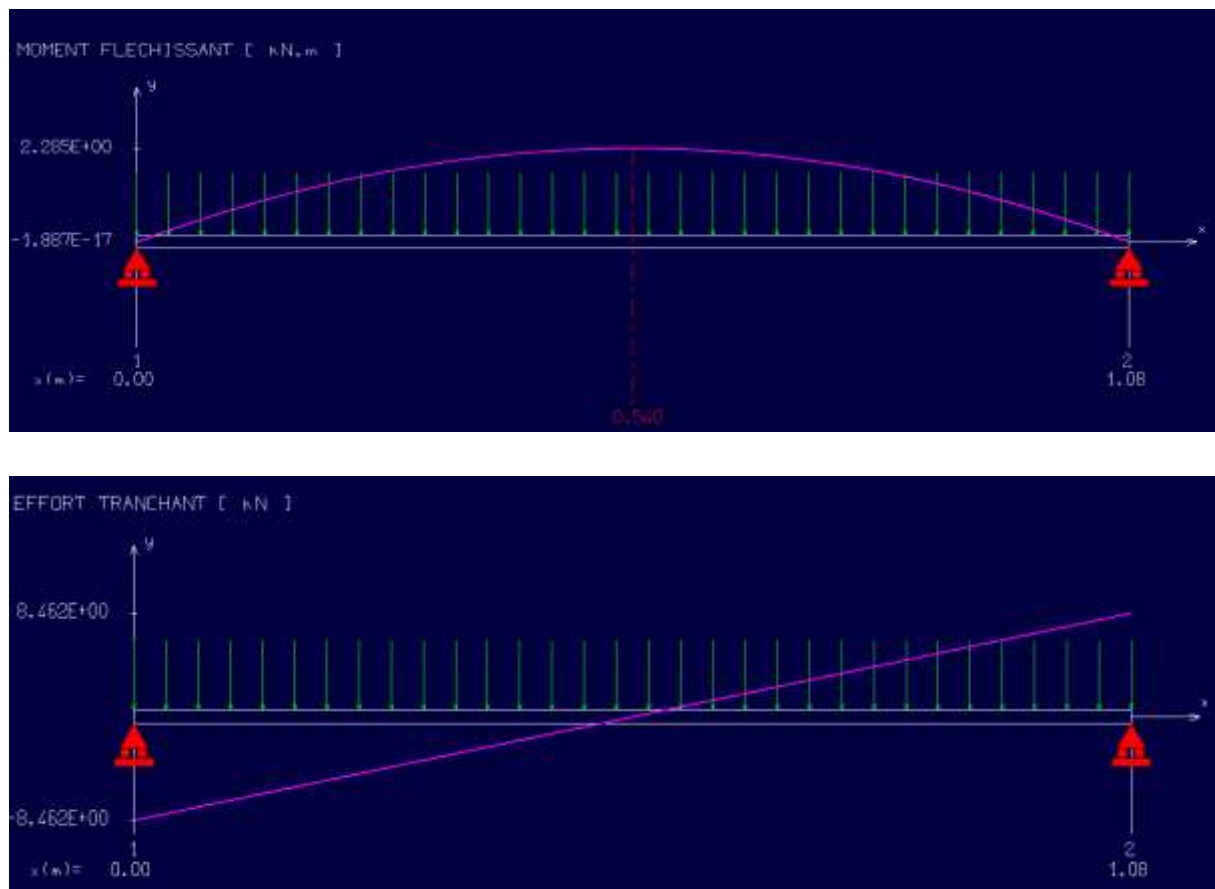


Figure 43: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.

✓ État Limite Service l'ELS

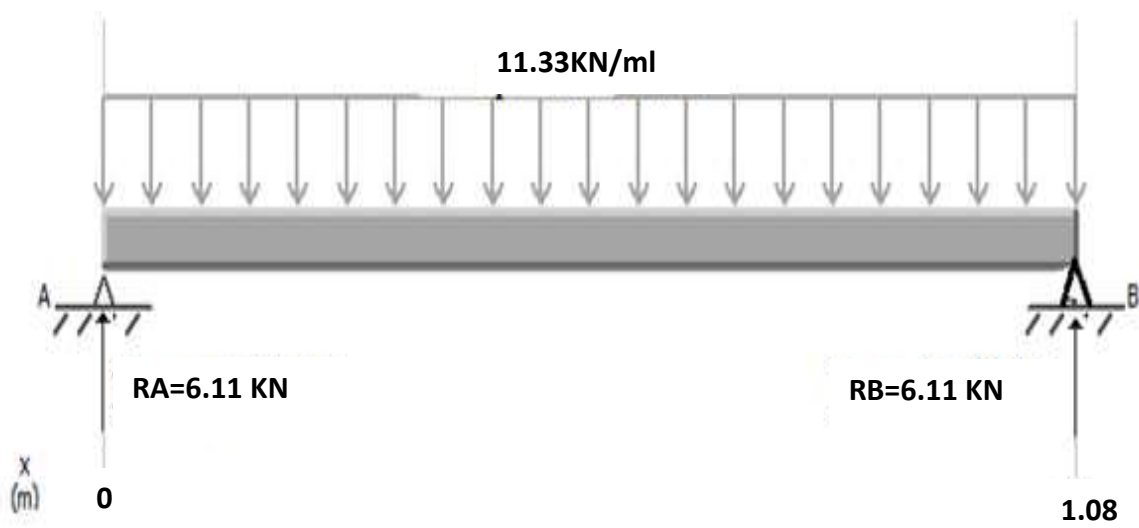


Figure 44: Le schéma statique de volée 2 à l'ELS.

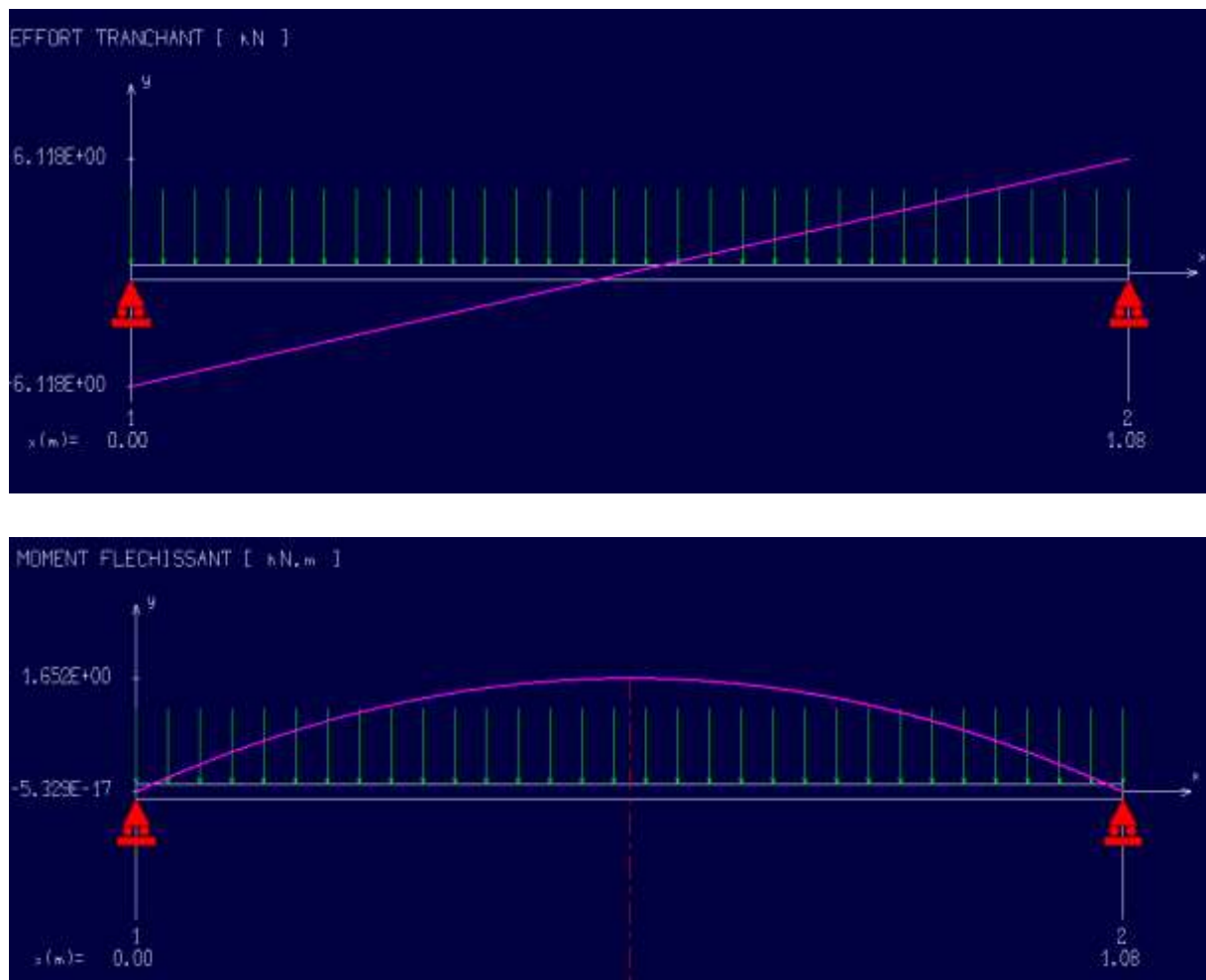


Figure 45: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.

❖ Volée 3

✓ État Limite ultime l'ELU

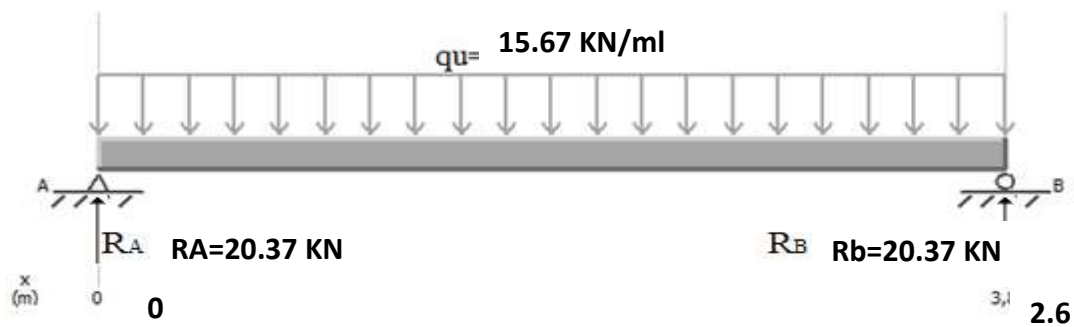


Figure 46: Le schéma statique de volée 1 à l'ELU.

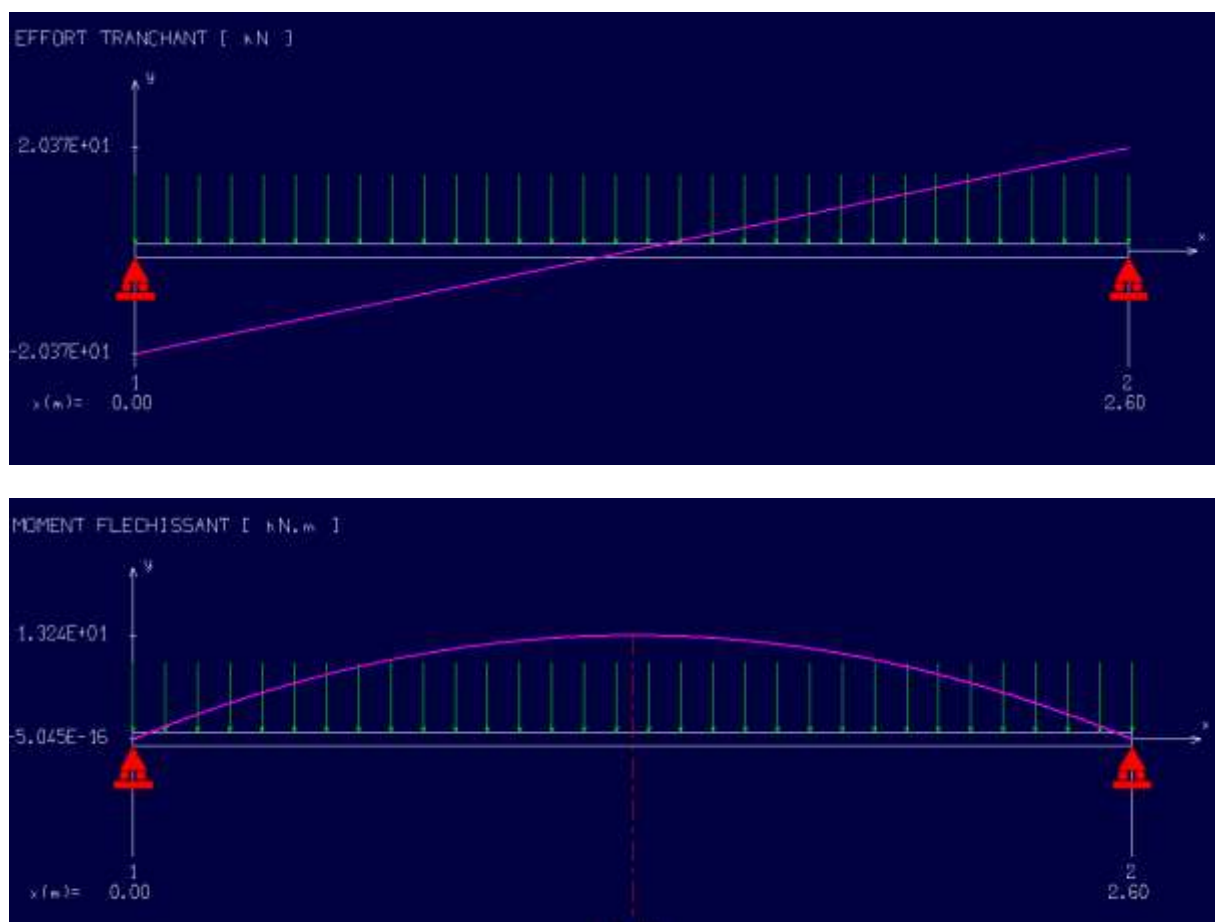


Figure 47: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.

✓ État Limite Service (ELS)

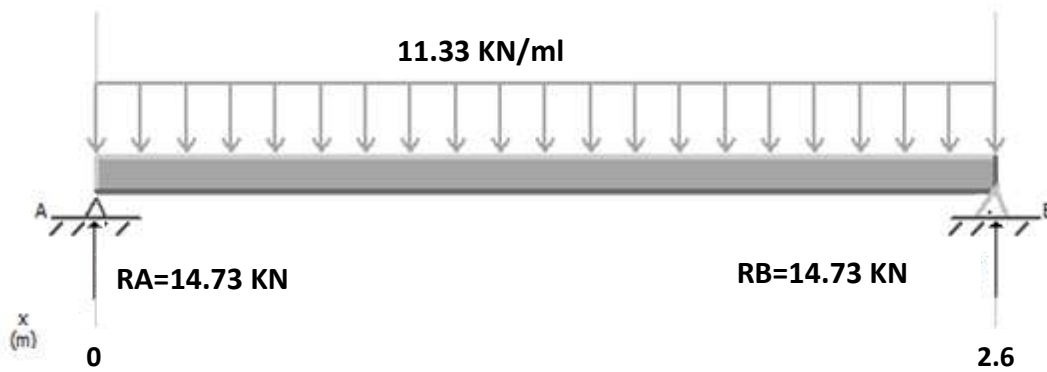


Figure 48: Le schéma statique de volée 1 à l'ELS.

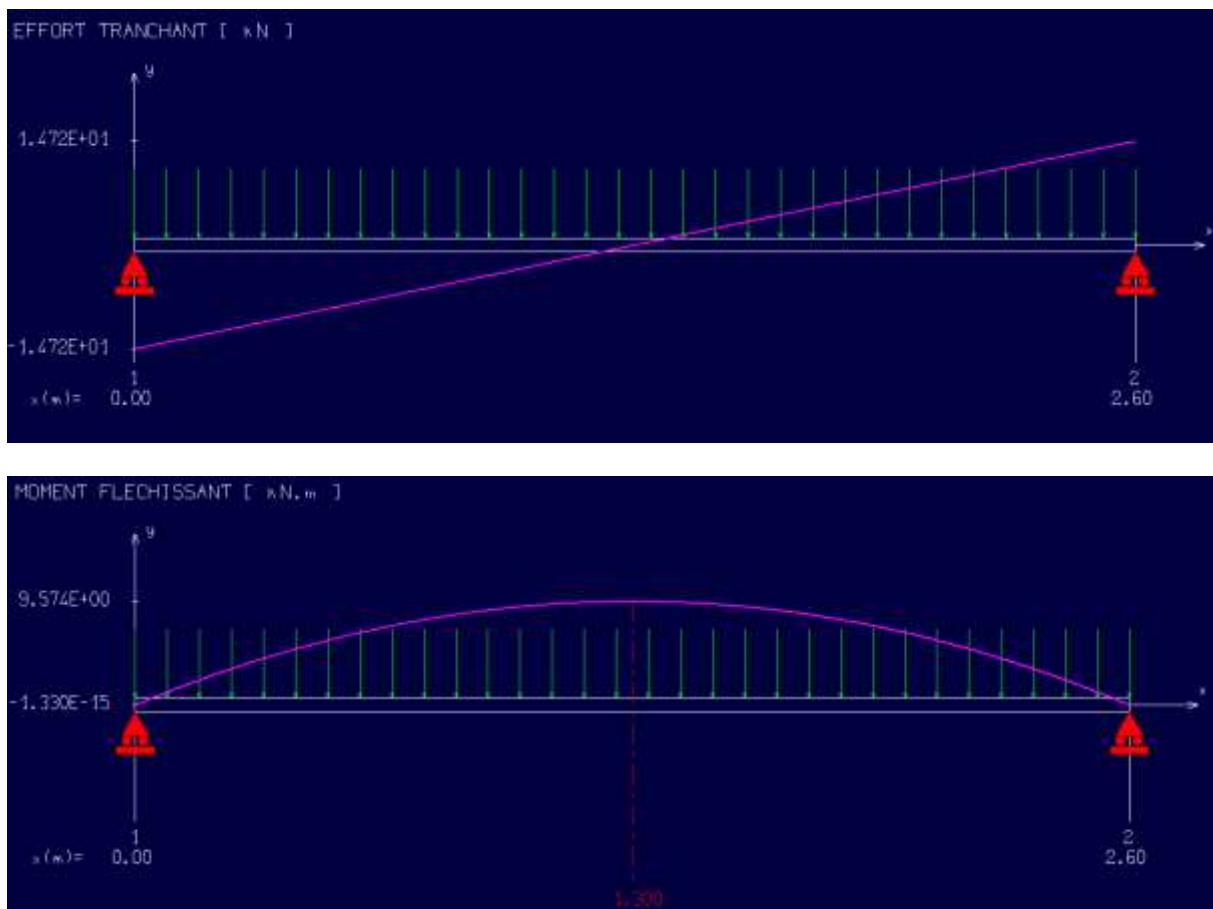


Figure 49: Diagramme

❖ Volée 2

✓ État Limite ultime l'ELU

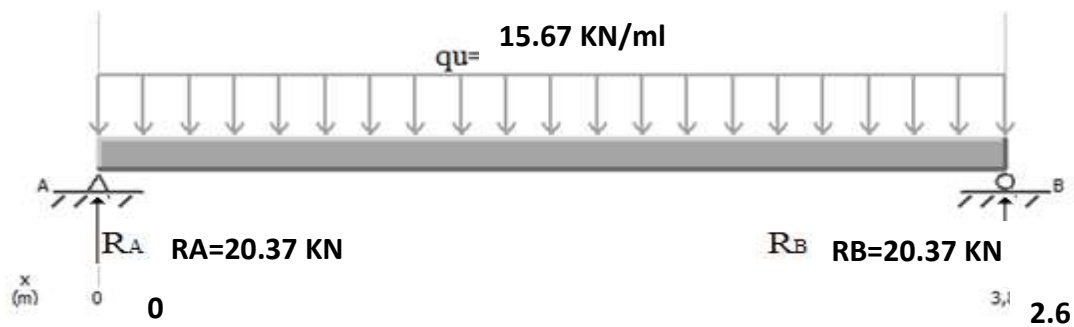


Figure 50: le schéma statique de volée 1 à l'ELU.

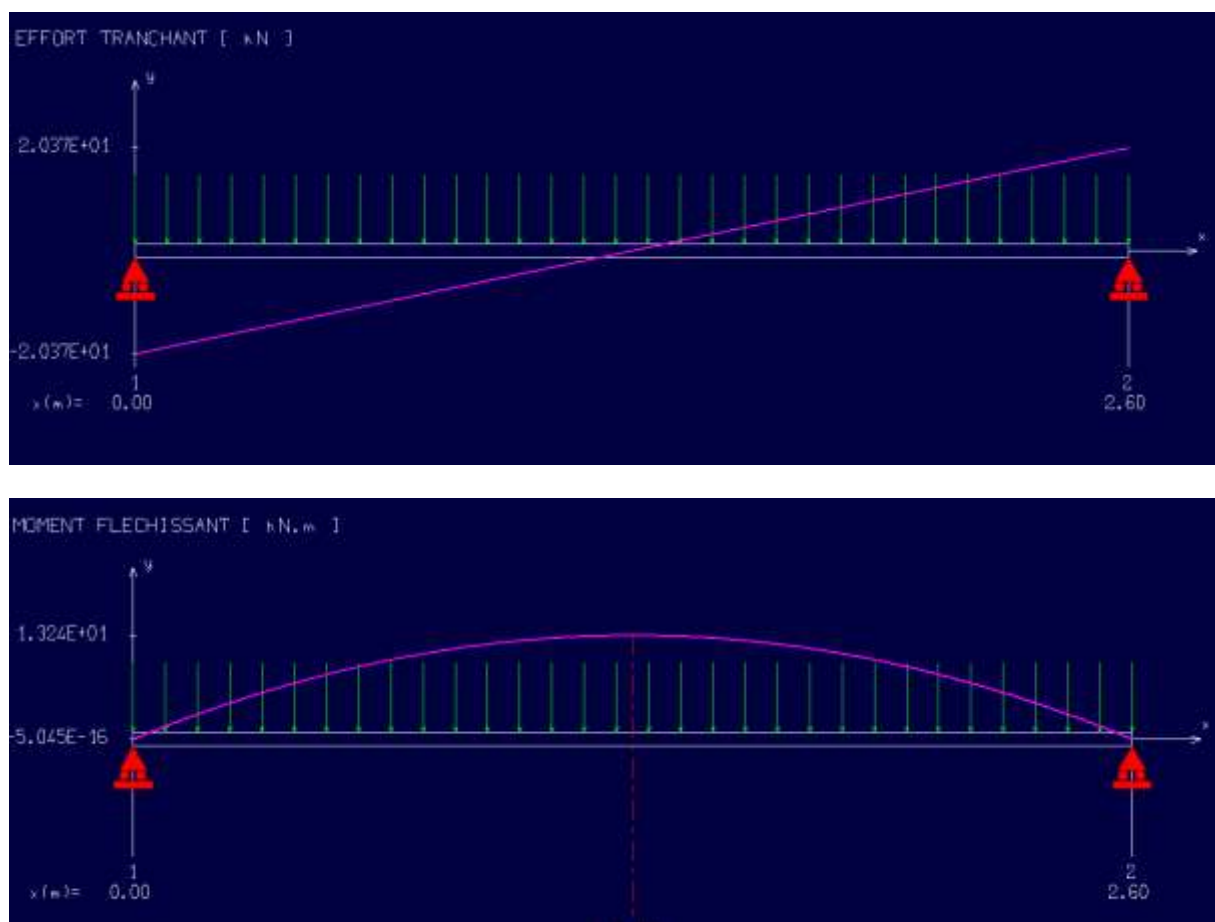


Figure 51: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.

✓ État Limite Service (ELS)

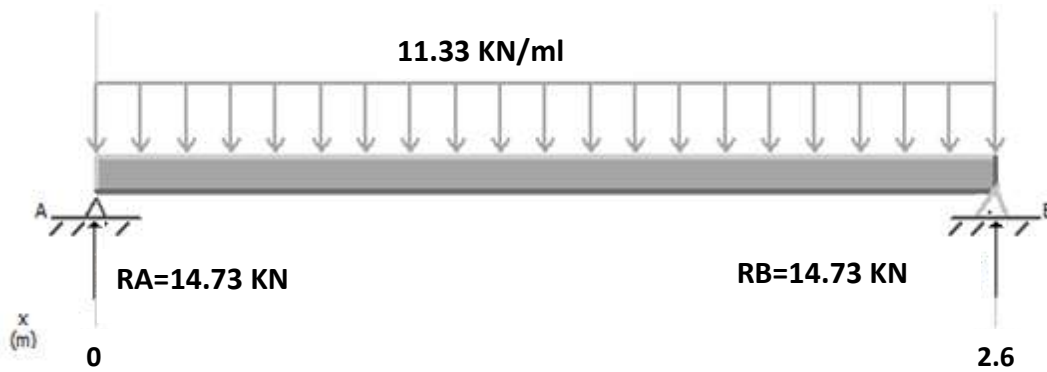


Figure 52: Le schéma statique de volée 1 à l'ELS.

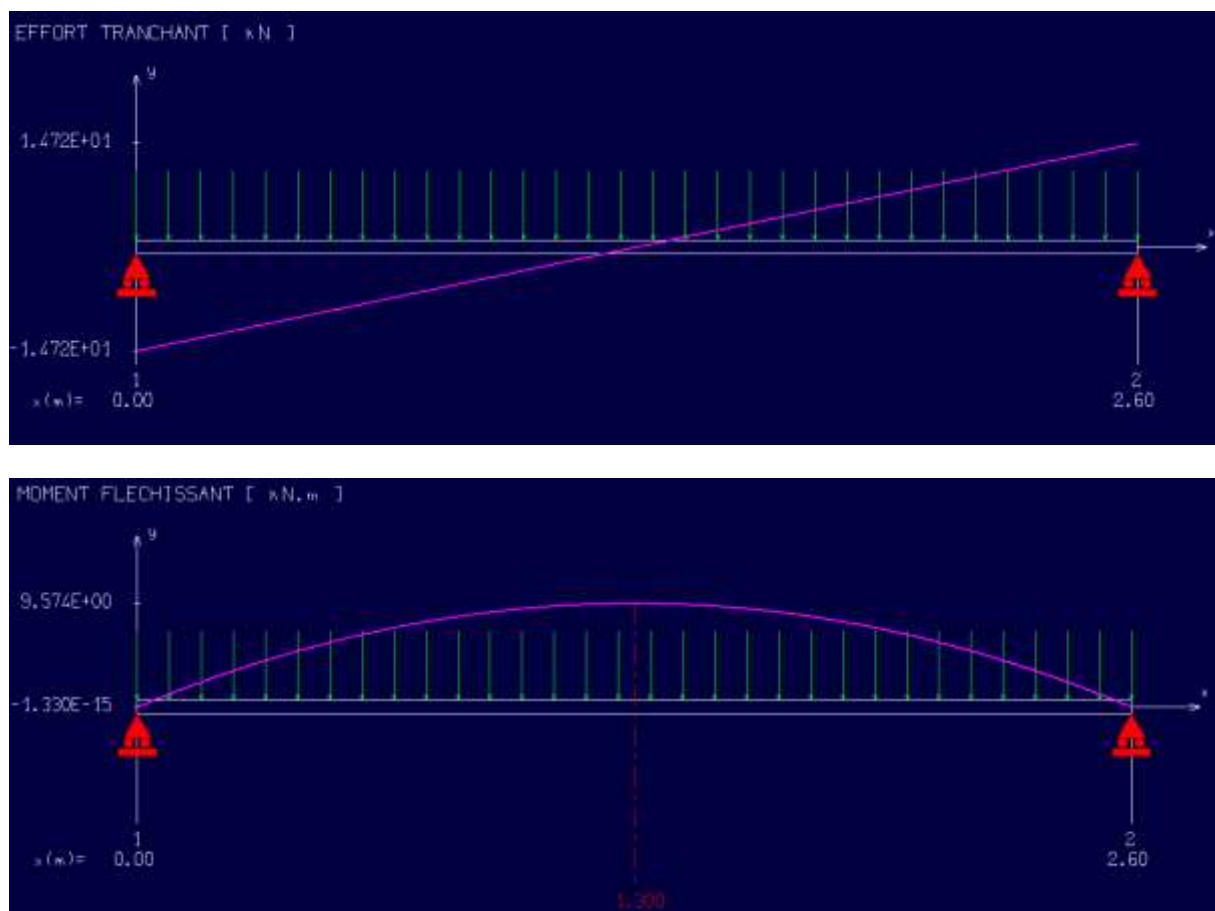


Figure 53: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.

Tableau récapitulatif

Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0$

Moment à l'appui : $M_a = 0,50 \cdot M_0$

Avec : $M_0 = M_{\max}$

Tableau 19 : Le moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

	$M(kN.m)$	$M_{travée}(kN.m)$	$M_{appui}(kN.m)$	$V(kN)$
ELU	13.24	11.25	6.62	20.37
ELS	9.57	8.13	4.78	14.73

III.5.8.1. Calcul de Ferrailage

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

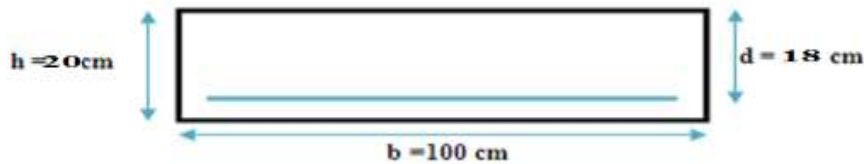


Figure 54: La section du calcul de l'escalier.

Tableau 20: Hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$	$c = 1.5\text{cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e = 400\text{MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

a) Calcul des armatures longitudinal

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 21: Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.

	M_U [KN.m]	μ	α	B	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]
En travées	11.25	0.046	0.058	0.97	0	3.71
Sur appuis	6.62	0.027	0.034	0.98	0	1.5

❖ Vérifications à ELS

❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')$

La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation

$$Y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec : c' = 2 cm ; d = 13.5 cm ; b = 100 cm ; A's = 0

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 22: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	$M_{ser} (kN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	OBS
Travée	8.13	4.22	10392.30	3.30	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	4.78	3.65	7889.09	2.21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau 23: Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	A_S choisit [cm^2]	A_S adopté [cm^2]	$S_t (cm)$
En travée	5T12	5.65	15
Sur appuis	5T12	5.65	15

b) Armature de répartition

✓ **En travée**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2.82 \text{ cm}^2/ml$$

Soit : $A_r = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Sur appuis**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} = 1.39 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2.82 \text{ m}^2/ml$$

Soit : $A_r = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 13.5 * \frac{2.1}{400} = 1.63cm^2$$

$$A_l = 5.65cm^2 \geq A_{min} = 1.63 cm^2 \dots\dots\dots C. V$$

$$A_t = 5.65cm^2 \geq A_{min} = 1.63 cm^2 \dots\dots\dots C. V$$

❖ Vérification à l'ELU

a) Vérification des espacements des barres

✓ Armature longitudinale

$$S_p = 15cm \leq \text{Min}(3h, 33 cm) = 33 cm \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Armature transversale

$$S_s = 20cm \leq \text{Min}(4h, 45 cm) = 45 cm \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

❖ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65 cm^2 > \frac{1.15}{400} \left(20.37 + \frac{13.24}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 3.71cm^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20.37kN < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 135 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 8100 kN \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'adhérence d'appui

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_U = 20.37 KN$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 * 3.14 * 10 = 157mm$$

$$\tau_{ser} = \frac{20.37 * 10^3}{0.9 * 135 * 157} = 1.06MPa < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa \dots\dots\dots CV$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.085) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0049 > 0.00105) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}; L = 2.6 \text{ m}; A_s = 5.65 \text{ cm}^2; M_{ser, travée} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0, ser} = 9.57 \text{ KN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

❖ Calcul de la flèche selon le CBA93

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Tableau 24: Vérification de la flèche de l'escalier.

$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	ρ	λ_i	λ_v	μ	$I_{fv} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$
31176	0.0042	5	2	0.158	23689.97	19158.44	0.236	0.568

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.568 - 0.236 = 0.332 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0.332 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérif

III.5.8.2. Schéma de ferrailage

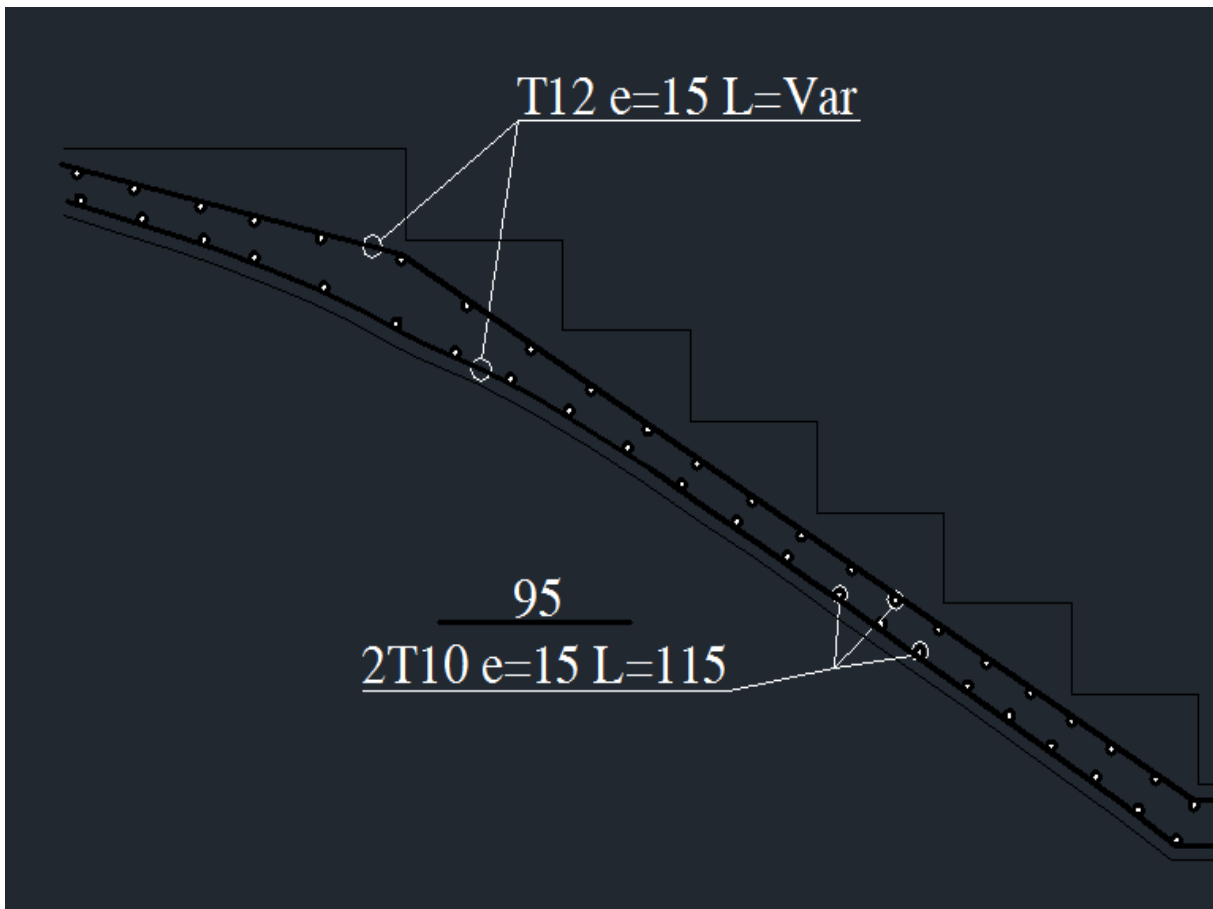


Figure 55: Schéma du ferrailage de volée 1.

III.6. Etude de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de : Le moteur (machine), Dalle supportant la machine, Cabine d'ascenseur.

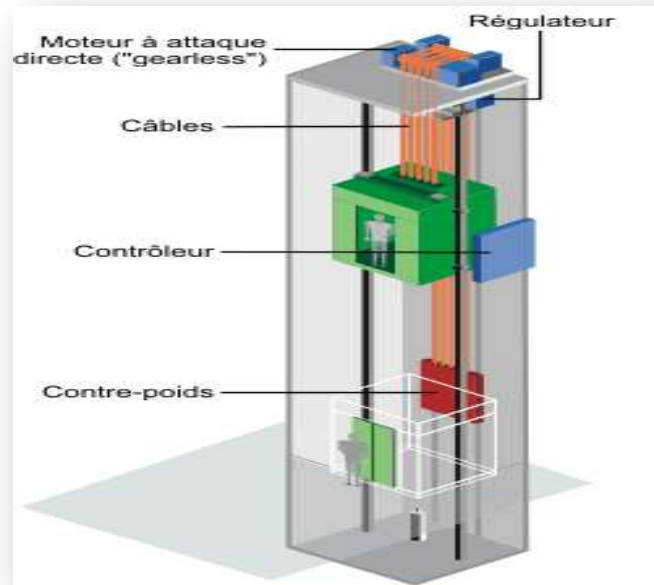


Figure 56: Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.6.1. Etude de la dalle machine d'ascenseur

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargée aux moyennes de 9 personnes est 60 KN.

III.6.1.1. Pré dimensionnement de la dalle

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion

Pour une dalle pleine repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{180}{40} \Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$$

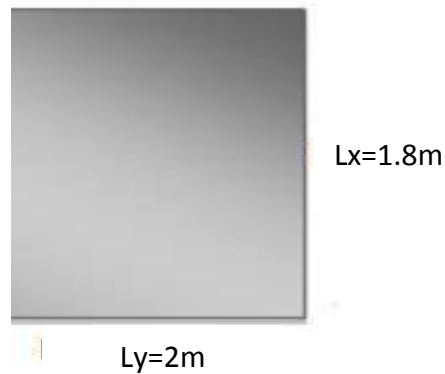


Figure 57: Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.

Condition de l'E.N. A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être ≥ 25 cm.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25$ cm.

III.6.1.2. Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

le poids de la machine = 60 KN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35$ KN/m²

b) Surcharges permanentes

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1$ KN/m²

b) Combinaison de charge

Tableau 25: Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine.

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	11.42	81
ELS	8.35	60

III.6.1.3. Calcul des sollicitations

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie

Calcul de α

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.0} = 0.9 \Rightarrow 0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \quad M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU

$$\mu_{x,u} = 0.0456 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0456 \times 11.42 \times 1.80^2 = 1.687 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0.7234 \Rightarrow M_{y,1} = 0.7834 \times 1.687 = 1.321 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0.0528 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0528 \times 8.35 \times 1.80^2 = 1.428 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.850 \Rightarrow M_{y,1} = (0.8502 \times 1.428 = 1.214 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

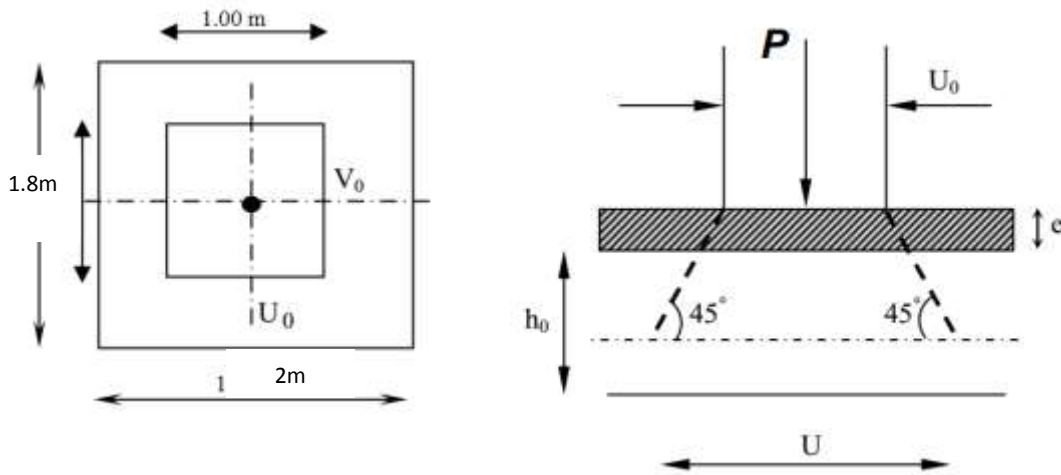


Figure 58: Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (25cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.80} = 0.75$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.0} = 0.675$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.9$ et par itération on trouve : **(CALCUL DES OUVRAGES**

EN BETON ARME M BELAZOUGUI)

$$M_1 = 0.0682$$

$$M_2 = 0.0125$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.0682 = 5.5242 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.0125 = 1.0125 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.0682 + 0.2 \times 0.0125) = 4.242 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.0125 + 0.2 \times 0.0682) = 0.02614 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

✓ **A l'ELU :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 1.687 + 5.5242 = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 1.321 + 1.0125 = 2.333 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 4.242 + 1.428 = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 0.02614 + 1.214 = 1.240 \text{ KN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = -0.5M_x$$

Tableau 26: Récapitulatif des moments de la dalle machine.

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	7.21	6.128	- 3.605	2.333	2.1	- 1.166
ELS	5.67	4.81	- 2.83	1.240	1.054	- 0.62

III.6.1.4. Etude de la dalle

a) Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 1.00\text{m}$; $h = 0.25\text{ m}$; $d = 0.9h = 0.225\text{ m}$; $d' = C' = 2.5\text{ cm}$.

✓ Moments ultime réduit :

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

✓ Section d'armature :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

✓ Condition de non fragilité

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 27: Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.

Position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	B_u	A_s	A_{min}	Choix	$A_{sadopté}$
Sens XX	Travée	6.128	0.0066	SSA	0.0066	0.527	2.1	5T10	3.93
	Appuis	- 3.605	0.0039	SSA	0.0039	0.31	2.1	5T10	3.93
Sens YY	Travée	2.1	0.0022	SSA	0.0020	0.17	2.1	5T10	3.93
	Appuis	- 1.166	0.0013	SSA	0.0013	0.11	2.1	5T10	3.93

b) Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{81}{2 \times 1.35 + 1.35} = 20 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.35} = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

✓ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

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

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 136.91 \text{ KN} < 1012.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'écartement minimal des barres

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h ; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h ; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

d) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(20 + \frac{3.605}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1350 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

e) Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

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

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 28: Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.

Position		M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens X-X	Travée	4.81	9.58	39804.8	1.15	21	C.V
	Appuis	2.83	9.58	39804.8	0.68	21	C.V
Sens Y-Y	Travée	1.054	9.58	39804.8	0.25	21	C.V
	Appuis	0.62	9.58	39804.8	0.0.15	21	C.V

f) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.084) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 25\text{cm}; b = 100\text{ cm}; d = 22.5\text{ cm}; L = 1.80\text{m}; A_s = 3.93\text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 4.81\text{KN.m}; M_{ser0} = 5.67\text{ KN.m}; f_e = 400\text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espace entre les nappes, soit 1T10/m².

III.6.2. Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

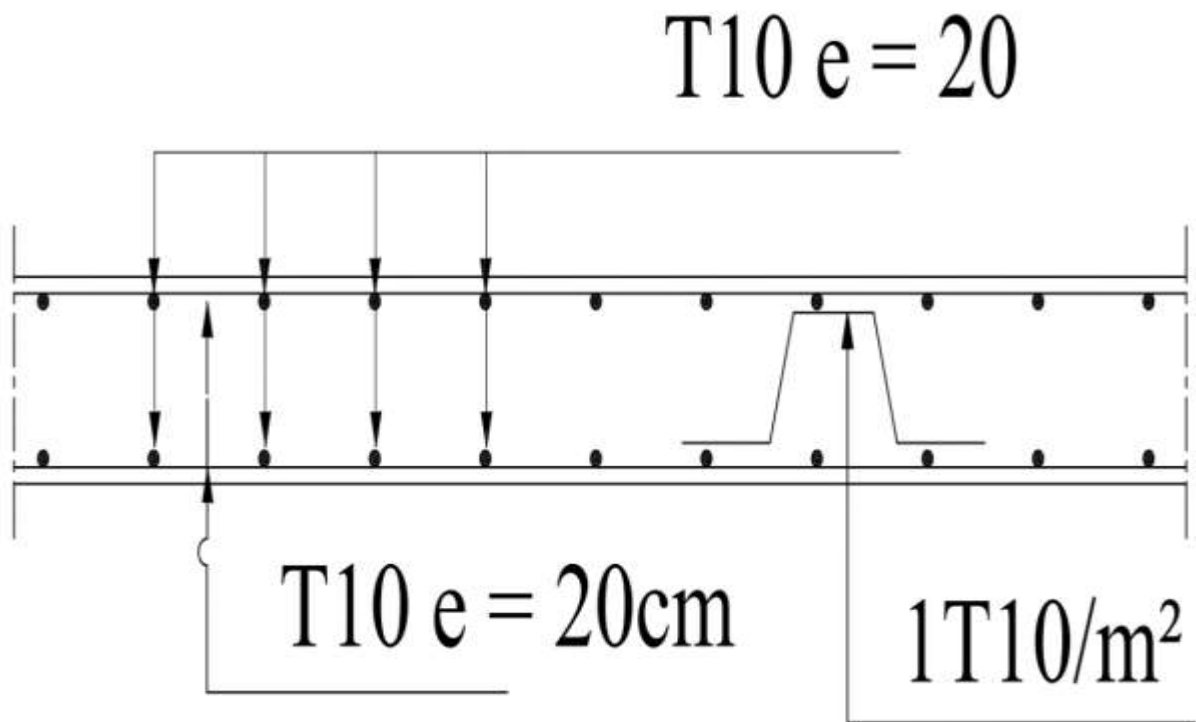


Figure 59: Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

***Chapitre IV : Etude dynamique
et sismique de la structure***

IV. Etude dynamique

Introduction

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend des nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération les calculs faites de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels, dans notre cas on utilise ETABS 9.7.4.

IV.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Présentation de logiciel du calcul ETABS

Pour la modélisation de notre bâtiment en utilise logiciel ETABS (**E**xtended **A**nalysais of **B**uilding **S**ystem, version 9.7.4) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

Les caractéristiques principales d'ETABS sont

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI, etc.). De plus de par ça spécificité pour le calcul des bâtiments. ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de

rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3. Étapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

Etape 1 : Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

Etape 2 : Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.

Etape 3 : Définition des différents cas des charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.

Etape 4 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).

Etape 5 : Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.

Etape 6 : Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).

Etape 7 : Interprétation des résultats.

IV.4. Modélisation de la structure

Une structure est composée des membranes flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) **DDL** deux translations suivant (x,y) et une rotation autour de (z).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ (RPA99/version 2003), [dans notre cas $\beta = 0.2$] correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2.5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

- **Présentation de la vue en 3D.** La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4 nous à donner la vue en 3D suivante :

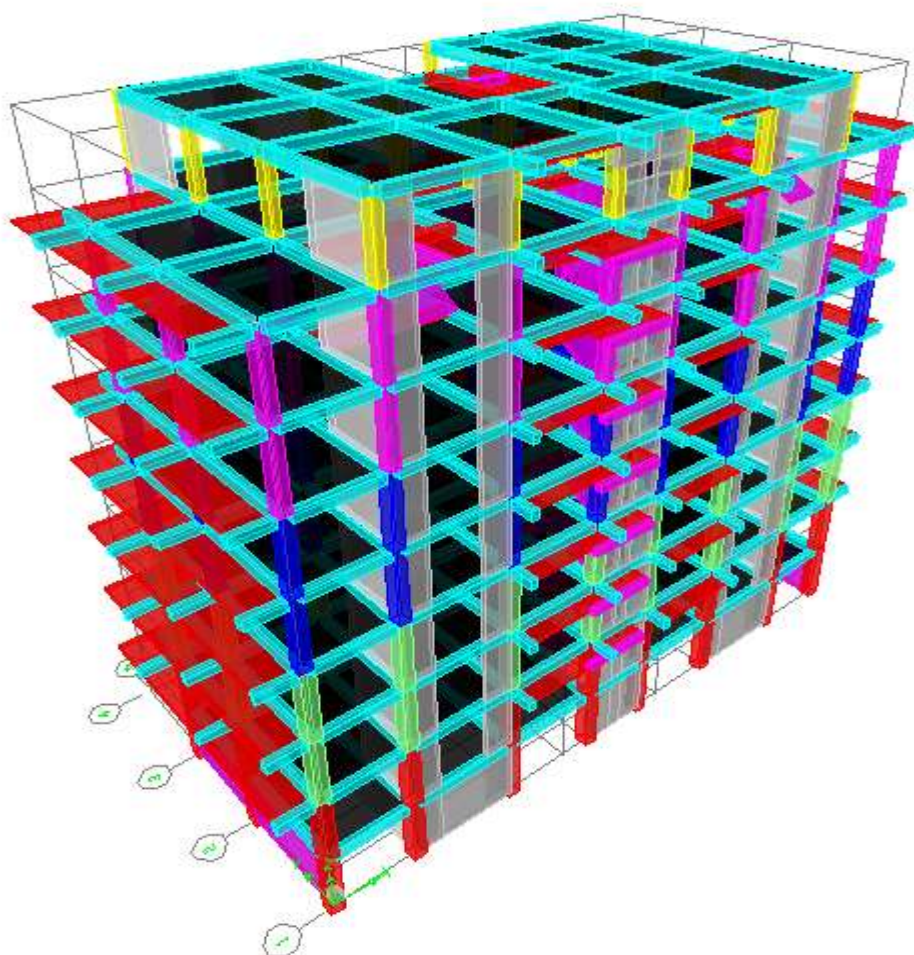


Figure 60: Vue en 3D.

IV.5. Présentation des différentes méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.

- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1. La méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.5.2. La méthode modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.5.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

IV.6. Choix de la méthode du calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle,

Dans notre cas :

La structure est contreventée par une ossature mixte (structures mixtes portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

✓ Régularité en plan :

D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 :

On calcul :

$$L_x/L_x = 4.6/28.20 = 0.16 \longrightarrow I_x/L_x = 0.16 < 0.25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$I_y/L_y = 5.2/15 = 0.34 \longrightarrow I_y/L_y = 0.34 > 0.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$0.25 < L_x/L_y = 0.47 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : on a irrégularité en plan.

✓ **Régularité en élévation**

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation.

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et régulier en élévation

Remarque

La structure ne répond pas des conditions exigées par le RPA99 /version2003 ; « l'Article 4.1.2 du RPA99/version2003 », pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ; alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

IV.7. Méthode dynamique modale spectrale

IV.7.1. Spectre de réponse du calcul

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

1. Classification du site

Selon le rapport du sol, l'ouvrage classé sur le site meuble catégorie S3.

2. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique dépendant du site.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7 du RPA99/ version2003}). \end{cases}$$

3. Facteur de correction d'amortissement η

Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas d'après le tableau (4.2)

RPA99/version2003 donc : ξ (%) = 7 %.

Alors : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882$

4. Estimation de la période fondamentale

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/version2003, la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003). ⇒ **C_T = 0.05.**

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

⇒ **h_N = 27.48m.**

D'où : $T = 0.05(27.48)^{3/4} = 0.60\text{sec.}$

⇒ **T_{rpa} = 0.60 sec**

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut

également utiliser la formule suivante: $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale : **D_x = 28.20 m.**

b) Sens transversale : $D_y = 15$ m.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003, Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

❖ Pour le sens longitudinal

$$T_x = \text{Min} (0.60 \text{ sec} , 0.46 \text{ sec}).$$

Donc : $T_x = 0.46 \text{ sec.}$

❖ Pour le sens transversal

$$T_y = \text{Min} (0.60 \text{ sec} , 0.63 \text{ sec}).$$

Donc : $T_y = 0.60 \text{ sec.}$

On a : $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

$$0 < T_x < T_2 = 0.50 \text{ sec} < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \Rightarrow D_x = 2.205 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.60)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.952 \end{cases}$$

5.Coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone III** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.25$.

6.Coefficient de comportement global de la structure R

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 /version 2003.On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

Sous charges horizontales

Tableau 29: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE (%)	PORTIQUE (%)
	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	4893.21	371.13	93	7

Sous charges verticales

Tableau 30: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE (%)	PORTIQUE (%)
	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	20190.62	33347.66	38	62

Avec : F3 : La charge verticale reprise par l'élément.

F1 : La charge horizontale suivant X.

F2 : La charge horizontale suivant Y.

Conclusion

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=4**

Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99Version 2003.

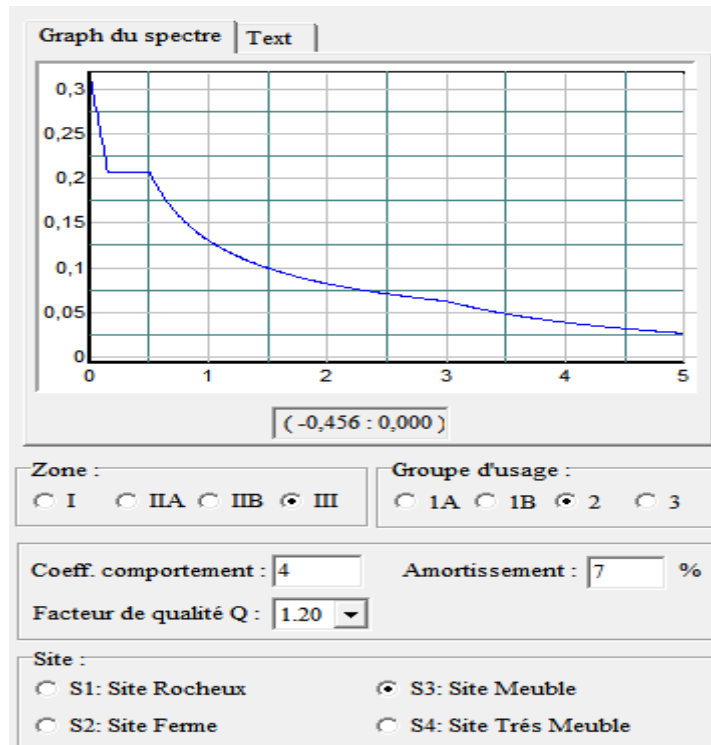


Figure 61: Spectre de réponse.

7.Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

a. Conditions minimal sur les files de contreventement

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (7 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 3.6/4.6 = 0.78 < 1.5 \\ 4.6/4.2 = 1.09 < 1.5 \\ 4.2/3.01 = 1.39 < 1.5 \\ 3.01/4.2 = 0.71 < 1.5 \\ 4.2/4.6 = 0.91 < 1.5 \\ 4.6/3.6 = 1.27 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal : (3 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 5.2/4.6 = 1.44 < 1.5 \\ 4.6/4.8 = 0.80 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

b. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal :(8files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.6/3.01 = 1.52 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non/observé } p_q = 0.05$$

Sens transversal : (4 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.2/4.6 = 1.13 < 1.5 \longrightarrow \text{Critère /observé } p_q = 0$$

D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 On calcul : $0.25 < L_x/L_y = 0,59 < 4.....CV$

Donc : la régularité en plan est vérifiée.

c. La régularité en plan et en élévation

❖ Régularité en plan

On a irrégularité en plan, donc le critère est non observé $p_q = 0.05$.

❖ Régularité en élévation :

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation, donc : $p_q = 0$

d. Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$.

e. Contrôle de la qualité d'exécution

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau 31: Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P _q (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	/
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.10
Q (totale)	1.20	

8.Poids total de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 ($\beta = 0.20$)

W_{gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau 32: Les valeurs obtenues.

A	D _x	D _y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	2.205	2.09	1.20	4	0.60	34148.87095

IV.7.2. Modélisation de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et régulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure a un parking au niveau du sous/sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre des conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

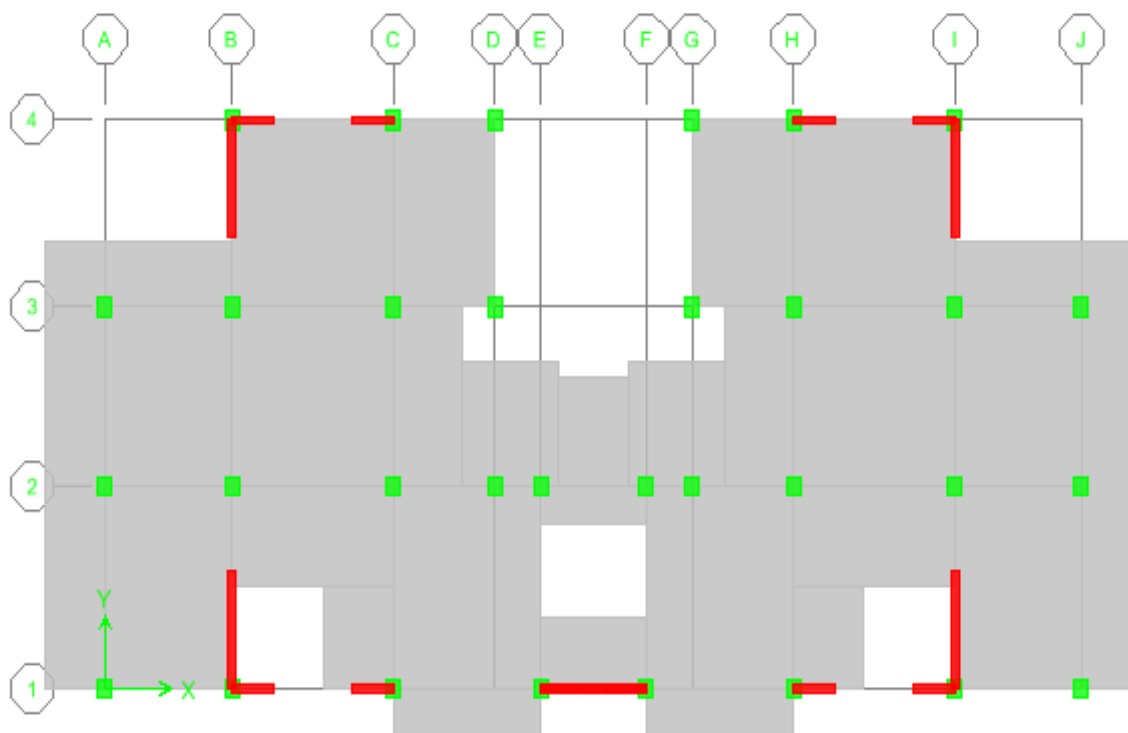


Figure 62: Disposition des voiles.

IV.7.2.1. Caractéristiques géométriques des voiles

Les voiles doivent respecter un certain nombre des dispositions constructives imposées par RPA99/version 2003.

IV.7.2.2. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

A. Détermination des masses et centre de masse par étages

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i, Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ Caractéristiques massiques

Tableau 33: Centre de masse et inertie des niveaux.

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR (m)	Ex(m)	Ey(m)
7	291.4574	13.905	6.648	13.902	6.102	0.003	0.546
6	398.5395	13.909	6.421	13.903	6.022	0.006	0.399
5	401.8654	13.905	6.373	13.903	5.901	0.002	0.472
4	384.1733	13.905	6.418	13.903	5.776	0.002	0.642
3	387.2937	13.905	6.421	13.903	5.662	0.002	0.759
2	392.7237	13.905	6.427	13.903	5.599	0.002	0.828
1	398.9643	13.905	6.433	13.901	5.724	0.004	0.709
RDC	401.9832	13.905	6.438	13.897	6.557	0.008	0.119
E/SOL	424.0261	13.898	6.98	13.903	8.995	0.005	2.015

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

e_x : excentricité théorique suivant x.

e_y : excentricité théorique suivant y.

➤ Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X-X : $e_{acc\ x} = 0.05 \times 28.20 = 1.41m$.

Sens Y-Y : $e_{acc\ y} = 0.05 \times 15 = 0.75m$.

Donc : $e_x = \text{Max}(e_{acc\ x}; e_{acc\ y}) = \text{Max}(1.39; 0.75) = 1.39\ m$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 1.39\ m. \\ W_t = M_t \times g = 3481.0266 \times 9.81 = 34148.87095\ KN. \end{array} \right.$$

➤ Nombre des modes à considérer

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.7.2.3. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

➤ **Mode des vibrations et taux de participation des masses**

Après l’analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.4, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 34: Périodes, modes et facteurs de participation massique.

MODE	Période(S)	Facteurs de participation Massique						Nature
		UX%	UY%	RZ%	SumUX%	SumUY%	SumRZ%	
1	0.630681	67.1495	0.0003	0.1894	67.1495	0.0003	0.1894	Translation X-X
2	0.614595	0.0003	65.3856	0	67.1498	65.3858	0.1894	Translation Y-Y
3	0.48334	0.2978	0	65.3892	67.4476	65.3858	65.5786	Rotation Z
4	0.17881	12.1081	0	0.1189	79.5557	65.3858	65.6975	
5	0.157922	0	14.9622	0	79.5557	80.348	65.6975	
6	0.125185	0.2617	0	14.467	79.8174	80.348	80.1646	
7	0.087898	5.2093	0	0.0922	85.0267	80.3481	80.2568	
8	0.072664	0.0001	6.279	0	85.0268	86.6271	80.2568	
9	0.057893	0.2653	0	5.815	85.2921	86.6271	86.0718	
10	0.053754	3.1326	0.0001	0.1679	88.4246	86.6272	86.2397	
11	0.044075	0.0002	3.5928	0	88.4249	90.22	86.2397	
12	0.037252	2.5242	0.0003	0.0004	90.9491	90.2203	86.2401	

➤ **Modes des vibrations obtenus**

1. Premier mode de vibration : « Translation suivant X »

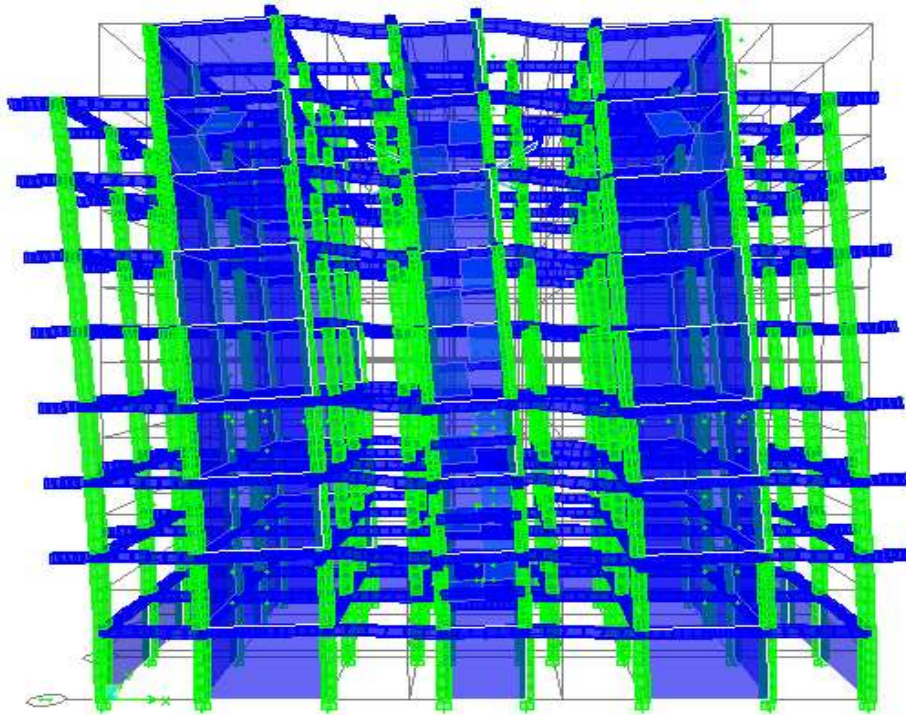


Figure 63: 1^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de periode $T = 0.630\text{sec}$.

2. Deuxième mode de vibration : « Translation suivant Y »

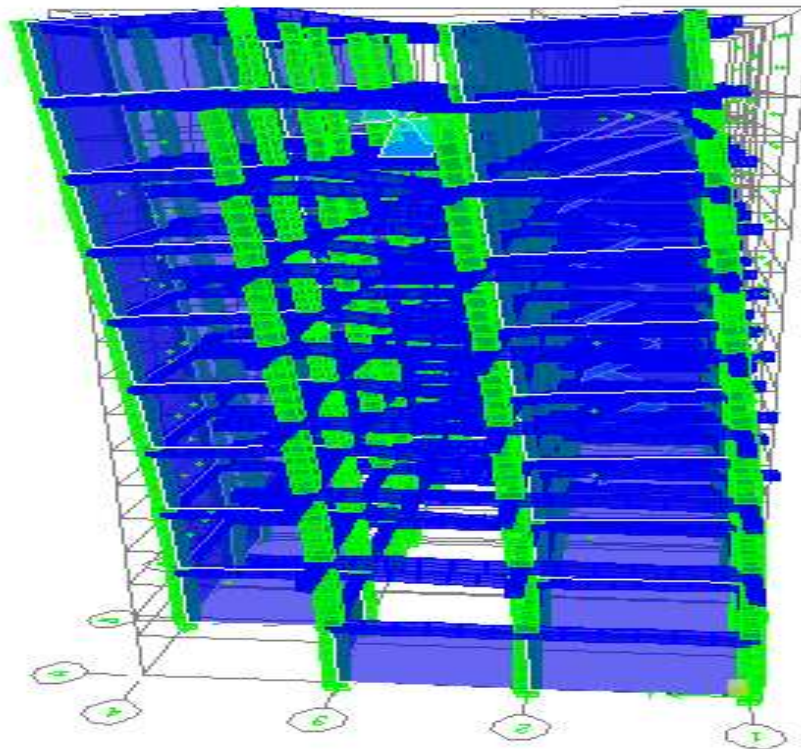


Figure 64: 2^{ème} Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode $T = 0.614\text{sec}$.

3. Troisième mode de vibration : « Rotation suivant Z »

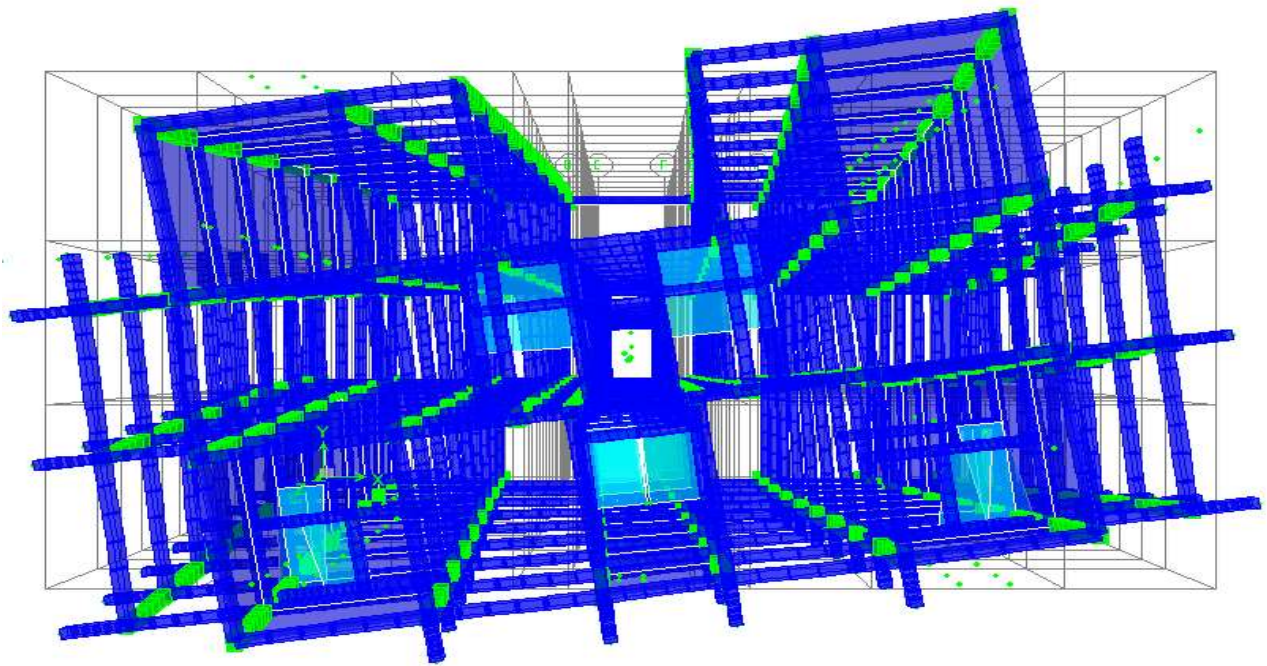


Figure 65: 3^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de période $T = 0.483\text{sec}$.

Commentaire

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ($T_{\text{dyn}} = 0.630\text{ sec}$)

T : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{\text{RPA}} = 0.60\text{ sec}$)

- La période fondamentale $T_{\text{dyn}} = 0.630\text{ sec}$
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{RPA}}$

$T_{\text{dyn}} = 0.630\text{ sec} < 1.3 (0.60) = 0.78\text{ sec} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (X-X) et (Y-Y) successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.
- La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le neuvième mode donc le nombre de mode à considérer est 9 modes.

IV.7.2.4. L'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003)

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec

V_i : l'effort tranchant modal à la base α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

➤ Sens longitudinal (x-x)

Tableau 35: « Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal ».

Mode	Période	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.630681	67.1495	34148.870	0.177	405875.079
2	0.614595	0.0003	34148.870	0.180	1.84
3	0.48334	0.2978	34148.870	0.206	2094.923
4	0.17881	12.1081	34148.870	0.206	85176.454
5	0.157922	0	34148.870	0.206	0
6	0.125185	0.2617	34148.870	0.224	2001.834
7	0.087898	5.2093	34148.870	0.250	44472.927
8	0.072664	0.0001	34148.870	0.261	0.891
9	0.057893	0.2653	34148.870	0.271	2455.177
10	0.053754	3.1326	34148.870	0.274	29311.081
11	0.044075	0.0002	34148.870	0.281	1.919
12	0.037252	2.5242	34148.870	0.286	24652.792

➤ Sens transversal (y-y)

Tableau 36: « Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal ».

Mode	Période	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.630681	0.0003	34148.870	0.177	1.813
2	0.614595	65.3856	34148.870	0.180	401911.983
3	0.48334	0	34148.870	0.206	0
4	0.17881	0	34148.870	0.206	0
5	0.157922	14.9622	34148.870	0.206	105254.097
6	0.125185	0	34148.870	0.224	0
7	0.087898	0	34148.870	0.250	0
8	0.072664	6.279	34148.870	0.261	55963.816
9	0.057893	0	34148.870	0.271	0
10	0.053754	0.0001	34148.870	0.274	0.935
11	0.044075	3.5928	34148.870	0.281	34475.906
12	0.037252	0.0003	34148.870	0.286	2.929

➤ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 37: « Combinaisons des réponses modales ».

Mode	Période	$r = T_i/T_j$	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Observation
1	0.630681	0.974	0.588	N. V
2	0.614595	0.786	0.588	N. V
3	0.48334	0.369	0.588	V
4	0.17881	0.883	0.588	N. V
5	0.157922	0.792	0.588	N. V
6	0.125185	0.702	0.588	N. V
7	0.087898	0.826	0.588	N. V
8	0.072664	0.796	0.588	N. V
9	0.057893	0.928	0.588	N. V
10	0.053754	0.819	0.588	N. V
11	0.044075	0.845	0.588	N. V
12	0.037252	/	/	/

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes par rapport aux autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 3605.26 \text{ KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 3609.21 \text{ KN}$$

- Les forces en (KN) ; Les moments en (KN. m).

Tableau 38: L’effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).

Spectre	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	3605.26	6.82	0	151.562	69347.321	22260.449
EY	7.25	3609.21	0	69423.605	155.75	47394.791

IV.8. Vérification des exigences de RPA99/version2003

1. Vérification de la force sismique

D’après l’article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l’analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

2. Détermination de l’effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = (A \cdot D_x \cdot Q \cdot W) / R = (0.25 \cdot 2.205 \cdot 1.20 \cdot 34148.870) / 4 \Rightarrow V_{x,stat} = 5647.369 \text{ KN.} \\ V_y = (A \cdot D_y \cdot Q \cdot W) / R = (0.25 \cdot 1.952 \cdot 1.20 \cdot 34148.870) / 4 \Rightarrow V_{y,stat} = 4999.394 \text{ KN.} \end{cases}$$

Tableau 39: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	5647.369	3605.26	4517.895	Non Vérifiée
Sens Y-Y	4999.394	3609.21	3999.515	Non Vérifiée

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens X-X et Y-Y donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans Les deux directions considérées qui égale à :

$$a_x = 0.8V/V_t = 1.25$$

$$a_y = 0.8V/V_t = 1.10$$

IV.9. Distribution des forces sismique selon la hauteur

D’après l’article 4.2.5 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l’influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 * T * V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0.7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

➤ **Sens X-X**

$$V_x = 3605.26 \text{ KN. } V = F_t + \sum F_i = 3605.26 \text{ KN. } F_t = 0.$$

Tableau 40: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X.

Niveau	W (KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	(V - F _t)	F _i (KN)
Niv7	2859.197094	27.48	78570.73614	504118.0638	3605.26	537.678
Niv6	3909.672495	24.42	95474.20233	504118.0638	3605.26	653.352
Niv5	3942.299574	21.36	84207.5189	504118.0638	3605.26	576.252
Niv4	3768.740073	18.3	68967.94334	504118.0638	3605.26	471.964
Niv3	3799.351197	15.24	57902.11224	504118.0638	3605.26	396.237
Niv2	3852.619497	12.18	46924.90547	504118.0638	3605.26	321.118
Niv1	3913.839783	9.12	35694.21882	504118.0638	3605.26	244.264
RDC	3943.455192	6.06	23897.33846	504118.0638	3605.26	163.535
E/Sol	4159.696041	3.00	12479.08812	504118.0638	3605.26	85.397

➤ Sens Y-Y

$$V_y = 3609.21 \text{ KN.} \quad V = F_t + \sum F_i = 3609.21 \text{ KN.} \quad F_t = 0.$$

Tableau 41: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.

Niveau	W (KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	(V - F _t)	F _i (KN)
Niv7	2859.197094	27.48	78570.73614	504118.0638	3609.21	531.736
Niv6	3909.672495	24.42	95474.20233	504118.0638	3609.21	646.133
Niv5	3942.299574	21.36	84207.5189	504118.0638	3609.21	569.884
Niv4	3768.740073	18.3	68967.94334	504118.0638	3609.21	466.748
Niv3	3799.351197	15.24	57902.11224	504118.0638	3609.21	391.859
Niv2	3852.619497	12.18	46924.90547	504118.0638	3609.21	317.569
Niv1	3913.839783	9.12	35694.21882	504118.0638	3609.21	241.564
RDC	3943.455192	6.06	23897.33846	504118.0638	3609.21	161.728
E/Sol	4159.696041	3.00	12479.08812	504118.0638	3609.21	84.453

IV.10. Vérification des déplacements inter-étage

L'une des vérifications préconise par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k adm} = 1\% h_{étage}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

NB : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal

$$S_{ekmaj} = 1.25 S_k$$

Tableau 42: Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.

Niv	δ_{ek} (m)	$\delta_{ek,maj}$ (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1}	Δ_k (x)	h_0 (m)	$\Delta_{k adm}$	Observati on
Niv7	0.0149	0.0194	4	0.0776	0.0704	0.0072	3.06	0.0306	C.V
Niv6	0.0135	0.0176	4	0.0704	0.062	0.0084	3.06	0.0306	
Niv5	0.0119	0.0155	4	0.062	0.052	0.01	3.06	0.0306	C.V
Niv4	0.01	0.013	4	0.052	0.0404	0.0116	3.06	0.0306	C.V
Niv3	0.0077	0.0101	4	0.0404	0.028	0.0124	3.06	0.0306	C.V
Niv2	0.0053	0.007	4	0.028	0.0164	0.0116	3.06	0.0306	C.V
Niv1	0.0031	0.0041	4	0.0164	0.0064	0.01	3.06	0.0306	C.V
RDC	0.0012	0.0016	4	0.0064	0.0008	0.0056	3.06	0.0306	C.V
E/Sol	0.0001	0.0002	4	0.0008	0.0704	0.0008	3.00	0.0300	C.V

Sens transversal

Sekmaj=1.10 Sk

Tableau 43: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.

Niveau	δ_{ek} (m)	$\delta_{ek,maj}$ (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1}	Δ_k (y)	h_0 (m)	$\Delta_{k adm}$	Observati on
Niv7	0.0165	0.0194	4	0.0776	0.0684	0.0092	3.06	0.0306	C.V
Niv6	0.0146	0.0171	4	0.0684	0.0584	0.01	3.06	0.0306	
Niv5	0.0124	0.0146	4	0.0584	0.0476	0.0108	3.06	0.0306	C.V
Niv4	0.0101	0.0119	4	0.0476	0.036	0.0116	3.06	0.0306	C.V
Niv3	0.0076	0.009	4	0.036	0.0244	0.0116	3.06	0.0306	C.V
Niv2	0.0052	0.0061	4	0.0244	0.014	0.0104	3.06	0.0306	C.V
Niv1	0.0029	0.0035	4	0.014	0.0056	0.0084	3.06	0.0306	C.V
RDC	0.0011	0.0014	4	0.0056	0.0008	0.0048	3.06	0.0306	C.V
E/Sol	0.0001	0.0002	4	0.0008	0	0.0008	3.00	0.0300	C.V

Conclusion

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du l'RPA99/version2003 est vérifiée.

IV.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niv (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{ei})$$

Tel que :

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : Hauteur d'étage K.

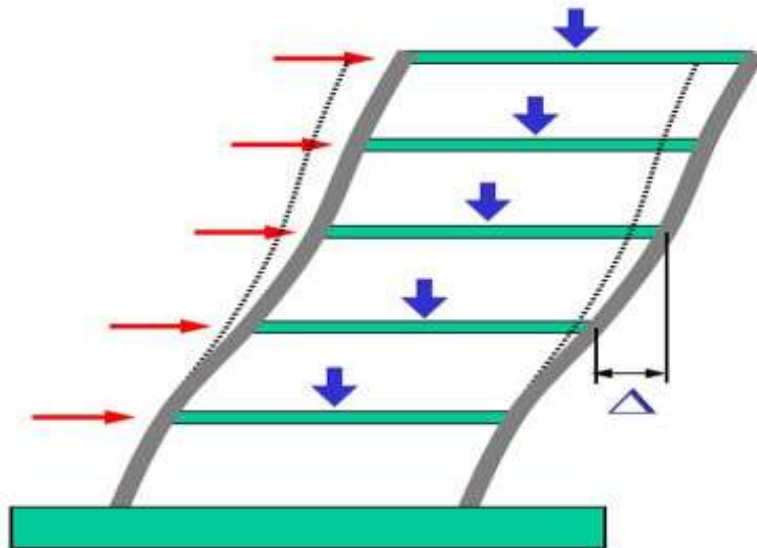


Figure 66: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal

Tableau 44: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.

Niv	P _k (KN)	V _x (KN)	h _k (m)	Δ_k (m)	θ_{Kx}	< 0.1
Niv7	2859.197094	710.14	3.06	0.0072	0.0887	Vérifier
Niv6	3909.672495	1434.63	3.06	0.0084	0.0700	Vérifier
Niv5	3942.299574	2051.53	3.06	0.01	0.0588	Vérifier
Niv4	3768.740073	2544.32	3.06	0.0116	0.0525	Vérifier
Niv3	3799.351197	2941.73	3.06	0.0124	0.0490	Vérifier
Niv2	3852.619497	3246.03	3.06	0.0116	0.04212	Vérifier
Niv1	3913.839783	3451.87	3.06	0.01	0.03469	Vérifier
RDC	3943.455192	3577.28	3.06	0.0056	0.0188	Vérifier
E/Sol	4159.696041	3605.26	3.00	0.0008	0.00276	Vérifier

Sens transversal

Tableau 45: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Niv	P _k (KN)	V _y (KN)	h _k (m)	Δ_k	θ_{Ky}	< 0.1
Niv7	2859.197094	755.1	3.06	0.0092	0.10659	Vérifier
Niv6	3909.672495	1491.99	3.06	0.01	0.08018	
Niv5	3942.299574	2094.13	3.06	0.0108	0.06221	Vérifier
Niv4	3768.740073	2570.21	3.06	0.0116	0.05204	Vérifier
Niv3	3799.351197	2948.59	3.06	0.0116	0.04573	Vérifier
Niv2	3852.619497	3235.55	3.06	0.0104	0.03789	Vérifier
Niv1	3913.839783	3438.85	3.06	0.0084	0.02925	Vérifier
RDC	3943.455192	3577.13	3.06	0.0048	0.01619	Vérifier
E/Sol	4159.696041	3609.21	3.0	0.0008	0.00276	Vérifier

Conclusion

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à 0.1, donc l'effet P- Δ est négligeable.

IV.10. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

1. Vérification au renversement

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

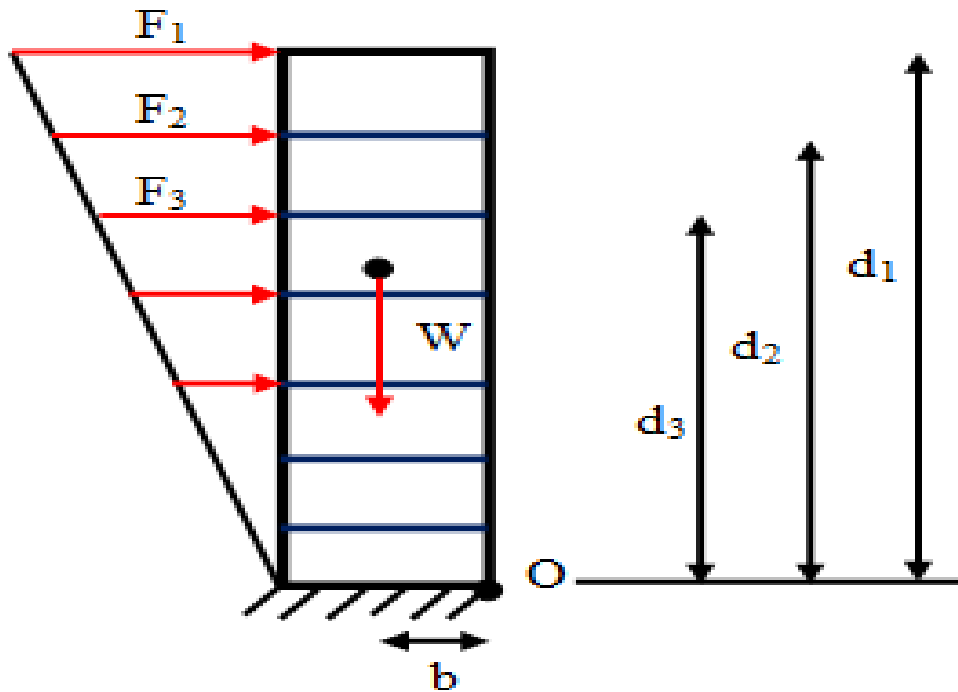


Figure 67: Moment de renversement.

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b \qquad M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

➤ Sens X-X

Tableau 46: Calcul le moment de renversement sens X-X.

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
Niv7	27.48	537.678	14775.391
Niv6	24.42	653.352	15954.855

Niv5	21.36	576.252	12308.742
Niv4	18.3	471.964	8636.9412
Niv3	15.24	396.237	6038.6518
Niv2	12.18	321.118	3911.2172
Niv1	9.12	244.264	2227.6876
RDC	6.06	163.535	991.0221
E/Sol	3.00	85.397	256.191
			$\Sigma = 65100.7011$

➤ Sens Y-Y

Tableau 47: Calcul le moment de renversement sens Y-Y.

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
Niv7	27.48	531.736	14612.10528
Niv6	24.42	646.133	15778.56786
Niv5	21.36	569.884	12172.72224
Niv4	18.3	466.748	8541.4884
Niv3	15.24	391.859	5971.93116
Niv2	12.18	317.569	3867.99042
Niv1	9.12	241.564	2203.06368
RDC	6.06	161.728	980.07168
E/Sol	3.00	84.453	253.359
			$\Sigma = 64381.29972$

❖ Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau 48: Centre de gravité et de torsion.

Niveau	X_i (m)	Y_i (m)	X_G (m)	Y_G (m)
Niv7	13.905	6.648	/	/
Niv6	13.909	6.421	/	/
Niv5	13.905	6.373	/	/
Niv4	13.905	6.418	/	/
Niv3	13.905	6.421	/	/

Niv2	13.905	6.427	/	/
Niv1	13.905	6.433	/	/
RDC	13.905	6.438	/	/
E/Sol	13.898	6.98	/	/
Σ	125.142	58.559	13.905	6.50

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G; \quad b_x = 28.20 - 13.905 = 14.295 \text{ m.} \\ b_y = L_y - Y_G; \quad b_y = 15 - 6.50 = 8.5 \text{ m.} \end{array} \right.$$

B : Les point les plus éloigner par rapport au centre de gravite pour les deux directions.

Tableau 49: Vérification de renversement.

	W (KN)	B (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	Ms/Mr	Ms/Mr ≥ 1.5
Sens longitudinal	34148.870	14.295	488158.09	65100.7011	7.49	CV
Sens transversal	34148.870	8.5	290265.39	64381.29972	4.5	CV

Conclusion

L’ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.11. Vérification de l’effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s’effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \text{ Où : } N : \text{L'effort normal maximal. } B : \text{Section du poteau.}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau 50: Vérification de l’effort normal réduit.

Niveau	Section (cm²)	N (KN)	N_{rd} (KN)	Observation
E7	(45x35)	242.89	0.061	Condition vérifiée
E6+E5	(45x40)	675.32	0.12	Condition vérifiée
E4+E3	(50x45)	1115.79	0.19	Condition vérifiée

E2+ E1	(55x50)	1684.25	0.24	Condition vérifiée
E/Sol + RDC	(55x55)	2131.35	0.28	Condition vérifiée

***Chapitre V : Etude des éléments
principaux***

V. Ferrailages des éléments principaux

V.1.Introduction

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2.Ferrailage des Poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. Puis vérifiés à l'E.L. S

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

❖ Situation durable et accidentelle

➤ Situation durable

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 MPa \quad \theta = 1$$

$$\text{-Acier : } \gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400MPa \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

➤ Situation accidentelle :

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 21,74MPa \quad \theta = 0,85$$

$$\text{-Acier : } \gamma_s = 1 \quad f_e = 400MPa \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

❖ les combinaisons d'action :

➤ Selon BAEL91 : Situations durables

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

➤ Selon RPA99 : situations accidentelles

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E.$$

V.2.1. Armatures longitudinales

➤ Recommandations de l'RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage minimal est : 0,9%zone.III.
- Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 3\% .b.h.....zone.courante. \\ 6\% .b.h.....zone.recouvrement. \end{cases}$
- Le diamètre minimum est : 12mm
- La longueur minimale des recouvrements : $50\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

➤ **Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :**

Ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45.d}{es - 0,185.d} \quad \text{Avec: } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

➤ **Exemple de calcul**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 242.89 \\ M_u = 5.58 \\ M_{ser} = 4.052 \end{array} \right.$$

$$N_{ser} = 178.12$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, \frac{L}{250})$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{5.58}{242.89} + 0.02 = 0.042 \text{ m}$$

Sollicitation :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.14}{0.55} = 3.89$$

$$\text{Max}(15, 20 \times \frac{e_1}{h}) = 15$$

Donc $\frac{l_f}{h} = 3.89 < \max(15, 1.085) = 15$ ➡ calcule en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre :

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) \quad \text{donc} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{5.58}{1.5 \times 4.052} \right) \quad \alpha = 0.81$$

or on a:

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\theta)$$

Avec $\Theta = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.45} (2 + 0.81 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

Sollicitation :

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.053$$

$$M_{UGO} = N_U (e_1 + e_2) = 12.87$$

- **Sollicitation**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.233 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A = 56.59 \text{ KN.m}$$

à ELS

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.022 \text{ m}$$

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.022 + (0.405 - 0.225) = 0.202 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 1523.8 \times 0.221 = 35.98 \text{ KN.m}$$

à L'ELU

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} (1 - 0.4h/d) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = 0.181$$

$\mu_{bc} > \mu_{bu}$ donc la section est partiellement tendue

Calcul des armatures

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{347.4}{336.75} = 1.57$$

$$\mu_{LU} = 10^{-4} (3440 \times 1.57 + 49 \times 25 - 3050) = 0.35$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} < \mu_{LU} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.361 \text{ m}$$

$$A_{fs} = M_{UA} / (Z_b \cdot f_{ed}) = 4.51 \text{ cm}^2$$

- En flexion compose:

$$A'_{FC} = A_{fs} = 0$$

$$A_{FC} = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}}\right) = -2.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = \text{Max} (A_{\text{minBAEL}}, A_{\text{minRPA}}, A_{\text{cal}})$$

$$A_{\text{minBAEL}} = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \times 0.35 \times 0.405 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{minRPA}} = 0.9 \times 0.45 \times 0.35 = 14.17 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91/99** (section rectangulaire).

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau 51: calcul de ferrailage (N_{max} ; $M_{\text{correspondant}}$).

Niveau	Section	comb	N_{max}	M_{corr}	A_{cal}	A_{BAEL}	A_{RPA}	A_{add}
E /SOL et RDC	55x55	ELU	2092.78	2.703	00	3.28	27.225	28.65
		0.8G±E	1941.49	74.714	00	3.28	27.225	28.65
		G+Q±E	2131.35	82.67	00	3.28	27.225	28.65
1^{ère} et 2^{ème} étages	55x50	ELU	1590.3	12.201	00	3.1	24.75	25.32
		0.8G±E	1522.66	74.113	00	3.1	24.75	25.32
		G+Q±E	1684.25	79.784	00	3.1	24.75	25.32
3^{ème} et 4^{ème} étages	50x45	ELU	1115.79	9.46	00	2.55	20.25	21.3
		0.8G±E	789.86	92.569	00	2.55	20.25	21.3
		G+Q±E	925.91	82.422	00	2.55	20.25	21.3
5^{ème} et 6^{ème} étages	45x40	ELU	675.32	13.373	00	2	16.2	17.28
		0.8G±E	532.82	5.165	00	2	16.2	17.28
		G+Q±E	586.26	5.484	00	2	16.2	17.28
7^{ème} étage	45x35	ELU	242.89	5.58	00	1.78	14.175	14.2
		0.8G±E	228.76	33.878	00	1.78	14.175	14.2
		G+Q±E	242.1	41.378	00	1.78	14.175	14.2

Tableau 52: calcul de ferrailage (M_{max} ; N correspondant).

Niveau	Section	comb	M_{max}	N_{corr}	A_{cal}	A_{BAEL}	A_{RPA}	A_{add}
E /SOL et RDC	55x55	ELU	53.233	1608.32	00	3.28	27.225	28.65
		0.8G±E	153.569	338.42	3.37	3.28	27.225	28.65
		G+Q±E	157.569	86.65	6.69	3.28	27.225	28.65
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	55x50	ELU	82.262	1392.31	00	2.98	24.75	25.32
		0.8G±E	156.944	242.52	4.77	2.98	24.75	25.32
		G+Q±E	167.961	70.51	7.45	2.98	24.75	25.32
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	50x45	ELU	75.985	696.59	00	2.44	20.25	21.3
		0.8G± E	142.329	81.39	6.84	2.44	20.25	21.3
		G+Q±E	154.986	21.47	8.31	2.44	20.25	21.3
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45x40	ELU	103.159	232.76	4.4	2	16.2	17.28
		0.8G± E	121.299	27.42	7.2	2	16.2	17.28
		G+Q±E	133.769	43.93	7.82	2	16.2	17.28
7 ^{ème} étage	45x35	ELU	58.965	93.99	2.85	1.71	14.175	14.2
		0.8G± E	105.218	100	5.32	1.71	14.175	14.2
		G+Q±E	115.287	119.69	5.75	1.71	14.175	14.2

Tableau 53: calcul de ferrailage (N_{max} ; M correspondant).

Niveau	Section	comb	N_{min}	M_{corr}	A_{cal}	A_{BAEL}	A_{RPA}	A_{add}
E /SOL et RDC	55x55	ELU	239.36	7.669	00	3.28	27.225	28.65
		0.8G±E	152.74	14.791	00	3.28	27.225	28.65
		G+Q±E	871.29	13.745	00	3.28	27.225	28.65
1 ^{ère} et	55x50	ELU	415.45	2.734	00	3.1	24.75	25.32

2 ^{ème} étages		0.8G±E	765.03	334.791	00	3.1	24.75	25.32
		G+Q±E	605.53	38.736	00	3.1	24.75	25.32
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	50x45	ELU	234.17	1.893	00	2.55	20.25	21.3
		0.8G± E	184.56	15.594	00	2.55	20.25	21.3
		G+Q±E	106.88	18.769	00	2.55	20.25	21.3
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45x40	ELU	88.12	2.949	00	2	16.2	17.28
		0.8G± E	267.18	17.501	00	2	16.2	17.28
		G+Q±E	222.87	21.257	00	2	16.2	17.28
7 ^{ème} étage	45x35	ELU	15.16	1.743	00	1.78	14.175	14.2
		0.8G± E	154.09	3.429	00	1.78	14.175	14.2
		G+Q±E	141.55	3.084	00	1.78	14.175	14.2

❖ Choix des armatures des poteaux

Tableau 54: Choix des armatures longitudinal.

Niveau	Section (cm ²)	BAEL 91		RPA99/V2003		choix des armatures	A _{adop} (cm ²)
		A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement		
E /SOL et RDC	55x55	3.28	27.225	90.75	181.5	6T20+4T20	31.4
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	55x50	2.98	24.75	82.5	165	6T20+4T16	26.88

3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	50x45	2.44	20.25	67.5	135	8T16+2T16	21.3
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45x40	2	16.2	54	108	6T16+4T14	18.22
7 ^{ème} étage	45x35	1.71	14.175	47.25	94.5	4T16+4T14 +2T12	16.40

Longueur de recouvrement

D’après l’article 7.4.2.1. Du RPA 99/version2003, Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 50\phi$ en zone IIa.

Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} T20 \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm.} \\ T16 \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm.} \\ T14 \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm.} \\ T12 \dots\dots\dots L_r = 60\text{cm} \end{array} \right.$$

V.2.2. Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

➤ **Recommandation du R.P.A**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{l'efforts tranchant de calcul.} \\ h : \text{hauteur totale de la section brute .} \\ \rho_a : \text{Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \rightarrow \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

t : est l'espacement des armatures transversales

zone III : $\begin{cases} t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots\text{zone nodale} \\ t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_L) \dots\dots\dots\text{zone courante} \end{cases}$

ϕ_L :Diamètre minimal des armatures longitudinales

• **La quantité d’armatures transversales minimales**

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul des armatures transversales pour la zone nodale et la zone de recouvrement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 55: Armatures transversales.

b*a (cm²)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	La zone	S_t (cm)	A_t (cm²)	Choix	A_{adop} (cm²)	A_t/b.t %	Vérificatio n
55*55	79.75	3.89	3.75	Nodale	8	1.22	2φ10	1.57	0.35	>0.27 CV
				courante	12	1.83	3 φ10	2.36	0.35	>0.27 CV
55*50	138.35	4.28	3.75	Nodale	8	2.11	3 φ10	2.36	0.59	>0.48 CV
				courante	12	3.17	5 φ10	3.92	0.65	>0.48 CV
50*45	101.78	4.75	3.75	Nodale	8	1.73	3 φ10	2.36	0.65	>0.44 CV
				courante	12	2.60	4 φ10	3.14	0.58	>0.44 CV
45*40	154.45	5.35	2.5	Nodale	8	1.98	3φ10	2.36	0.73	>0.3 CV
				courante	12	2.97	4 φ10	3.14	0.65	>0.3 CV
45*35	85.73	6.11	2.5	Nodale	8	1.09	2φ10	1.57	0.56	>0.3 CV
				courante	12	1.64	3φ10	2.36	0.56	>0.3 CV

- Les cadres et les étiers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10φ_t minimum=10cm.

V.2.3. Vérification à l’ELU

- **Vérification de l’effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (RPA2003Art 7-4-3-2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 56: Vérification des contraintes de cisaillement.

Section (cm ²)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
55*55	79.75	0.29	3.89	1	3.33	CV
55*50	138.35	0.55	4.28	1	3.33	CV
50*45	101.78	0.50	4.75	1	3.33	CV
45*40	154.45	0.95	5.35	1.875	3.33	CV
45*35	85.73	0.60	6.11	1.875	3.33	CV

V.2.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = KxY$)

Avec :

Y : Position de l'axe neutre.

Et : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

Avec : $\left[\begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

Moment d'inertie I:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 57: Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1	38.63	31.4	21.07	518840.35	7.44	2.13	15	Vérifier
2	59.70	26.88	20.85	462814.45	12.8	3.24	15	Vérifier
3	55.15	21.3	19.15	318838.12	17.29	3.68	15	Vérifier
4	75.44	17.28	17.32	208547.30	36.17	6.26	15	Vérifier
5	43.06	16.40	16.88	174946.71	24.6	4.15	15	Vérifier

V.2.5. Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal

ultime est :
$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

Calcul de B_r :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 58: Vérification de l'effort normale ultime.

Poteaux	Section (cm ²)	λ	α	B_r (m ²)	A (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	$N_{max} < N_u$
N°1	(55x55)	16.34	0.81	0.2809	31.4	5020.80	2092.78	CV
N°2 (RDC)	(55x50)	16.49	0.81	0.2809	26.88	4928.06	1590.3	CV
N°2 (1 ^{er} étage)	(50x45)	17.97	0.80	0.2304	21.3	4006.32	1115.79	CV
N°3	(45x40)	19.88	0.79	0.1849	17.28	3180.08	675.32	CV
N°4	(45x35)	20.3	0.79	0.1849	14.2	3095.4	242.89	CV

Le ferrailage choisit satisfait toutes les vérifications

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux

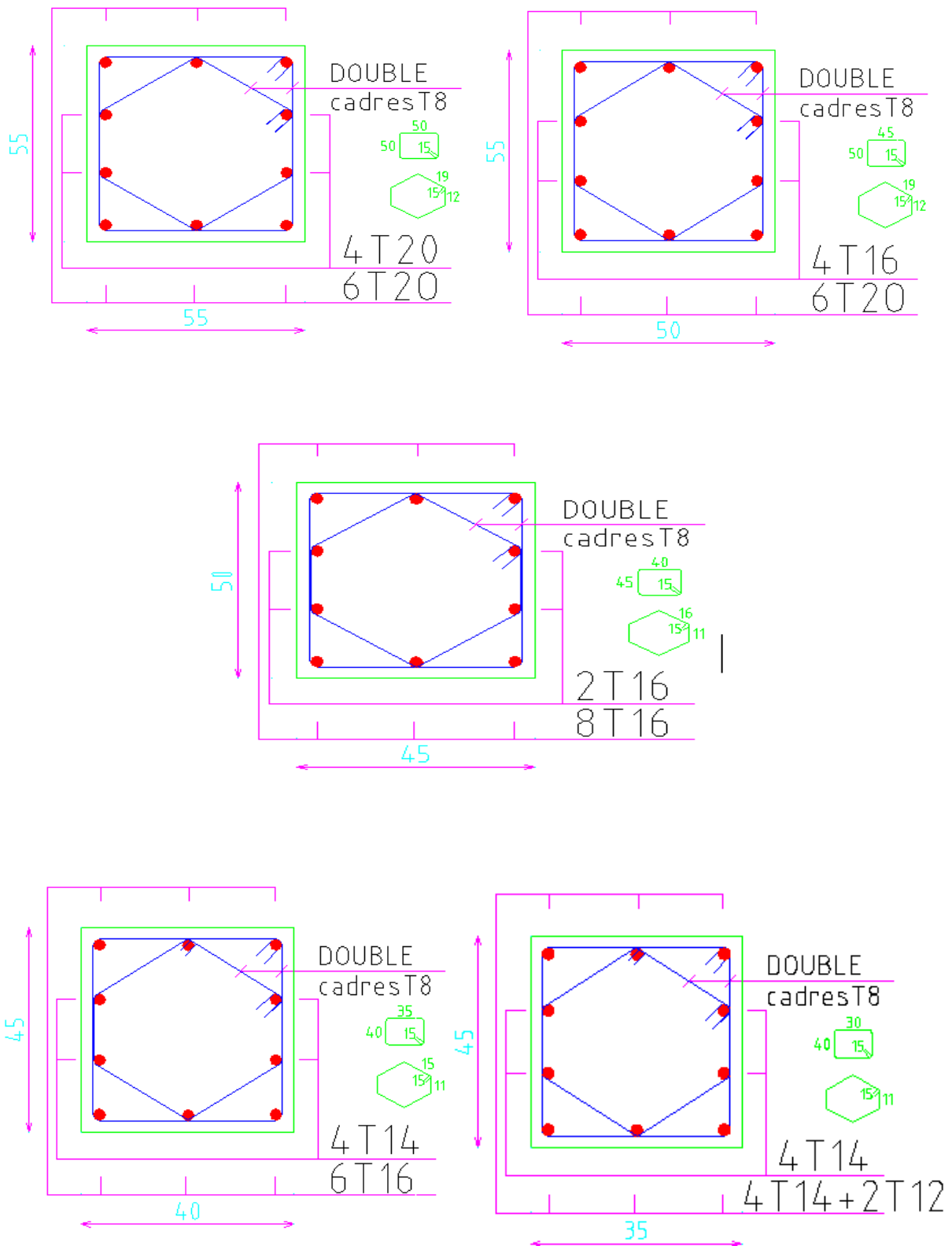


Figure 68: Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3.Ferraillage des poutres

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V 03 et le BAEL 91.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III

- Poutres principales : (b, h) = (30,40)
- Poutres secondaires : (b, h) = (30,40)

V.3.1. Recommandation du RPA99/V03 en zone III (Art 7.5.2)

❖ Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h & \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h & \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

❖ Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003.S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) & \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Recommandation du BAEL 91

❖ Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi_1 \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

❖ Armatures transversales

- Volume relatif d'armatures : $\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$ Avec :

A_t Droites $\alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

- $\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k$ et $f_{tj}^* = \text{Min} \{f_{tj}; 3,3\text{MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$

- $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

Section minimale d'armature d'âme

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right\}$

- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\}$.
- Espacement maximale : $S_{t \text{ max}} = \text{Min} \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$.

❖ Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

❖ Calcul des armatures longitudinales

1) **Poutres porteuses (poutres principales)** : la poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B108)

- **Ferraillage sous la combinaison 1.35G+1.5Q**

• Ferraillage en travée

$$M_{u \text{ max}} = 56.875 \text{ KN.m} \quad M_{\text{ser max}} = 41.605 \text{ KN.m}$$

$$\Gamma = \frac{M_U}{M_{\text{SER}}} = 1.37$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{56.875}{0.3 \times 0.38^2 \times 14.2} 10^{-3} = 0.092$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 * 1.37 + 49 * 25 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.092 \leq \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.092 \leq 0.288 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.38(1 - 0.6 * 0.092) = 0.36 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{56.875}{0.36 \times 348} \times 10 = 4.54 \text{ cm}^2$$

• Ferraillage au niveau des appuis

$$M_{u \text{ max}} = 84.229 \text{ KN.m}, \quad M_{\text{ser max}} = 61.172 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.37$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{84.229}{0.3 \times 0.38^2 \times 14.2} 10^{-3} = 0.137$$

$$\mu_{lu} = [3440 * 1.37 + 49 * 25 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.137 \leq \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.137 \leq 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.38(1 - 0.6 * 0.137) = 0.348 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{84.229}{0.36 \times 348} \times 10 = 6.72 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement}$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{\text{BAELmin}} = \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

5-3-3 Choix des barres :

Il faut vérifier que : 3T14+3T12

Tableau 59: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	Travée + Appuis	M(KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix des barres		
PP	Travée	56.875	4.54	1.37	6	8.01	3T14+3T12		
	Appuis	84.229	6.72			8.01	3T14+3T12		
PP liées aux voiles	Travée	33.258	2.67			8.01	3T14+3T12		
	Appuis	55.987	3.91			8.01	3T14+3T12		
PS	Travée	30.655	2.45			1.37	6	8.01	3T14+3T12
	Appuis	46.73	3.25					8.01	3T14+3T12
PS liées aux voiles	Travée	21.67	1.72	8.01	3T14+3T12				
	Appuis	26.581	1.82	8.01	3T14+3T12				

❖ **Calcul des armatures transversales** : Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ Selon le **BAEL91** (Art 7-4-2-4) :

la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4. b. St / f_e$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{largeur de la poutre.} \\ St : \text{l'espacement des cours d'armatures transversales.} \end{cases}$

$$St \leq \min (0,9d, 40\text{cm})$$

Donc : $\begin{cases} St \leq \min (34,2, 40\text{cm}) = 34,2 \quad \text{on adopte } St = 20\text{cm.} \\ A_t \geq 0,4 \times 30 \times 20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2. \end{cases}$

➤ Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t_{\min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,2$$

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

➤ Selon le **RPA99 version 2003**

La section minimale A_t doit vérifier

$$A_t = 0,003. St. b$$

L'espacement maximal:

$$\begin{cases} St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 10\text{cm} \dots\dots \text{En zone nodale :} \\ St \leq h/2 = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante :} \end{cases}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 10cm**

- En zone courante : **St = 20cm**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant **4Φ8** : **At = 2.01cm²**

$$St_{\text{adopté}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}) = 20 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50 \phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$

V.3.3. Vérification

1- Vérification du cisaillement du béton

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 4.348 \text{MPa} \dots \text{situation - accidentel le}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots \text{situation - durable}$$

Tableau 60: Vérification du cisaillement du béton.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Poutres principale	30 x 40	108.42	1.003	4.348	CV
PP liées aux voiles	30 x 40	86.41	0.796	4.348	CV
Poutre secondaire	30 x 40	94.71	0.876	4.348	CV
PS liées aux voiles	30 x 40	39.09	0.36	4.348	CV

2- Contrainte de compression dans le béton

- Calcul de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y-d') - n A_s (d-y) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-d')^2 + n A_s (d-y)^2$$

Où : A_s : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 61: vérification de Contrainte de compression dans le béton.

Les poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
PP	En travée (inf)	8.01	56.875	9.49	15	CV
	Sur appuis (sup)	8.01	84.229	14.05	15	CV
PP liée au voile	En travée (inf)	8.01	24.346	4.06	15	CV
	Sur appuis (sup)	8.01	40.609	6.67	15	CV
PS	En travée (inf)	8.01	22.199	3.70	15	CV
	Sur appuis (sup)	8.01	33.918	5.66	15	CV
PS liée au voile	En travée (inf)	8.01	15.708	2.62	15	CV
	Sur appuis (sup)	8.01	19.28	3.2	15	CV

3- Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3)

- **Vérification de la compression du béton :**

$$V_u \leq 0.4 * 0.9d * b_0 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq (0.4 * 0.9 * 0.38 * 0.3) 25 \cdot 10^3 / 1.5 = 648 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \varphi = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.518 \text{ Mpa} < \tau_{su} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

4- Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

➤ **Condition N°1 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065 .$

➤ **Condition N°2 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} .$

➤ **Condition N°3 :** $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} .$

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_0 : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 62: vérification des 3 conditions.

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P. P	$0.0701 > 0.0625$	$0.0701 > 0.068$	$0.007 < 0.0105$	CV
P.P liée au voile	$0.0701 > 0.0625$	$0.0701 > 0.06$	$0.007 < 0.0105$	CV
P. S	$0.1 > 0.0625$	$0.1 > 0.065$	$0.007 < 0.0105$	CV
P.S liée au voile	$0.1 > 0.0625$	$0.266 > 0.081$	$0.007 < 0.0105$	CV

NB : Les trois conditions sont satisfaites dans toutes les poutres (pp ; pp liée au voile ; ps), donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres

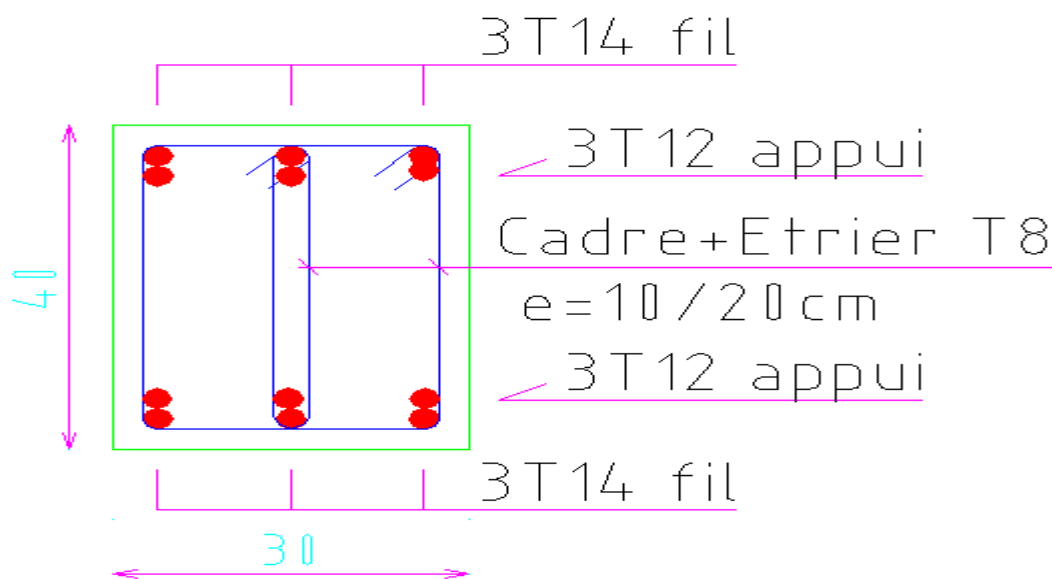


Figure 69: Schémas de ferrailage des poutres.

V.4. Ferrailage des voiles

Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend cinq (5) types des voiles :

- Type 1 : $L = 1.50\text{m}$, (V1,V2,V3,V4,V5,V6,V9,V10,V11,V12)
- Type 2 : $L = 3.13\text{m}$, (V7,V8,V13,V14)

Que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone I : Entre sol et RDC**
- **Zone II : 1er, et 2ème niveau**
- **Zone III : 3ème, et 4ème niveau**
- **Zone IV : 5ème, 6ème niveau**
- **Zone V : 7ème niveau**

V.4.1. Recommandations du RPA99/version2003

a. Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

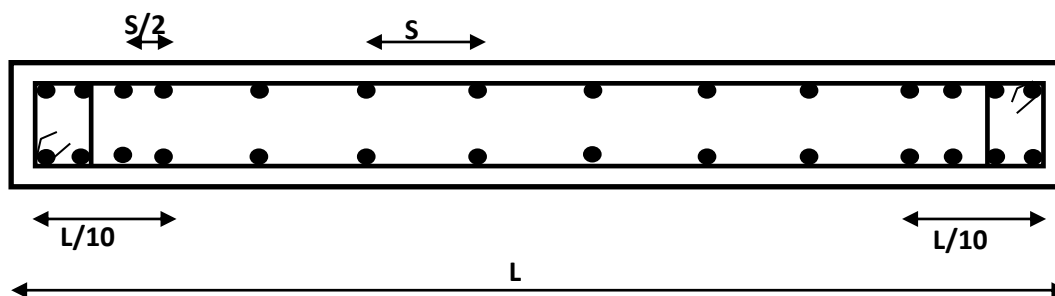


Figure 70: Disposition des armatures verticales dans le voile.

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 e$
 - $S \leq 30 \text{ cm}$
- e** : épaisseur du voile
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.2. Combinaisons du calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3. M_{max}, N_{corr}

V.4.3.1. Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

❖ 1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

❖ 2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

❖ 3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

☞ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles

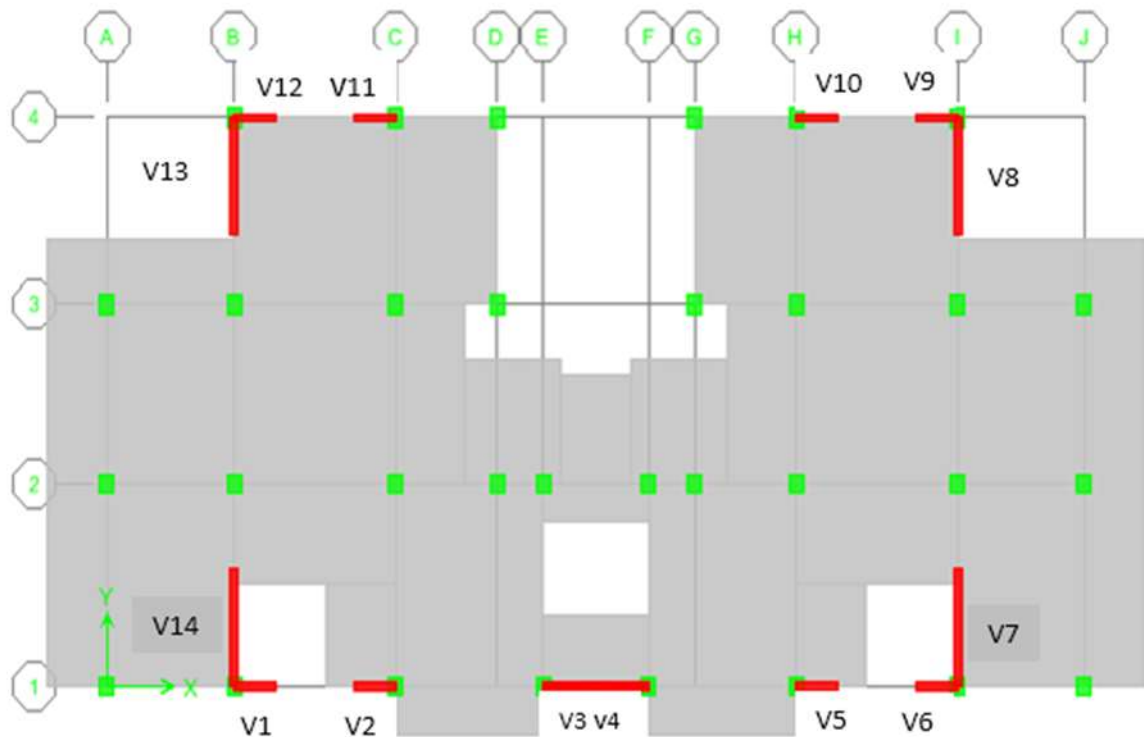


Figure 71: Schéma montrant la disposition des voiles.

V.4.3.2. Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile v1 (Type1; Zone1) de ($L = 1.5$ m; $e = 0.2$ m)

➤ Détermination des sollicitations :

$$N = -1046.05 \text{ KN}$$

$$M = 32.158 \text{ KN.m}$$

$$V = 21.31 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.3 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.05625$$

$$V = \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-1046.05}{0.3} + \frac{32.158 \times 0.75}{0.05625} = -3058.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-1046.05}{0.3} - \frac{32.158 \times 0.75}{0.05625} = -3915.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -3058.06 \text{ KN/m}^2$$

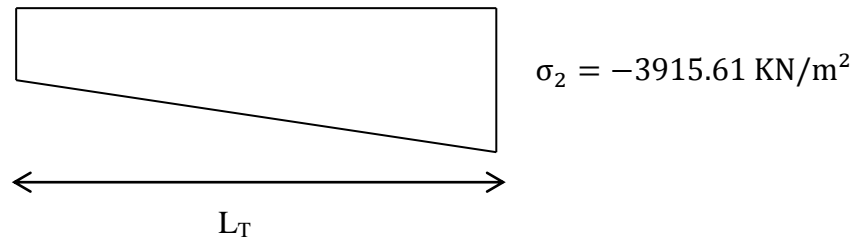


Figure 72: Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_T = L = 1.5 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{3058.06 + 3915.61}{2} \times 0.20 \times 1.5 = 1046.05 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1046.05 \times 10}{400} = 26.15 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (26.15 / 1.5) / 2 = 8.72 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_T : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(6 ; 15.75) = 15.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 21.31 \times 10}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 26.15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 6T20 ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)**

En zone courante : **Soit 9T20 ($A_s = 28.27 \text{ cm}^2$)**

$$\text{Donc } A_s \text{ adopté : } A_s = 47.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{47.12}{4} = 11.78 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99/version2003 : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 150 = 4.5 \text{ cm}^2$

$$A_H = \text{Max} \left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right) = 11.78 \text{ cm}^2$$

Soit 20T10 = 15.71 cm² ; avec $S_h = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99/version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 21.31 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.5} = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **Condition vérifiée**

Selon le BAEL91/99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{21.31 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.5} = 0.079 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{762.83 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.5 + (15 \times 47.12 \times 10^{-4})} = 2.06 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau 63: Ferrailage verticale du voile type1.

Zone	Solisation	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm ²)
Zone 1	N^{\min}	-1046.05	32.158	-3058.06	-3915.61	SET	/	1.5	1046.05	26.15
	N^{\max}	-281.66	165.253	1264.51	-3142.24	SPC	0.43	1.07	336.22	8.41
	M^{\max}	-488.33	256.437	1791.39	-5046.93	SPC	0.39	1.11	560.21	14.01
Zone 2	N^{\min}	-1097.28	247.231	-361.19	-6954.01	SET	/	1.5	1097.28	27.43
	N^{\max}	417.67	85.586	2533.38	251.09	SEC	1.5	/	417.67	0.00
	M^{\max}	-687.02	1590.792	18920.49	-23500.63	SPC	0.67	0.83	1952.85	48.82
Zone 3	N^{\min}	-865.65	279.738	844.34	-6615.34	SPC	0.17	1.33	879.99	22.00
	N^{\max}	-107.23	31.802	66.59	-781.46	SPC	0.12	1.38	108.01	2.70
	M^{\max}	-619.18	1300.25	15272.73	-19400.6	SPC	0.66	0.84	1628.27	40.71
Zone 4	N^{\min}	-522.83	90.953	-530.06	-2955.47	SET	/	1.5	522.830	13.07
	N^{\max}	-59.85	34.642	262.39	-661.39	SPC	0.43	1.07	71.03	1.78
	M^{\max}	-392.51	606.871	6783.25	-9399.98	SPC	0.63	0.87	818.99	20.47
Zone 5	N^{\min}	-163.97	26.238	-196.73	-896.41	SET	/	1.5	163.97	4.10
	N^{\max}	-19.16	49.078	590.51	-718.24	SPC	0.68	0.82	59.13	1.48
	M^{\max}	-93.37	107.953	1128.14	-1750.61	SPC	0.59	0.91	159.69	3.99

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max}

Tableau 64: Choix des barres du voile type 1.

Choix des barres/nappe												
Zon e	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	26.15	15.75	13.08	47.12	9T20	10	6T20	10	11.78	15.71	20T10	13
2	48.82	15.75	44.11	47.12	9T20	10	6T20	10	11.78	15.71	20T10	13
3	40.71	15.75	36.35	37.70	6T20	15	6T20	10	9.43	11.78	15T10	18
4	20.47	15.75	17.65	24.13	6T16	15	6T16	10	6.03	9.42	12T10	22
5	4.10	15.75	7.88	18.47	6T14	15	6T14	10	4.37	9.42	12T10	22

Tableau 65: Ferrailage verticale du voile type 2.

Zone	Sollicit- ation	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm ²)
Zone 1	N^{min}	-859.61	49.878	-1277.95	-1583.42	SET	/	3.00	895.61	22.39
	N^{max}	273.18	691.298	2553.28	-1680.50	SPC	1.82 5	1.17 5	208.38	5.21
	M^{max}	-547.69	802.16	1581.46	-3331.27	SPC	94.5 5	2.05 5	706.23	17.66
Zone 2	N^{min}	-1110.1	213.637	-1119.12	-2427.52	SET	/	3.00	1110.10	27.75
	N^{max}	501.38	1277.642	4713.31	-3111.46	SPC	1.82 5	1.17 5	385.82	9.65
	M^{max}	-733.29	2424.023	6251.44	-8594.22	SPC	1.25 5	1.74 5	1555.55	38.89
Zone 3	N^{min}	-908.14	375.218	-301.71	-2599.69	SET	/	3.00	908.14	22.70
	N^{max}	-107.23	31.802	-73.91	-268.68	SET	/	3.00	107.23	2.68
	M^{max}	-660.54	1438.793	3350.69	-5461.04	SPC	1.12 5	1.87 5	1059.44	26.49

Zone 4	N^{\min}	-554.58	63.812	-690.51	-1081.32	SET	/	3.00	554.58	13.86
	N^{\max}	-58.85	34.842	10.47	-201.69	SPC	0.15	2.85	60.10	1.50
	M^{\max}	-392.51	606.871	1231.34	-2485.37	SPC	1.04	2.09	519.44	12.99
Zone 5	N^{\min}	-171.27	32.771	-176.31	-370.88	SET	/	3.13	171.27	4.28
	N^{\max}	-19.16	49.078	119.68	-180.89	SPC	1.25	1.88	34.01	0.85
	M^{\max}	-96.98	109.186	179.43	-489.27	SPC	0.84	2.29	112.04	2.80

Tableau 66: Choix des barres du voile type 2.

Choix des barres/nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	$A_{H\text{adop}}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	22.39	32.87	16.44	33.87	14T14	15	8T14	10	9.39	11.78	15T10	17
2	38.89	32.87	33.63	33.87	14T14	15	8T14	10	9.39	11.78	15T10	17
3	26.49	32.87	16.44	33.87	14T14	15	8T14	10	9.39	11.78	15T10	17
4	13.86	32.87	16.44	33.87	14T14	15	8T14	10	9.39	11.78	15T10	17
5	4.28	32.87	16.44	33.87	14T14	15	8T14	10	9.39	11.78	15T10	17

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau 67: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Voile	Zone	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement					Vérification à l'ELS		
			τ_b (MPa)	OBS	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	Ns	σ_{bc} (MPa)	OBS
Type 1	1	21.31	0.11	CV	0.08	2.5	CV	762.83	2.06	CV
	2	42.9	0.22	CV	0.16	2.5	CV	759.9	2.05	CV
	3	55.15	0.29	CV	0.20	2.5	CV	573.32	1.55	CV
	4	61.08	0.32	CV	0.23	2.5	CV	372.89	1.01	CV
	5	79.81	0.41	CV	0.30	2.5	CV	136.33	0.37	CV
Type 2	1	53.84	0.13	CV	0.10	2.5	CV	655.94	0.97	CV
	2	205.03	0.51	CV	0.37	2.5	CV	801.77	1.18	CV
	3	38.61	0.10	CV	0.07	2.5	CV	643.34	0.95	CV
	4	16.11	0.04	CV	0.03	2.5	CV	405.79	0.60	CV
	5	23.58	0.06	CV	0.04	2.5	CV	125.82	0.19	CV

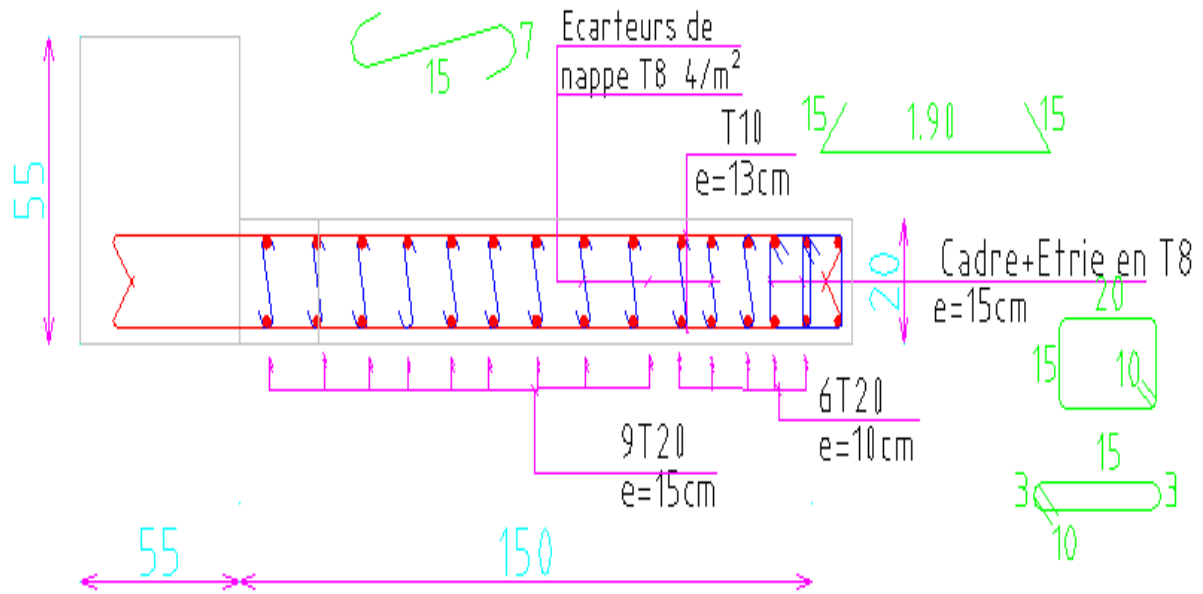


Figure 73: Schémas de ferrailage de voile v1 type1 zone1.

***Chapitre VI : Etude de
l'infrastructure***

VI.1. Etude des fondations**VI.1.1.Introduction**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

✓ Fondation superficielle

- Semelle isolée sous poteau.
- Semelle filante continue sous mur.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Radier général

✓ Fondation profonde (semelle sur pieux)**a) Fonctions assurées par les fondations**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

b) Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.1.2. Choix des fondations

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général.

D'après les rapports, géologique et géotechnique, et comme le poids de l'ouvrage est très important donc le mode de fondation a préconisé pour les appuis de l'ouvrages est de type radier général pour augmenter la surface de la semelle.

VI.1.3. Prédimensionnement de la fondation

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 37701.54 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{semelle} \geq \frac{37701.54}{200} = 188.50 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{batiment} = 368.10 \text{ m}^2$$

$$\frac{188.50}{368.10} = 0.52 = 52\% \geq 50\%$$

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage,

On est donc amené à opter pour le radier général.

Ce type de fondation présente plus d'avantages :

- Diminution des risques de tassement.
- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- Très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.1.4. Radier général

VI.1.4.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions

Ce type de fondation présente plus d'avantages :

- Diminution des risques de tassement.
- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- Très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 23072.36 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2.0 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 115.36 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b=368.10 \text{ m}^2$

La surface de semelle est inférieure à la surface de bâtiment, donc on adopte un radier général sur toute la surface de bloc plus un débord de 50 cm.

$$S_{\text{déb}} = (27.81 \times 0.5 \times 2) + (10.2 \times 0.5 \times 2) + (4.3 \times 0.5 \times 2) + (0.5 \times 0.5 \times 6) \\ = 43.81 \text{ m}^2$$

Donc : $S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{déb}} = 411.91 \text{ m}^2$

VI.1.4.2. Prédimensionnement du radier

a) Détermination de l'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_N \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 5.20 \text{ m}$: La plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où $65 \text{ cm} \leq h_N \leq 104 \text{ cm}$

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (en prend $E=32164,20\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\text{max}}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 78.5\text{cm}$$

• **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (entre sol).

$N_u = 51830.53 \text{ kN}$

$L = 5.20\text{m}$. $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{N3} \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0.9\bar{\tau})} = \frac{51830.53 \times 5.2}{2 \times 411.91 \times (0.9 \times 2.5 \times 10^3)} \times 10^2 = 14.54\text{cm}$$

Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Efforts normal du poteau et voile le plus sollicité.

u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

a, b : Dimensions du poteau et voile du entre sol.

h : hauteur de semelle.

✓ **Sous voiles**

$N_{u,voil} = 2920.46 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.20 + 1.5 + 2h) = (3.4 + 4h)\text{m}$$

On obtient : $4.5h^2 + 3.825h - 4.380 \geq 0$

D'où : $h \geq 0.64\text{m}$.

✓ **Sous poteaux**

$N_{u,pot} = 2097.37 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.55 + h) = (2.2 + 4h) \text{ m}$$

On obtient : $4.5h^2 + 2.47h - 3.14 \geq 0$

D'où : $h \geq 0.60 \text{ m}$

Donc : $h_N \geq \max(h_M; h_{N2}; h_{N3}; h_{N4}) = 78.5\text{cm}$

On prend : $h_N = 100\text{ cm}$

b) Dimensionnement des nervures :

➤ **Largeur des nervures**

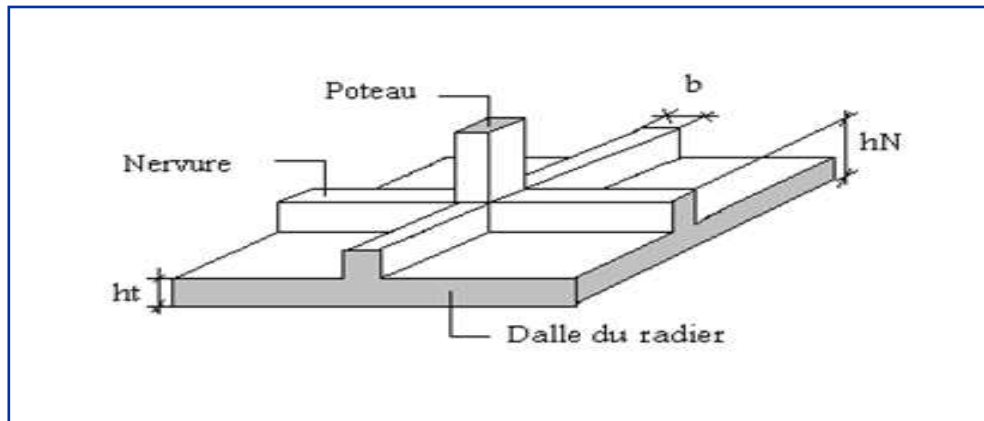


Figure 74: Disposition des nervures.

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \text{ Soit } : b_p = 60\text{ cm}$$

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charges au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

Hauteur des nervures

- L'épaisseur de la dalle nervure

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = 52\text{ cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 0.60\text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle radier :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = 26\text{ cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 0.40\text{ m.}$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r = 40\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

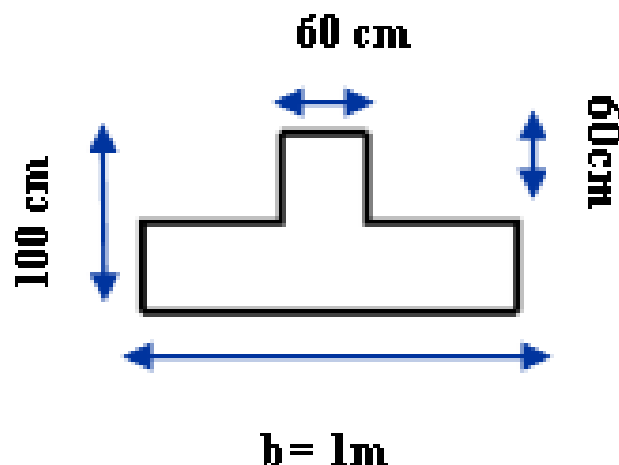


Figure 75: Dimension de radier nervurée.

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.1.4.3. Calcul des sollicitations

$$G_{\text{Superstructure}} = 32843.74 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 4857.73 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.4 \times 411.91 + (0.6 \times 0.6 \times 25 \times 195.62) = 5879.68 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 1.5 \times S_{\text{batiment}} = 368.088 \times 1.5 = 552.132 \text{ kN}$$

$$G_{\text{TOT}} = 38723.42 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{TOT}} = 5409.862 \text{ KN}$$

➤ Les combinaisons de calcul

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 60391.41 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 44133.282 \text{ kN}$$

VI.1.4.4. Vérification de la surface de radier

$$A'_{\text{ELU}} : S_{\text{radier}} = 411.91 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{60391.41}{1.33 \times 200} = 227.03 \text{ m}^2$$

$$A'_{\text{ELS}} : S_{\text{radier}} = 411.91 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{44133.282}{200} = 220.66 \text{ m}^2$$

VI.1.4.5. Caractéristiques géométriques du radier

a. Position du centre de gravité

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 14.6 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.55 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 14.405 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 7 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |14.6 - 14.405| = 0.195 \text{ m}$$

$$e_y = |7.55 - 7| = 0.55 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie

$$I_{xx} = \frac{11.2 \times 29.2^3}{12} + \frac{4.8 \times 22.01^3}{12} = 27502.292 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \left(\frac{29.2 \times 11.2^3}{12} + 1.95^2 \times 327.04 \right) + \left(\frac{22.01 \times 4.8^3}{12} + 6.05^2 \times 105.65 \right) = 8732.11 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = 27502.292 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 8732.11 \text{ m}^4$$

VI.1.4.6. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1.5 \right)$

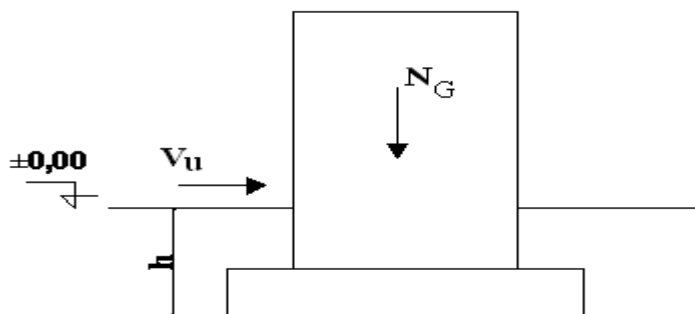


Figure 76: Schéma statique du bâtiment.

Avec

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique. Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 34148.87 \times 14.79 = 404049.429 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 34148.87 \times 9.82 = 221239.31 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 65100.7011 + 3605.26 \times 1 = 68705.9611 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 64381.2999 + 3609.21 \times 1 = 67990.509 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 5.88 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 3.25 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deDux sens.

VI.1.4.7. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal
 Tableau 68: Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	52550	52550	52550	52550	75402.96	75402.96
M_{stru} (KN.m)	-36785	6306	-36785	6306	-50519.98	8294.32
M_{rad} (KN.m)	-32370.8	18161.28	-32370.8	18161.28	-44457.58	25463.56
e (m)	0,62	0,35	0,62	0,35	0,6	0,34
$l/4$ (m)	7.3	2.8	7.3	2.8	7.3	2.8
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.1.4.8. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

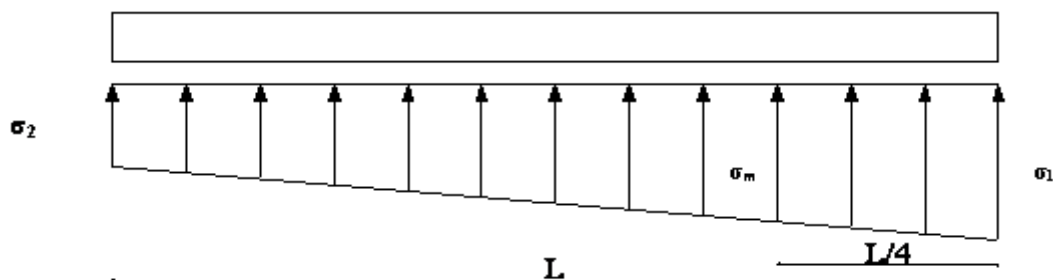


Figure 77: Contraintes sous le radier.

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec
$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier.

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier.

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0.8G ± E .
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison G + Q + E.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 69: Vérification des contraintes de sol sous le radier.

	0.8G + E		0.8G - Q		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N(KN)	52550	52550	52550	52550	75402.96	75402.96
M _{rad} (KN.m)	32370.8	18161.28	32370.8	18161.28	44457.58	25463.56
V(m)	14.6	7.55	14.6	7.55	14.6	7.55
I(m ⁴)	27502.29	8732.11	27502.29	8732.11	27502.29	8732.11
S(m ²)	411.91	411.91	411.91	411.91	411.91	411.91
σ ₁ (KN / m ²)	144.76	143.27	144.76	143.27	206.65	205.07
σ ₂ (KN / m ²)	110.393	111.87	110.39	111.87	159.45	161.04
σ _{moy} (KN / m ²)	127.57	127.57	127.57	127.57	183.05	183.05
σ _{adm} (KN / m ²)	200	200	200	200	200	200
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.1.4.9. Ferrailage du radier nervurée

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.1.4.10. Ferrailage de la dalle du radier

a. Détermination des efforts

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Panneau de rive :

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.85M_x \\ M_{t_y} = 0.85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis : $M_{a_x} = M_{a_y} = 0.5M_x$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{t_x} = 0.75M_x \\ M_{t_y} = 0.75M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis : $M_{a_x} = M_{a_y} = 0.5M_x$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

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

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$L_x = 4.10 \text{ m}$; $L_y = 4.55 \text{ m}$

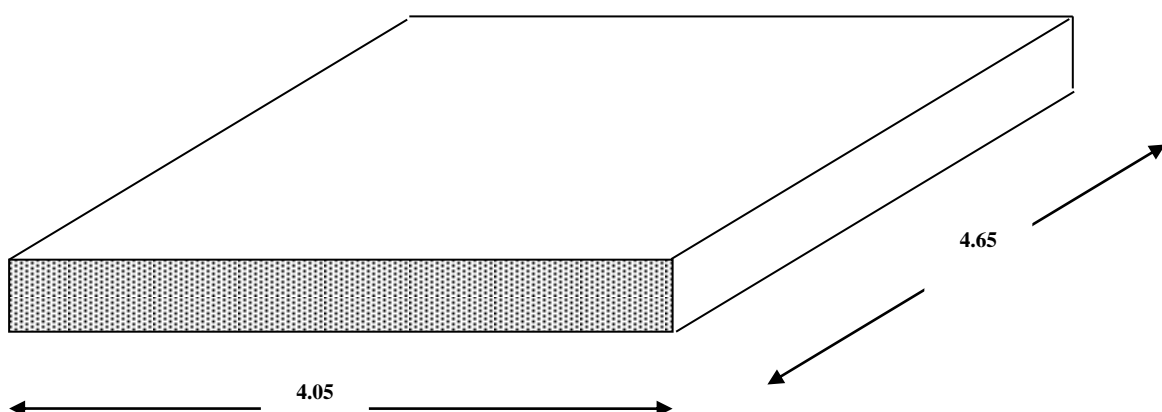


Figure 78: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{4.55} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Par interpolation on trouve:

à l'ELU

$$\mu_x = 0.0465$$

$$\mu_y = 0.7834$$

à l'ELS

$$\mu_x = 0.0528$$

$$\mu_y = 0.8502$$

b. Evaluation des Charges et Surcharges

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{60391.41}{411.91} = 146.61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{44133.282}{411.91} = 107.14 \text{ kN/m}^2$$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0465 \times 146.61 \times 4.10^2 = 114.59 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.7834 \times 114.59 = 89.76 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 85.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 67.32 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 57.29 \text{ kN.m}$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0528 \times 107.14 \times 4.10^2 = 95.09 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8502 \times 95.09 = 80.84 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 71.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 60.63 \text{ kN.m}$$

• **Moment sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x=47.54kN.m$$

Tableau 70: Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x (KN.m)$	$M_{t_x} (KN.m)$	$M_{a_x} (KN.m)$	$M_y (KN.m)$	$M_{t_y} (KN.m)$	$M_{a_y} (KN.m)$
ELU	114.59	85.94	57.29	89.76	67.32	57.29
ELS	95.09	71.31	47.54	80.84	60.63	47.54

f. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2.1MPa ; \sigma_{bc}=14.17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=40cm ; d=0.9h=36cm$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 71: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(kNm)$	M	μ_l	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	85.94	0.047	0.391	35.136	10.02	6T16	12.06	16
	y-y	67.76	0.037	0.391	35.31	8.44	6T16	12.06	16
Appui	x-x	57.29	0.031	0.391	35.42	6.69	6T14	9.24	16
	y-y								

Espacement

Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

f. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{n2}}{f_e} = 4.34\text{cm}^2 < 9.24\text{cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\text{Il faut vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa} \end{cases}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau 72: Vérification des contraintes des panneaux de radier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	71.31	12.02	9.73	155132.93	4.47	15	181.13	201.6	CV
	y-y	60.63	12.02	9.73	155132.93	3.80	15	154.00	201.6	CV
Appuis	x-x	47.54	9.24	8.69	125247.38	3.3	15	155.49	201.6	CV
	y-y									

VI.1.4.11. Ferrailage des nervures

a. Calcul des efforts

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Evaluation des charges

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture. La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

Tableau 73: Evaluation de la charge.

	Triangulaire	Trapézoïdale
q_M	$q \times \frac{L_x}{3}$	$q \times (1 - \frac{\alpha^2}{3}) \times \frac{L_x}{2}$

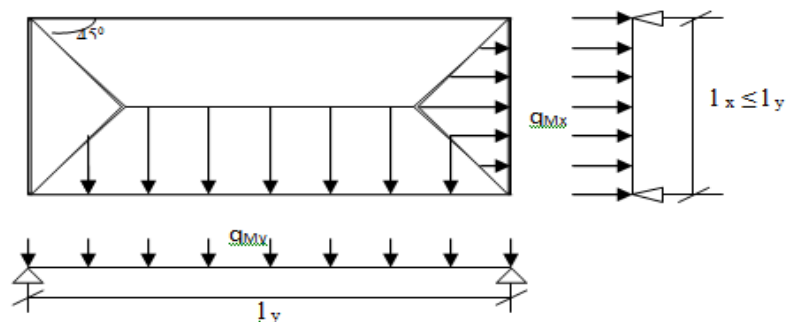


Figure 79: schéma statique du panneau le plus sollicité.

✓ Remarque

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent. Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables.

A L'ELU

Sens X-X

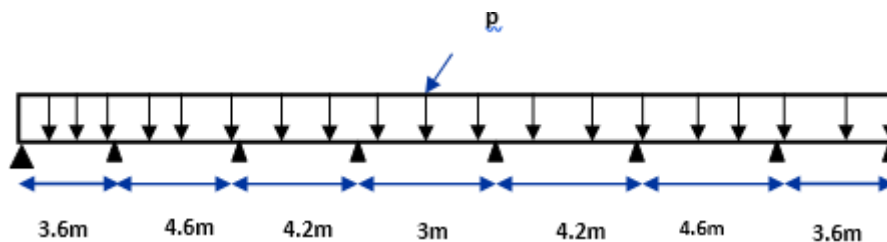


Tableau 74: Détermination des moments selon XX.

Travée	P (KN/m ²)	P _M (KN/ml)	M _t (KN/ml)	Ma (KN/ml)
A-B	146.61	351.86	211,87	0,00
				698.73
B-C	146.61	444.7	497.79	608.17
				33.93
C-D	146.61	278.4	154.37	180.78
				180.78
D-E	146.61	131.94	63.29	33.93
				608.17
E-F	146.61	293.22	192.86	698.73
				00
F-G	146.61	131.94	63.29	698.73
				00
G-H	146.61	278.4	154.37	608.17
				698.73
H-I	146.61	444.7	497.79	00
				00
I-J	146.61	351.86	211,87	00
				00

Sens Y-Y

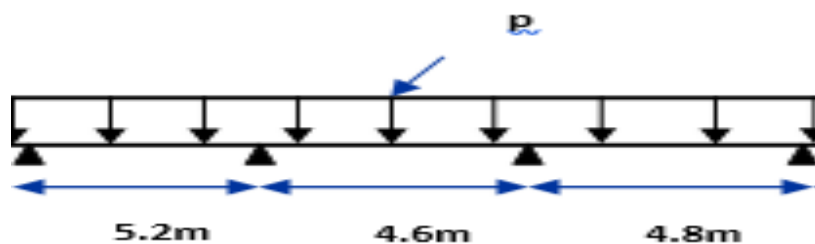


Tableau 75: Détermination des moments selon YY.

Travée	P (KN/m ²)	P _M (KN/ml)	M _t (KN/ml)	M _a (KN/ml)
1_2	146.61	434.56	927.71	0,00
				1071.96
2_3	146.61	444.66	212.53	964.26
				0.00
3_4	146.61	442.66	894.56	0.00

b. Calcul des armatures

b =60cm; h=100cm ; d=90cm ; q_u=146.61kN/ml ; q_s=107.14kN/ml

Tableau 76: Ferrailage des nervures selon XX.

	M _u (kNm)	M	μ _l	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	497.79	0.072	0.391	86.60	16.51	4T16+4T20	20.6
Appuis	698.73	0.101	0.391	85.150	23.58	8T20	26.89

Tableau 77: Ferrailage des nervures selon YY.

	M _u (kNm)	M	μ _l	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	927.71	0.135	0.391	83.42	31.96	2T25+6T20+2T16	32.68
Appuis	1071.96	0.156	0.391	82.30	37.42	6T20+4T25	38.48

c. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 6.52 \text{ cm}^2 \leq 20.11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 78: Vérification des contraintes des nervures XX.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	63.77	20.6	25.47	1803901.66	5.83	15	OUI
Appuis	510.61	25.12	28.69	1986771.315	7.37	15	OUI

Tableau 79: Vérification des contraintes des nervures YY.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	677.95	32.68	31.04	2403268.96	8.75	15	OUI
Appuis	783.36	38.48	33.09	2594042.05	9.99	15	OUI

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_u l / 2 = 333.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Armatures transversales

BAEL 91 modifié 99

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003

$$A_t \geq 0.003bS_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6\text{cm}$$

$f_c = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 1.13 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$; $b = 85\text{cm}$; $d = 90\text{cm}$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 5.4 \text{ cm}^2$$

La section des armatures transversales est très grande donc on doit choisir

$$S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3.6\text{cm}^2$$

On prend : 6T10=4.71cm²

e. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les

armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants on a $1 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

On opte $4\text{T}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

VI.1.4.12. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.5\text{m}$, le calcul du ferrailage sera

fait pour une bande de 1m à l'ELU.

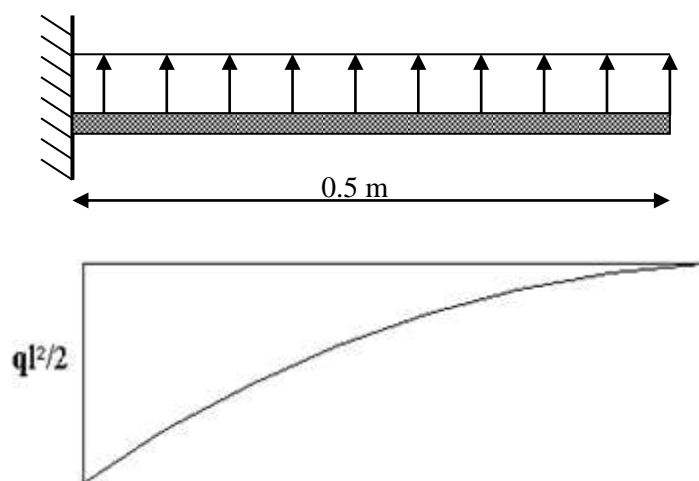


Figure 80: Diagramme des moments.

a. Calcul de ferrailage

$q_u=146.61\text{kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $f_c=28\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$.

Tableau 80: Ferrailage des débords.

$M_u(\text{kNm})$	μ	μ_1	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
18.32	0.0100	0.391	35.81	1.48	7T12	7.92

On opte $S_t=14\text{cm}$

b. Armature de répartition

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.96\text{cm}^2$ On opt $5\text{T}10=3.93\text{cm}^2$, $S_t=12\text{cm}$

c. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34\text{cm}^2 < 7.92\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifié}$$

d. Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser}=107.14\text{kN/ml}$$

Les étapes de vérification sont données par l'organigramme II (voir annexe).

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

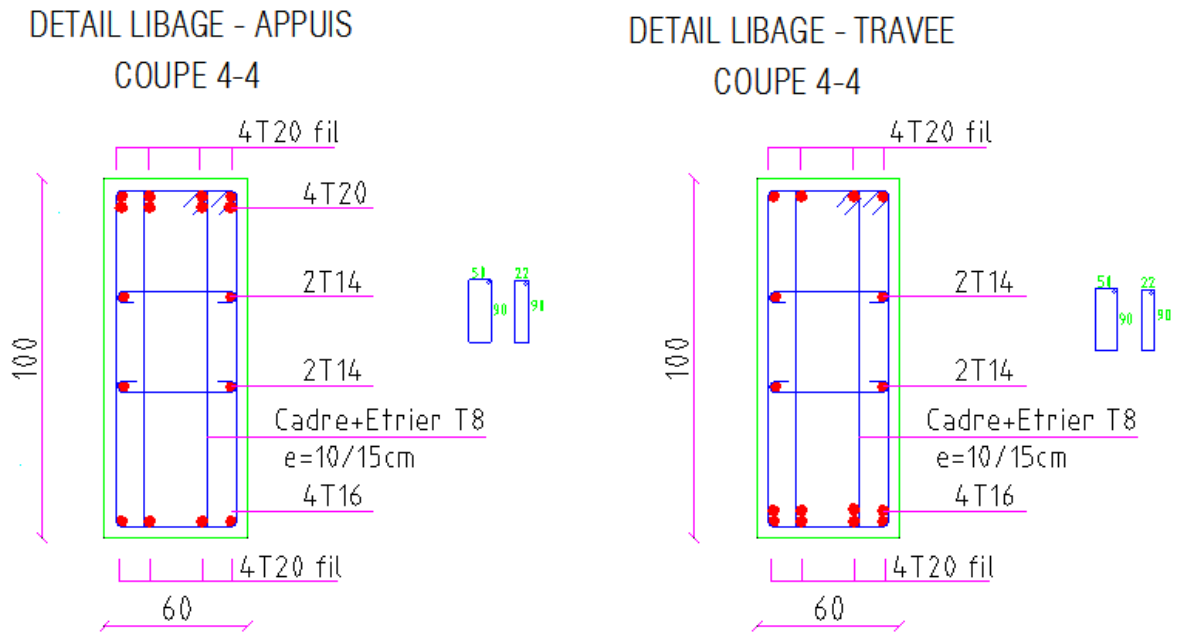
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 201.6\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau 81: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
13.39	7.92	8.13	110228.29	0.98	15	50.96	201.6	OK

XX :



YY :

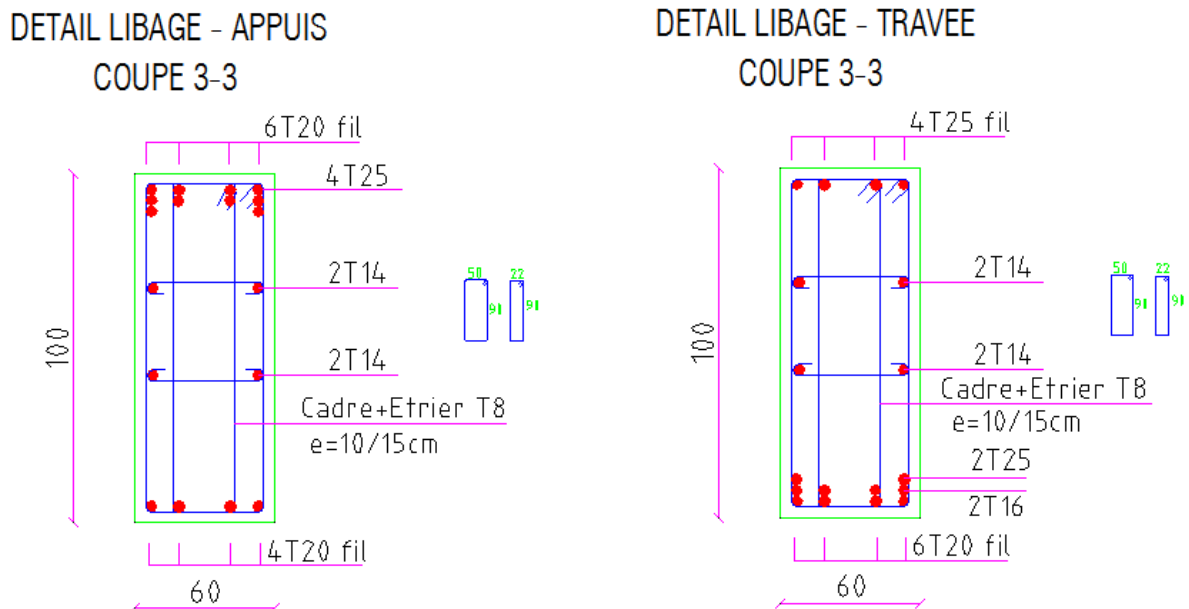


Figure 81: Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.2. Voile périphérique

Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de sous/sol, d'après l'article 10.1.2 du RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constituées deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.2.1. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 2.60 m.
- Langueur de 5.05 m.

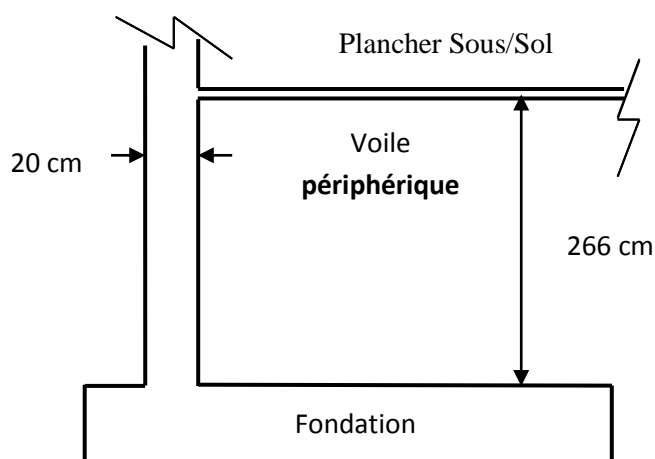


Figure 82: Le voile périphérique.

➤ **Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

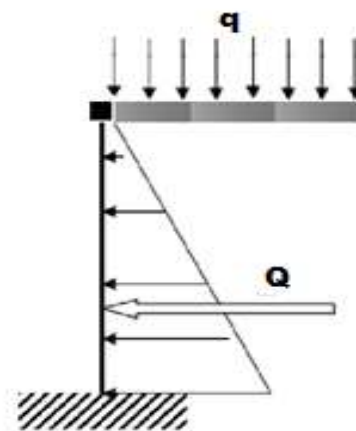
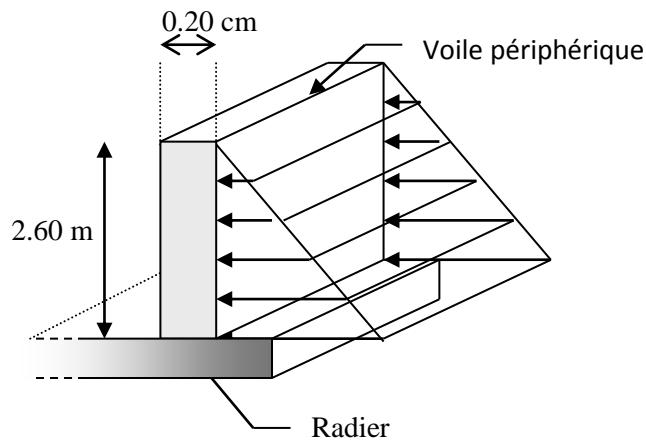


Figure 83: Schéma statique.

On a

$$h = 2.60 \text{ m}$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

Avec :

h : Hauteur du voile

ϕ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$Et : K_a = tg^2 \left[45 - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right] = 0.406$$

K_a : Coefficient de poussée des terres

VI.2.2.Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à

a) La poussée des terres

$$G = \frac{1}{2} K_a * \gamma_d * h^2$$

$$G = \frac{1}{2} * 0.406 * 18 * 2.60^2$$

$$G = 25.85 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle

$$q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = K_0 * q$$

$$Q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

c) Contrainte totale

➤ **ELU :** $\sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 3.05 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(2.66)} + 1.5 Q = 37.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 * 37.94 + 3.05}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 29.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 29.22 \text{ KN/ml}$$

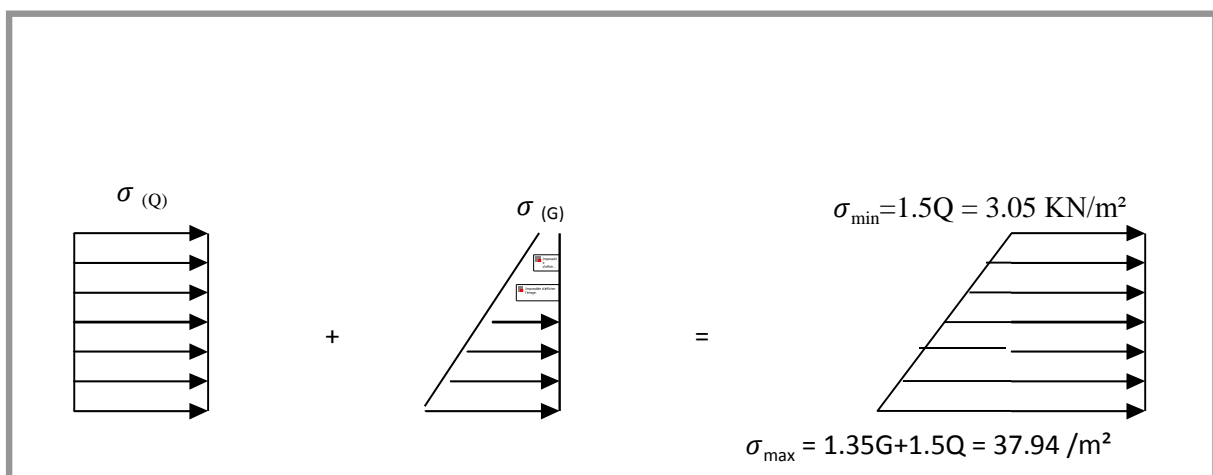


Figure 84: Répartition des contraintes sur le voile.

$$\text{ELS : } \sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G_{(2.66)} + Q = 27.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 27.88 + 2.03}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 21.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 21.41 \text{ KN/ml}$$

VI.2.3. Ferrailage

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 2.66 \text{ m ; } L_y = 4.77 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{5.05} = 0.50$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de α .

a. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui : 0.5

➤ A l'ELU :

$$\alpha = 0.50 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0966 \times 29.22 \times 2.60^2 = 19.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.2500 \times 19.67 = 4.99 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$\alpha = 0.50 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q s l_x^2 = 0.1000 \times 21.41 \times 2.60^2 = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.3671 \times 15.14 = 5.56 \text{ KN.m}$$

b. Sollicitation du calcul

➤ A l'ELU

❖ Sens X-X

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0X} = -0.5 \times 19.67 = -9.83 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0X} = 0.75 \times 19.67 = 14.75 \text{ KN.m}$

❖ Sens Y-Y

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0X} = -0.5 \times 19.67 = -9.83 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75M_{0Y} = 0.75 \times 4.99 = 3.47 \text{ KN.m}$

➤ A l'ELS

❖ Sens X-X

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0X} = -0.5 \times 15.14 = -7.57 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 15.14 = 11.35 \text{ KN.m}$

❖ Sens Y-Y

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0X} = -0.5 \times 15.14 = -7.57 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75M_{0Y} = 0.75 \times 5.56 = 4.17 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 82: Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	μ_1	β	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	$A_{\text{min RPA}}$ (cm^2)	Choix	$A_s \text{ adop}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	X-X	14.75	0.032	0.392	0.988	1.74	2	4T10	3.14	20
	Y-Y	3.47	0.0075	0.392	0.997	0.44	2	4T10	3.14	20
Appuis	X-X	9.83	0.021	0.392	0.992	1.16	2	4T10	3.14	20
	Y-Y	9.83	0.021	0.392	0.992	1.16	2	4T10	3.14	20

VI.2.4. Condition de non fragilité

$b = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.20 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.18 \text{ m}$

❖ **Sens X-X**

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b \cdot h_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}}$$

Avec: $\delta_0 = 0.0008$ pour HAFeE400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{260}{505}}{2} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sens Y-Y**

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les conditions est vérifié.

VI.2.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

❖ **Selon X**

$$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 22.73 \times \frac{2.60}{2} \times \frac{1}{1 + 0.275} = 23.58 \text{ KN/m}$$

❖ **Selon Y**

$$V_y = qu \frac{L_x}{3} = 22.73 \times \frac{2.60}{3} = 20.15 \text{ KN/m}$$

Et :

$$\tau_u = 0.007 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{23.58 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.13 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\tau = \frac{20.15 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.11 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Vérification a l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

1.Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{\left[1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]}$$

Avec :

$\eta = 15$ (C'est le coefficient d'équivalence acier – béton)

$$A'_s = 0$$

Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

2.Vérifications des contraintes maximales dans l'acier

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$$\overline{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que : $n = 15$.

Les résultats résumés dans les tableaux suivants

Tableau 83: Vérifications des contraintes sens X-X.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σbc (MPa)	σs (MPa)	OBS	OBS
travée	8.81	3.14	3.67	11319.63	77.82	2.85	167.27	CV	CV
Appui	5.87	3.14	3.67	11319.63	51.85	1.90	111.45	CV	CV

Tableau 84: Vérifications des contraintes sens Y-Y.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σbc (MPa)	σs (MPa)	OBS	OBS
travée	3.23	3.14	3.67	11319.63	28.53	1.04	61.32	CV	CV
Appui	5.87	3.14	3.67	11319.63	51.85	1.90	111.45	CV	CV

VI.2.6.Schéma de ferrailage

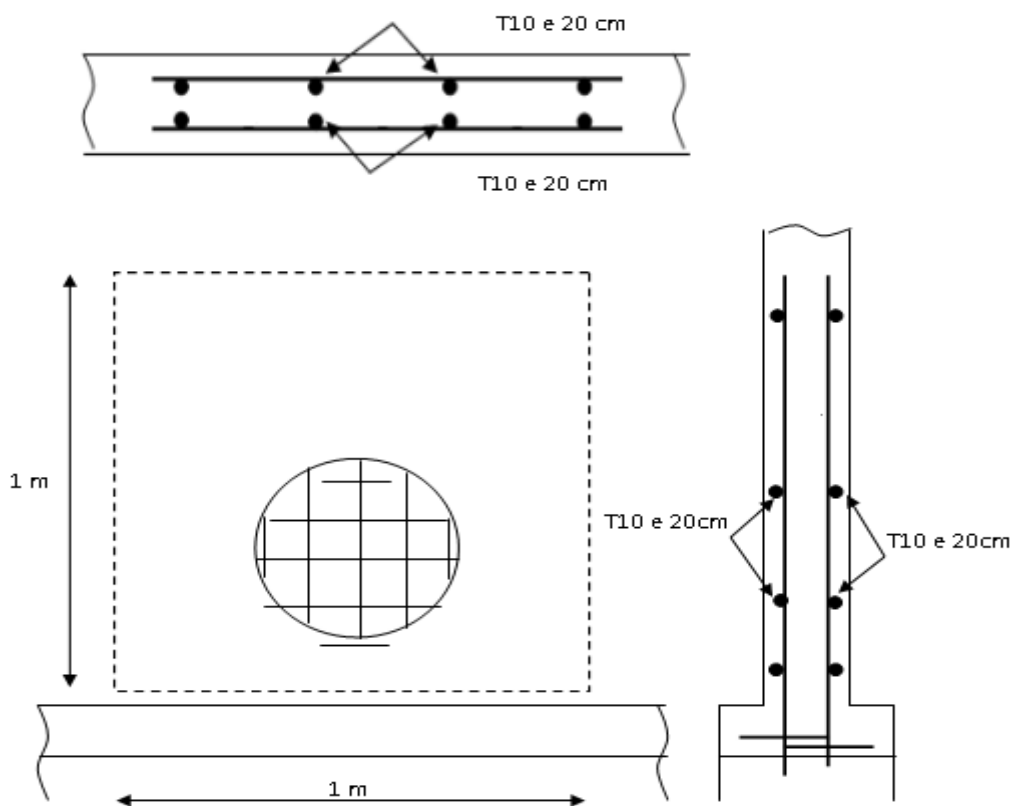


Figure 85: Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce Projet de Fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidées à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il servira les promotions futures.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ **Livre :**

- Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux

➤ **Cours :**

- Béton armé (3^{eme} et 4^{eme} année).....FSI. (2010-2011/2011-2012).
- Dynamique des structures (4^{eme} année)FSI. (2011-2012).
- Cours de bâtiment (4^{eme} année)FSI. (2011-2012).
- Résistance des matériaux (1^{ere}, 3^{eme} année)FSI. (2008-2009/2009-2010).

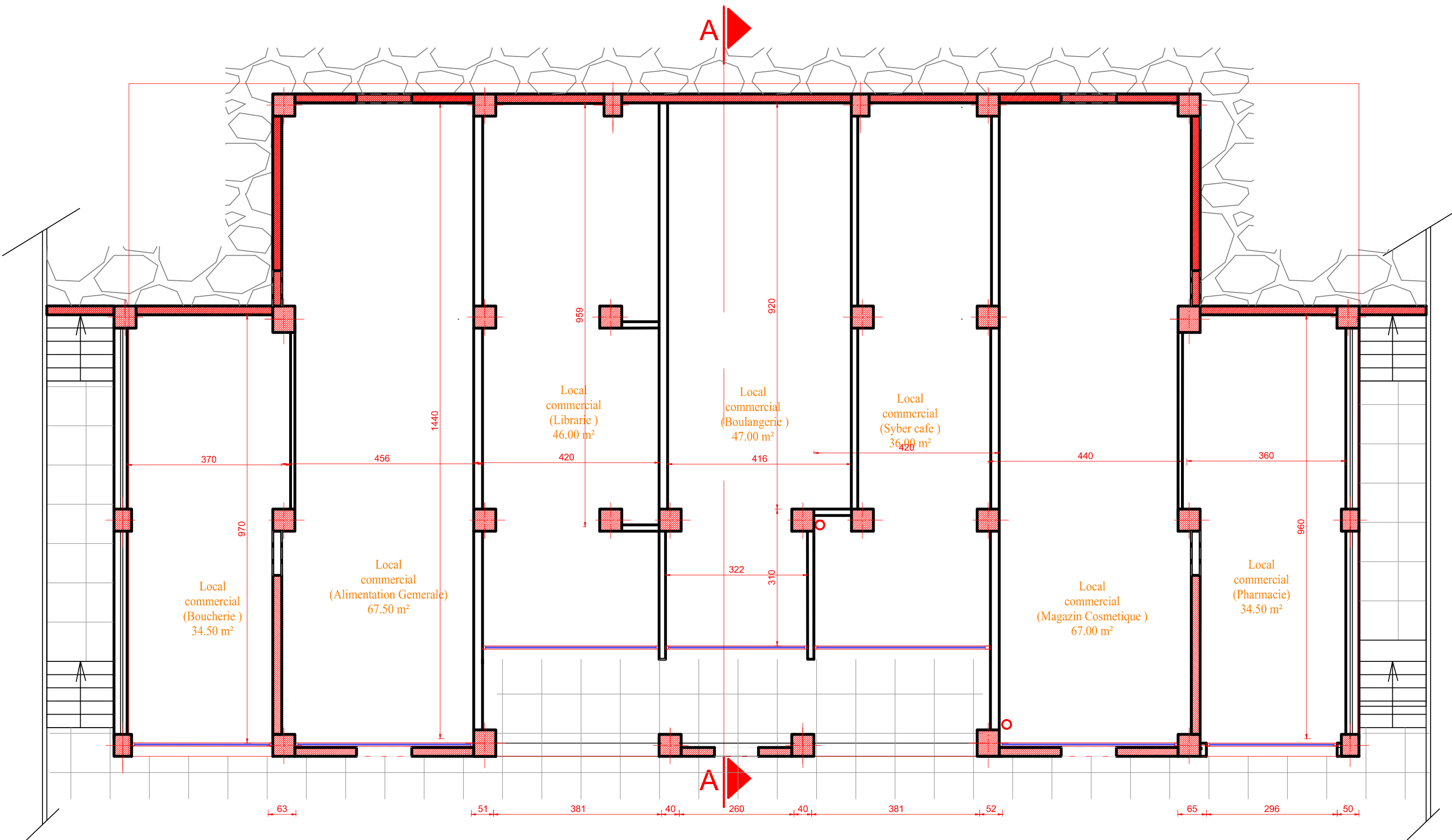
➤ **Logiciels :**

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2010.....Dessin
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple
ou compose).

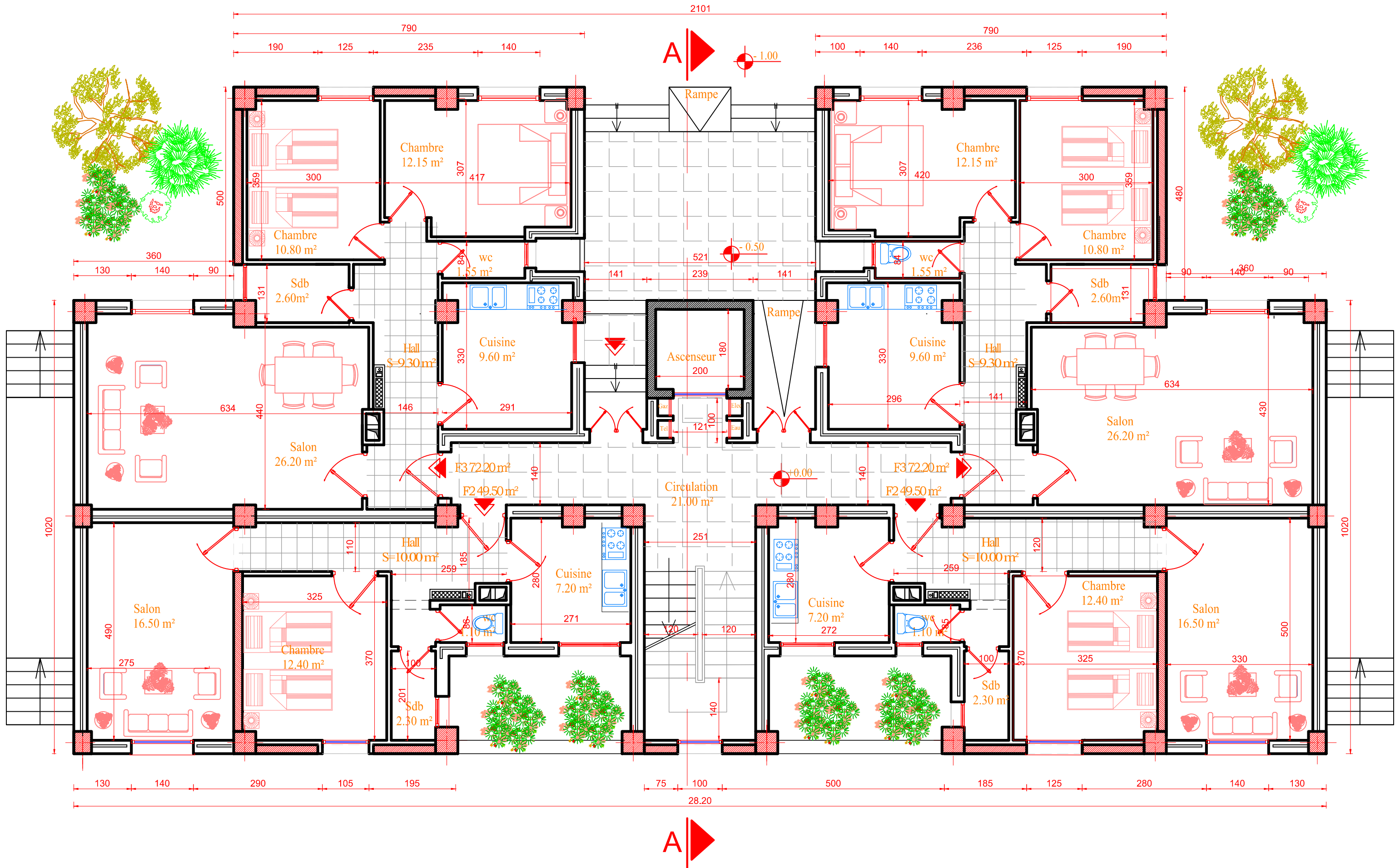
➤ Mémoires de fin d'étude.....FSI

Annexes

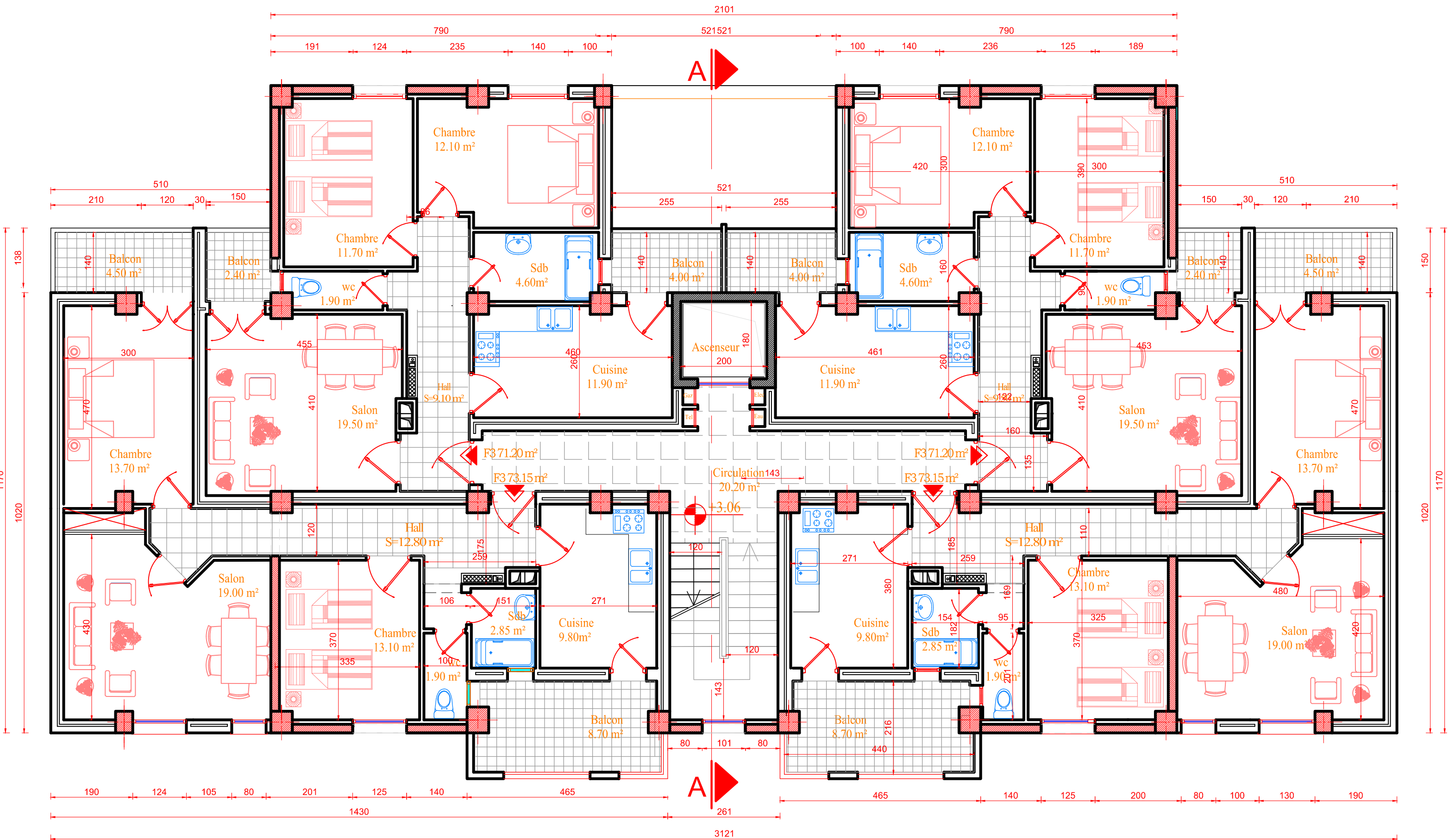
PLAN ENTRE SOL



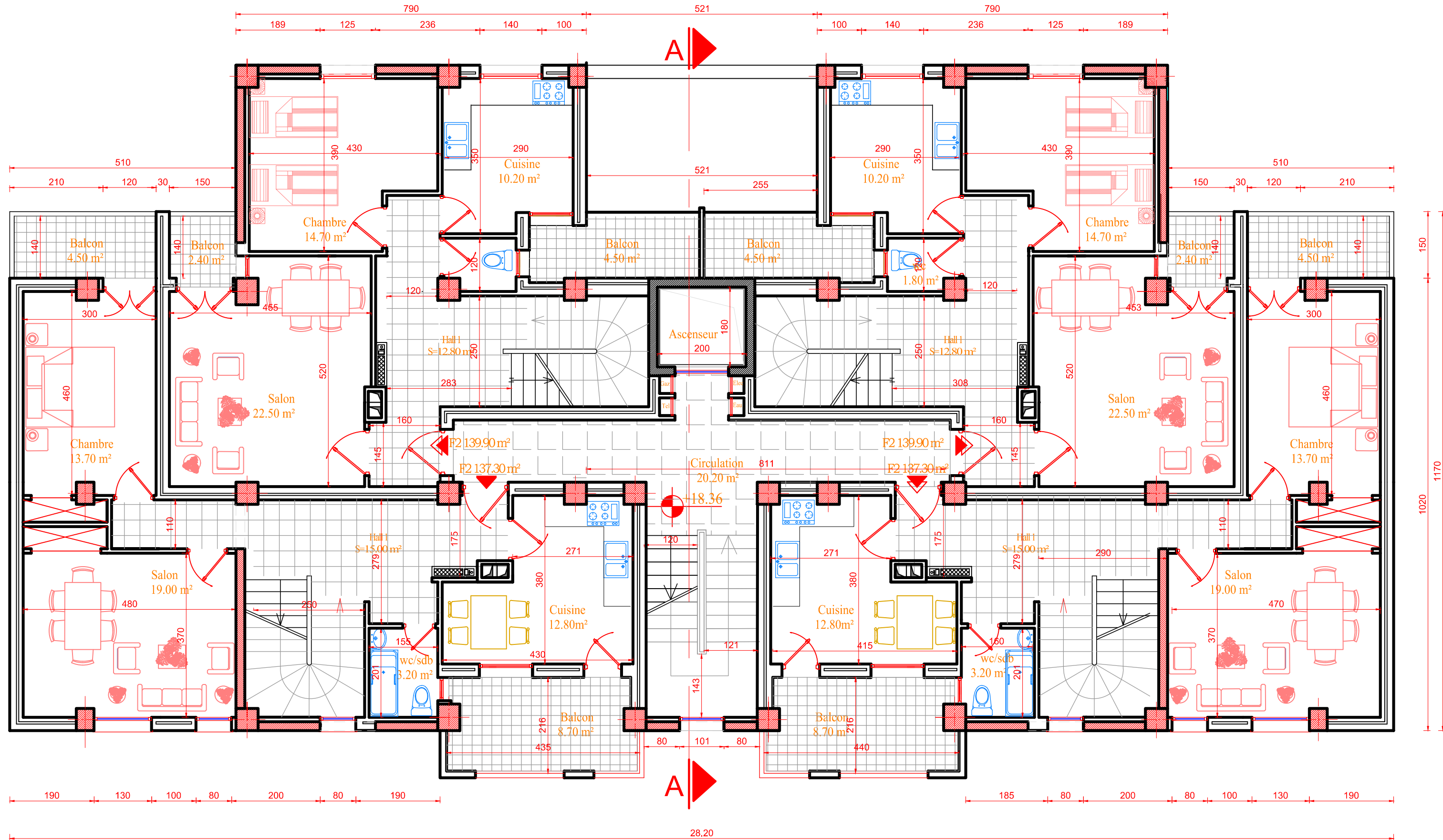
PLAN REZ DE CHAUSSE



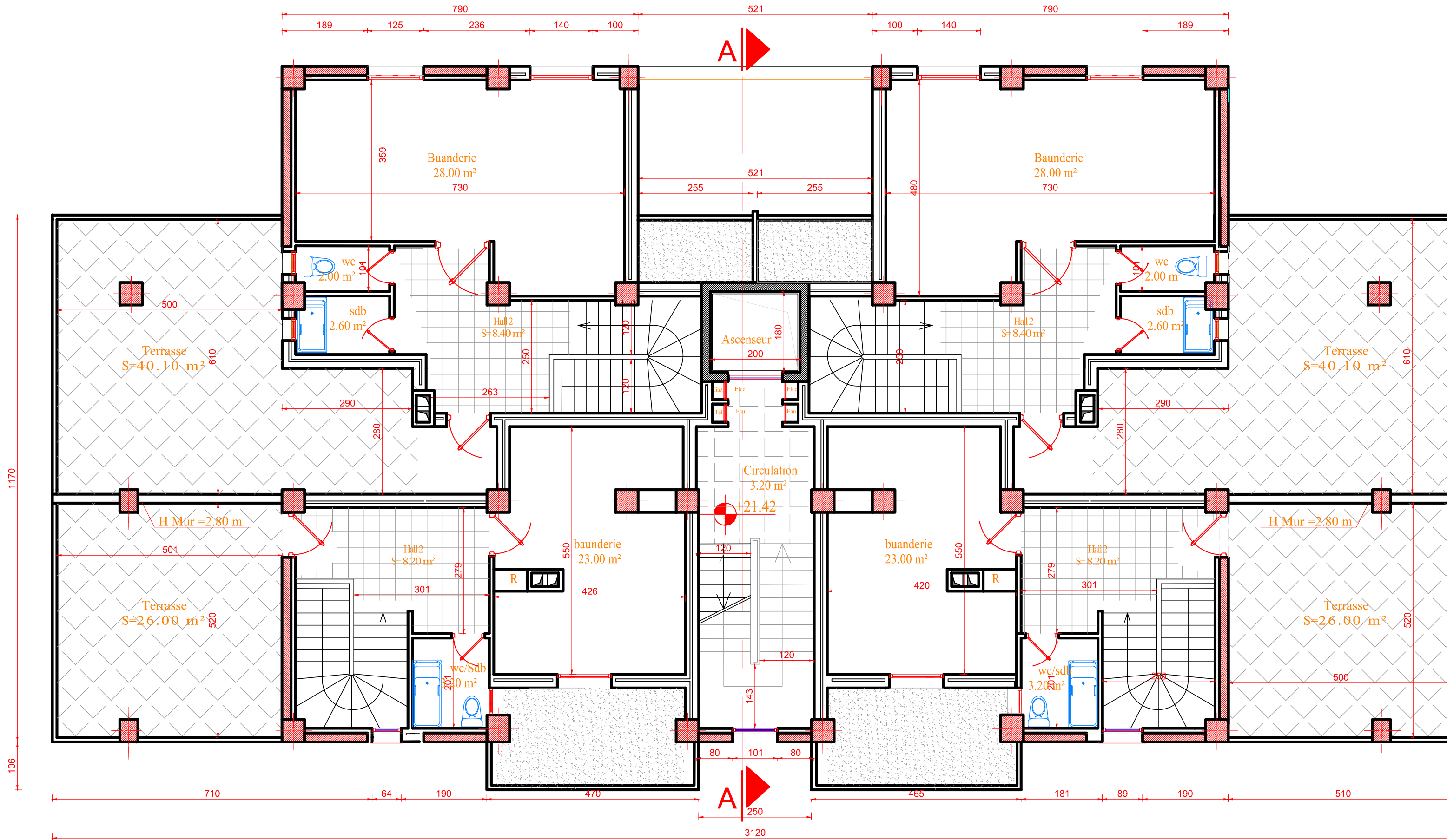
PLAN DE L'ETAGE COURANTS



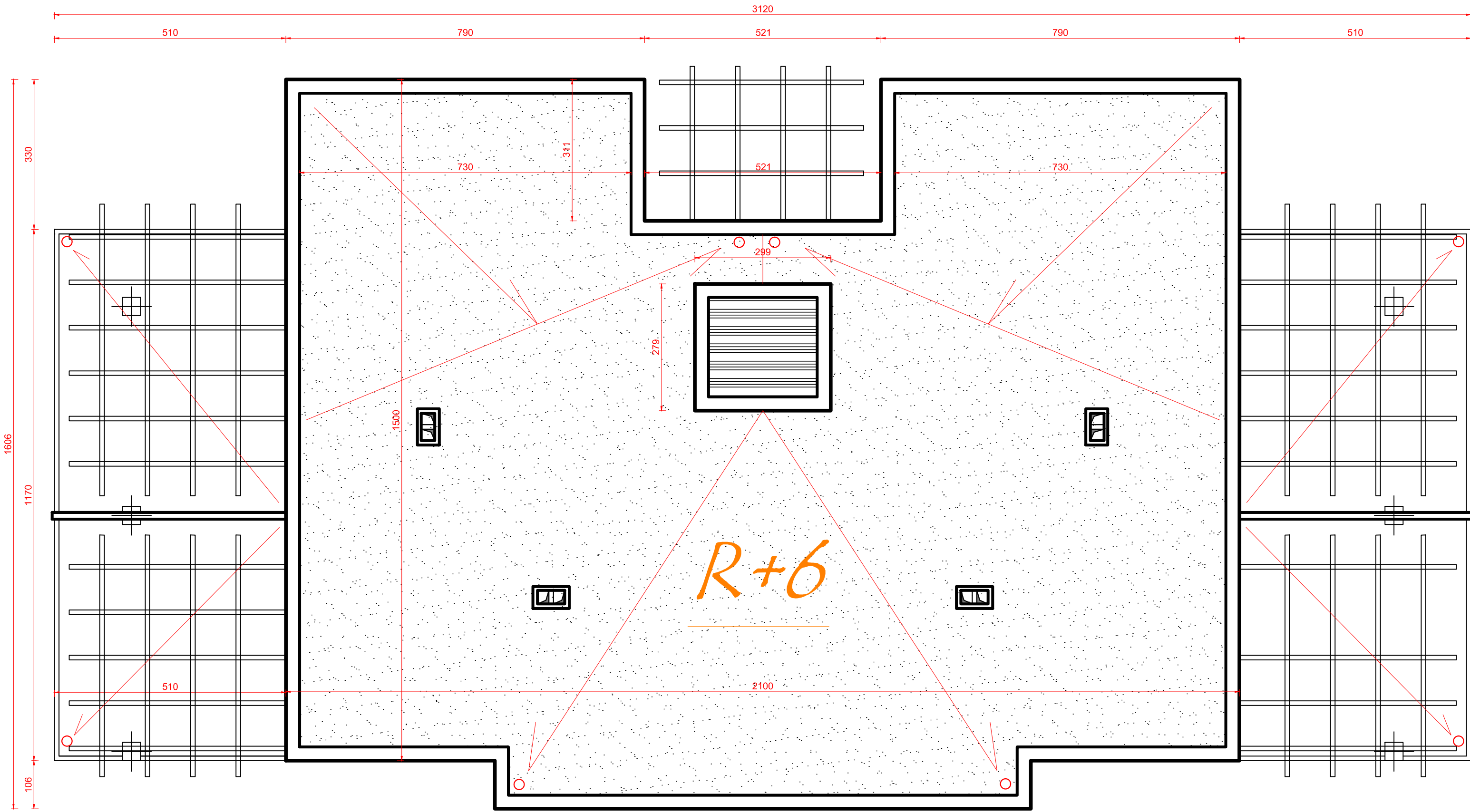
PLAN DU 6eme ETAGE (Logement Duplex)



PLAN BUANDERIE

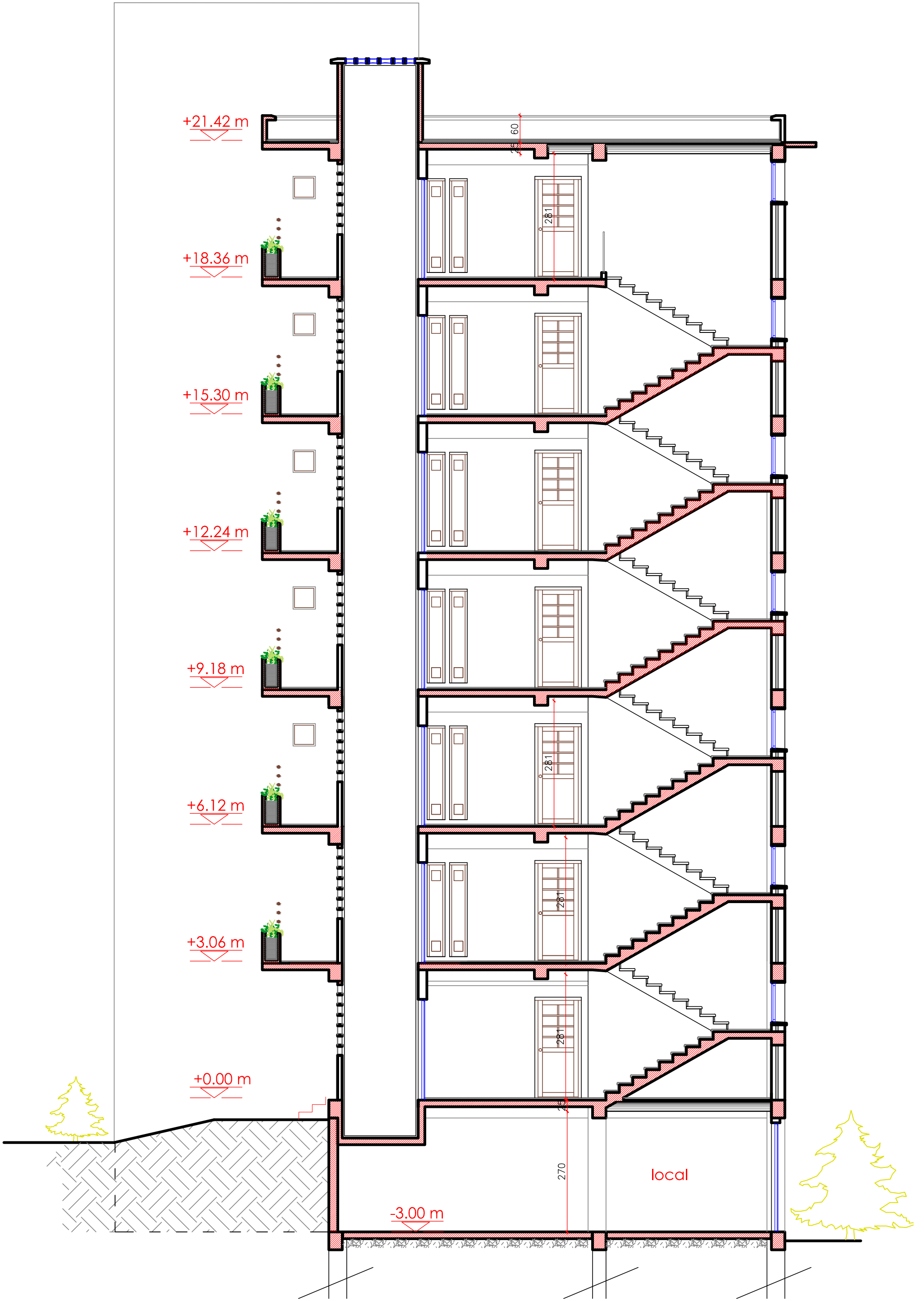


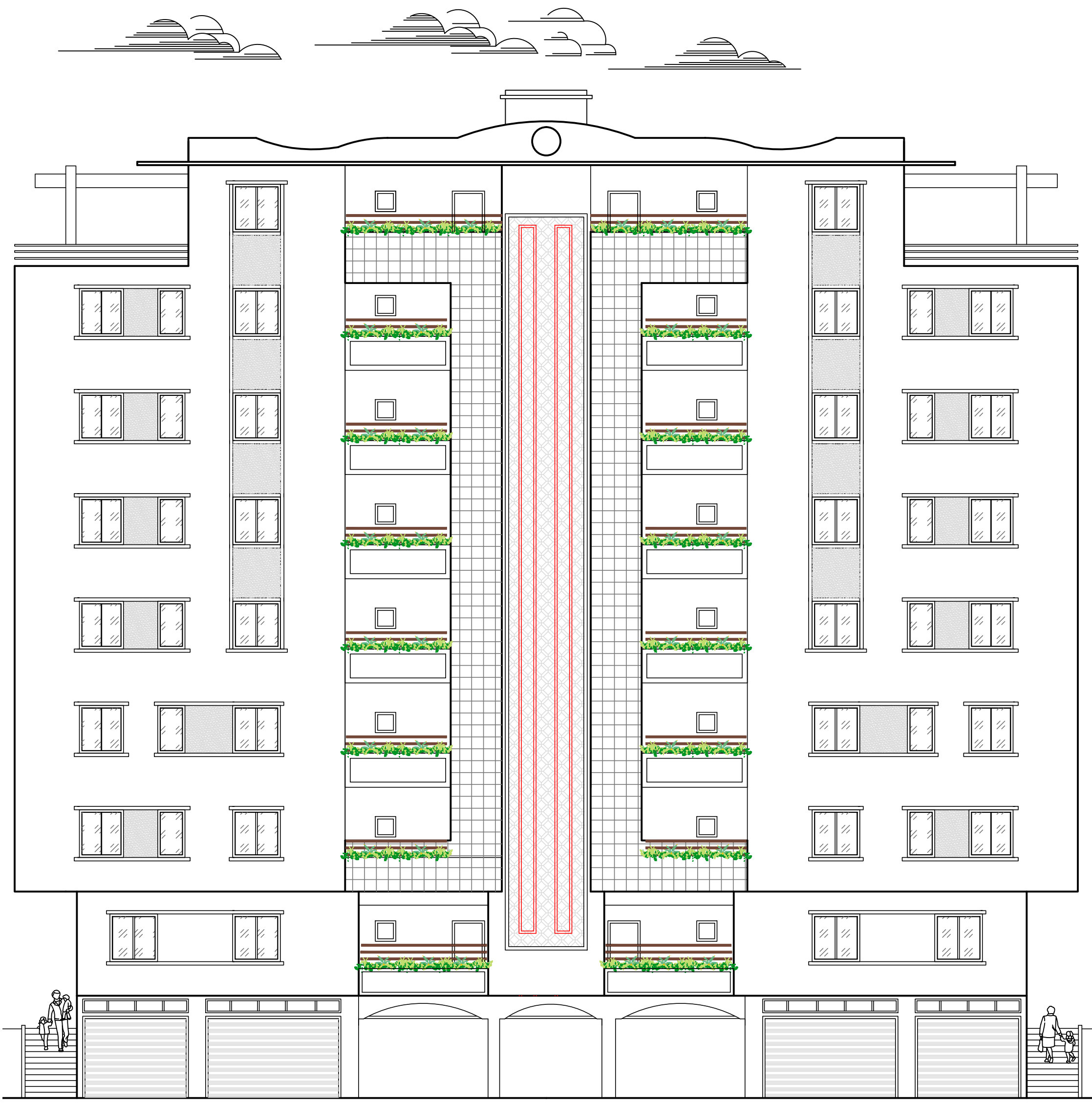
PLAN DE TERRASSE





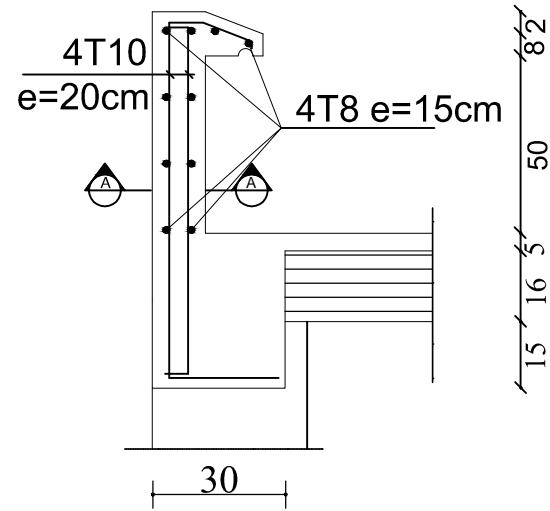
COUPE A-A



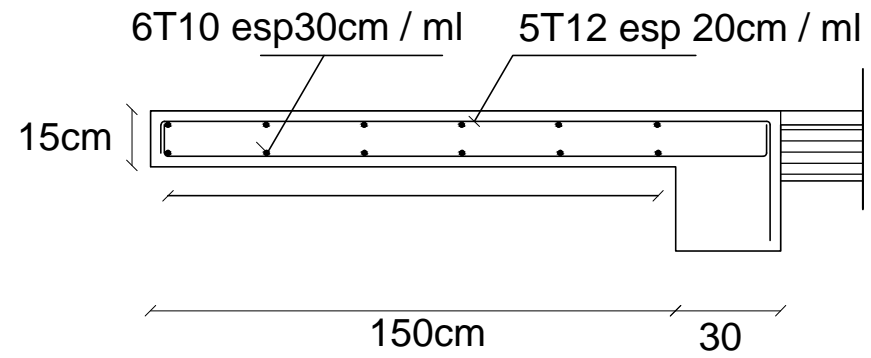


FAÇADE PRINCIPALE (SUD)

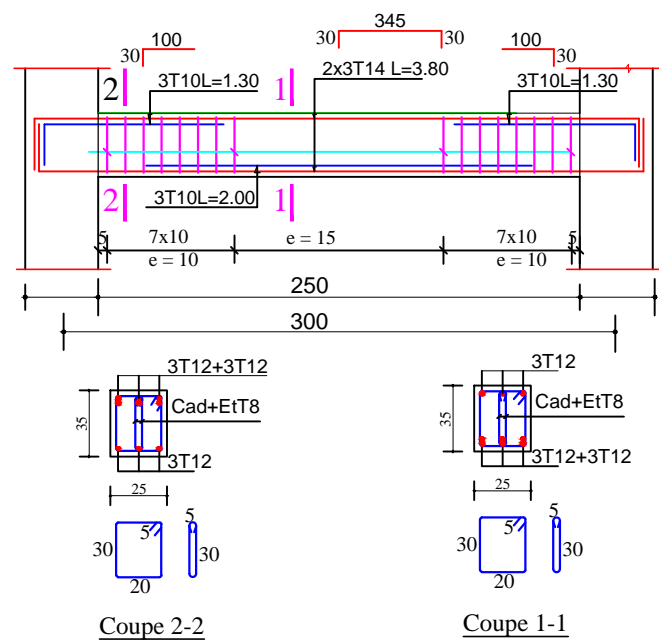
Ferrailage Acrotère



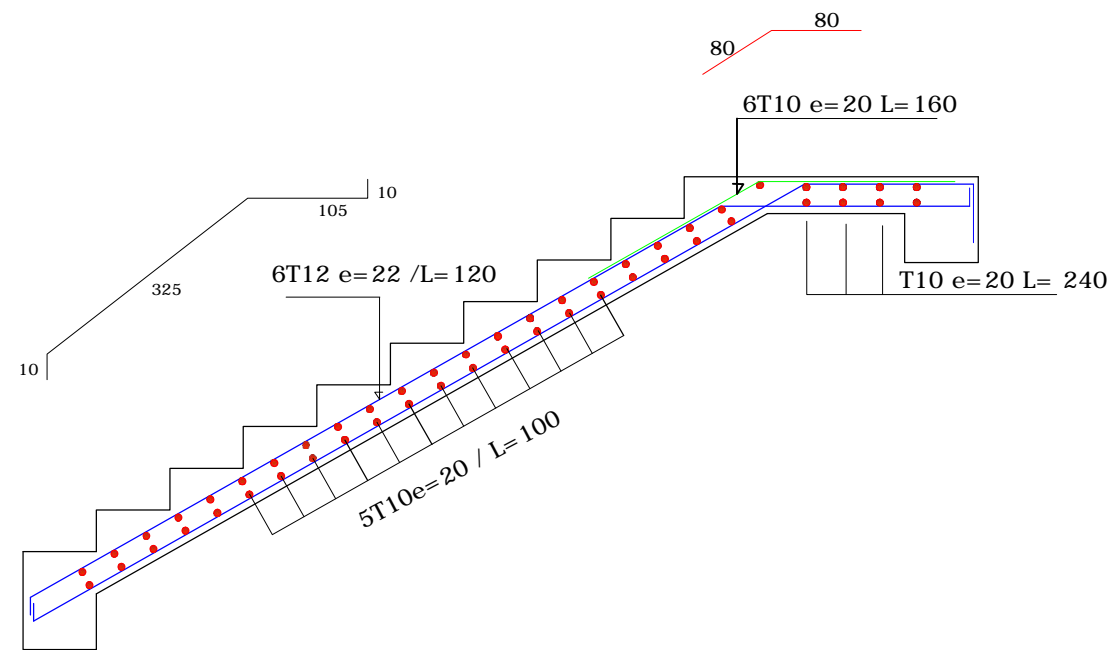
Ferrailage De balcon



Ferrailage Poutre Palier(25x35)



Ferrailage De L'escalier (Etage Courant)



PROJET DE FIN D'ETUDE : ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+ES) A USAGE D'HABITATION + ES COMMERCIAL CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME			
PLAN DE FERRAILAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE			
Promotion:	2021		
Etudié par:	LADJLM	Echelle:	
	KORSANE.S	Plan N° :	01

Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

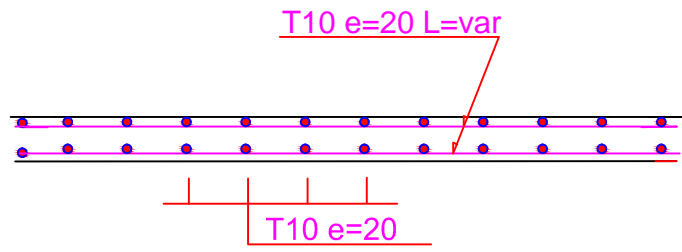
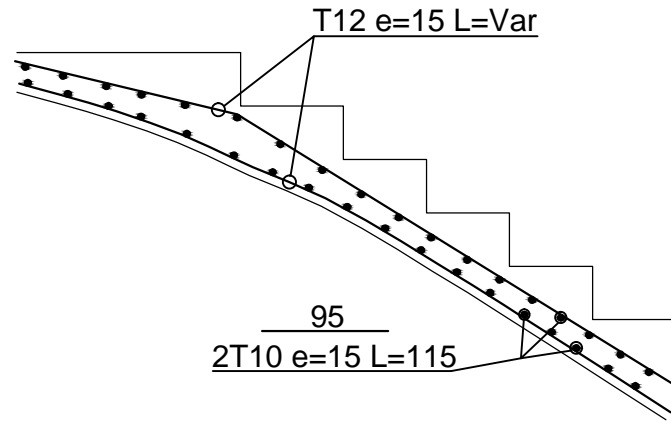


Schéma de ferrailage d'escalier balancer

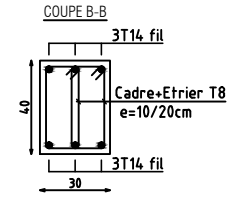
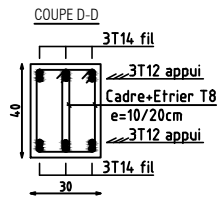
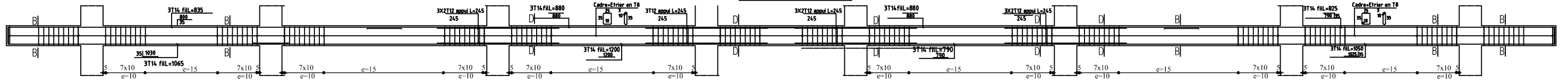


PROJET DE FIN D'ETUDE:
 ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+ES)
 A USAGE D'HABITATION + ES COMMERCIAL
 CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS
 EN BETON ARME

**- COFFRAGE ET FERRAILAGE
 RADIER NERVURE ET VOILE
 périphérique**

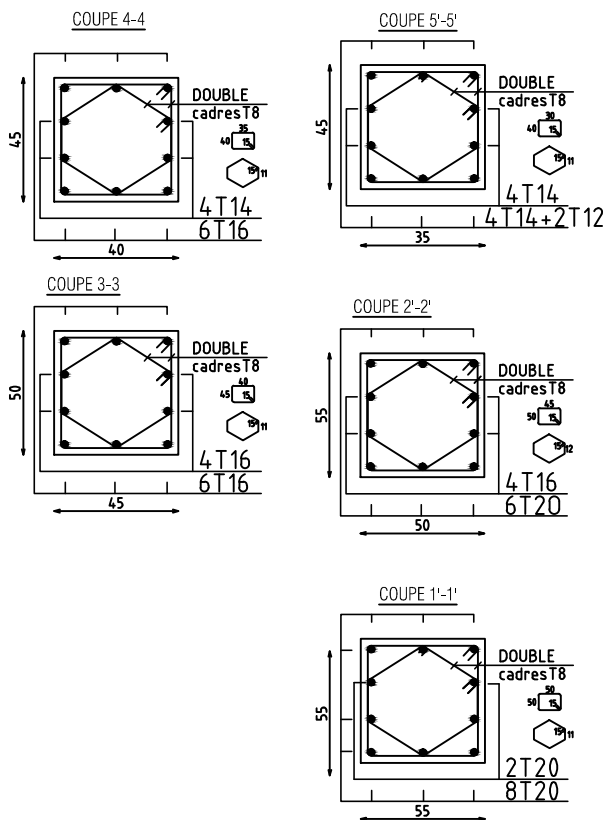
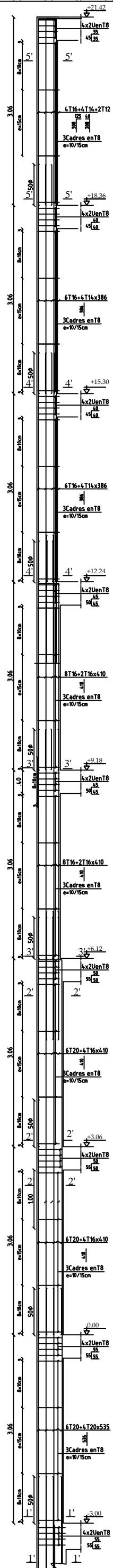
Promo:	2021	
Etudié par:	LADJI.M	Echelle:
	KORSANE.S	Plan N° : 01

CH1: (30x40) Axe A

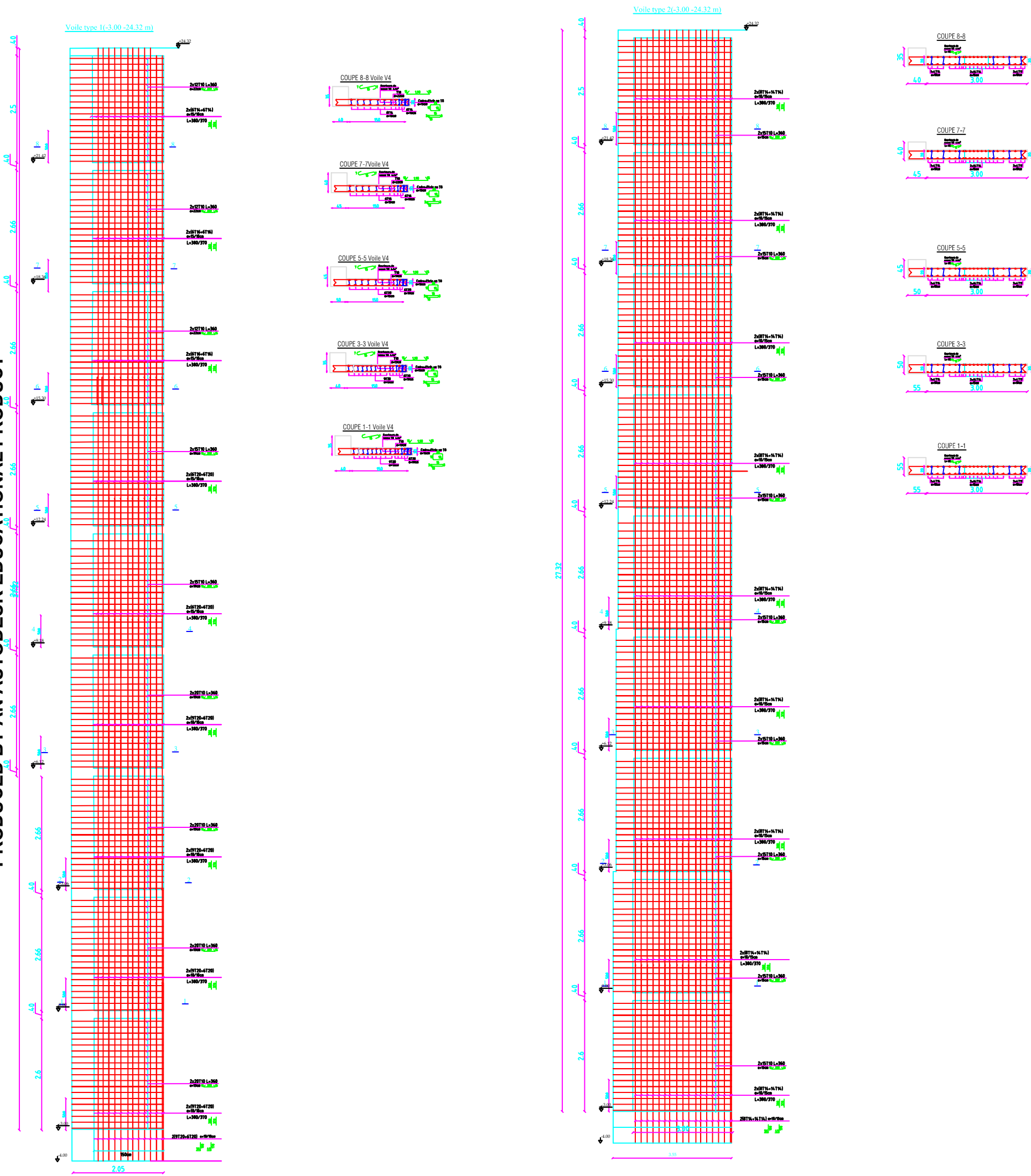


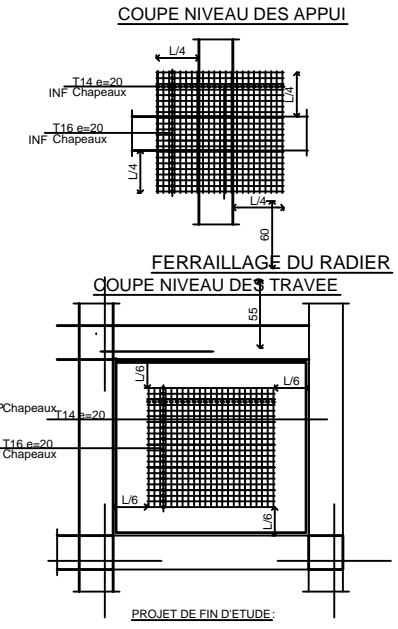
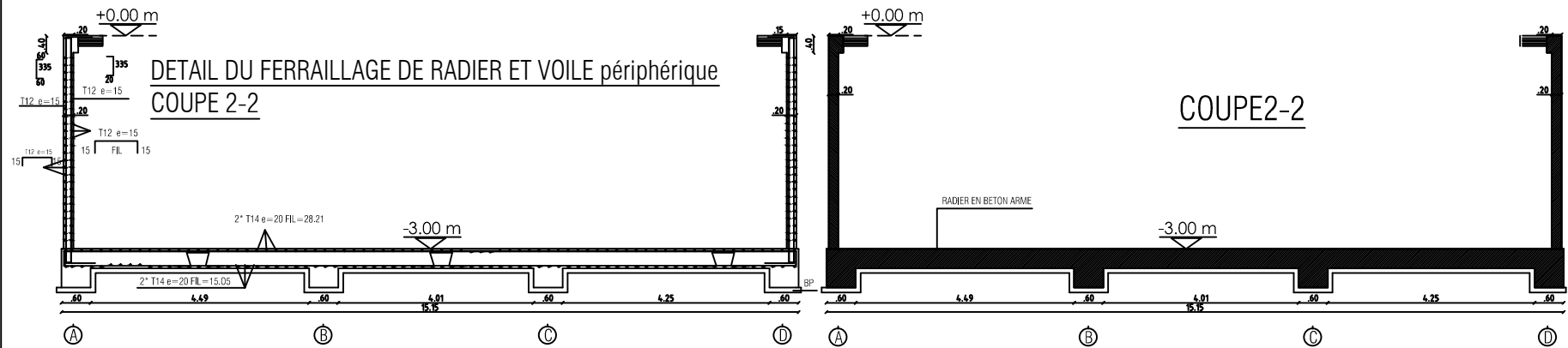
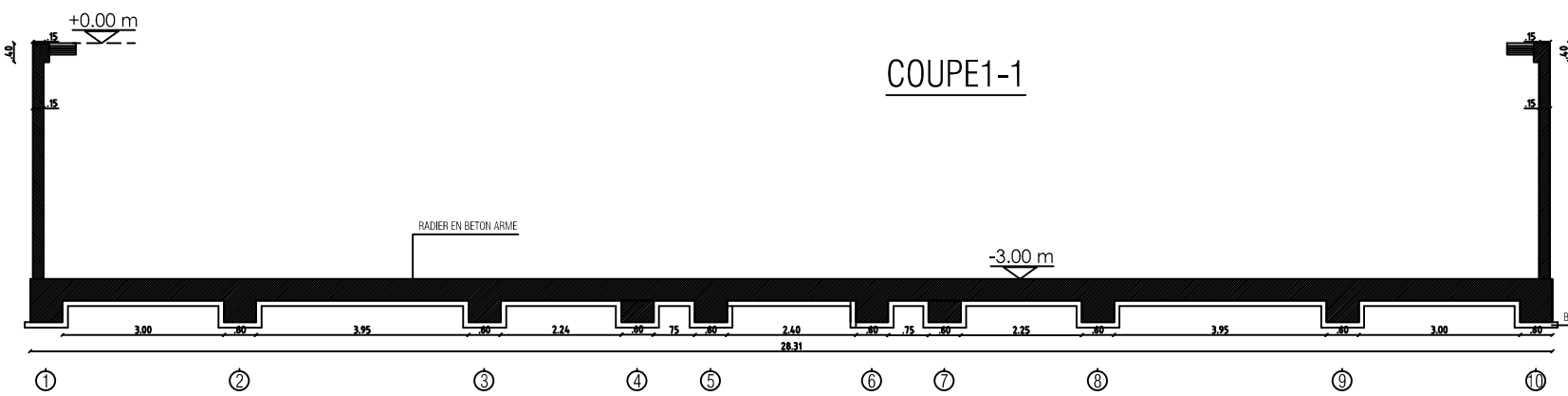
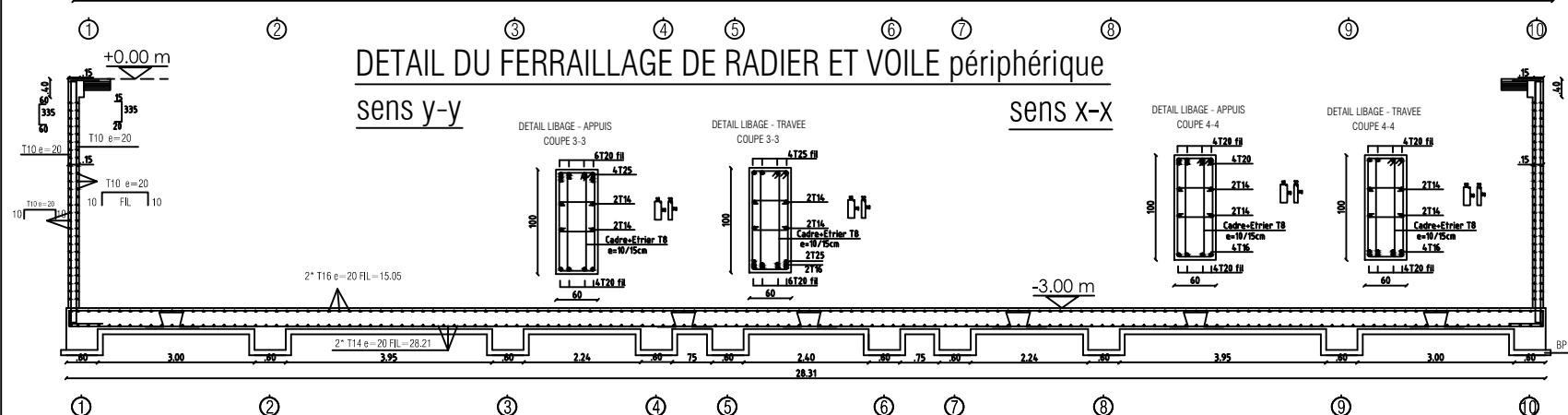
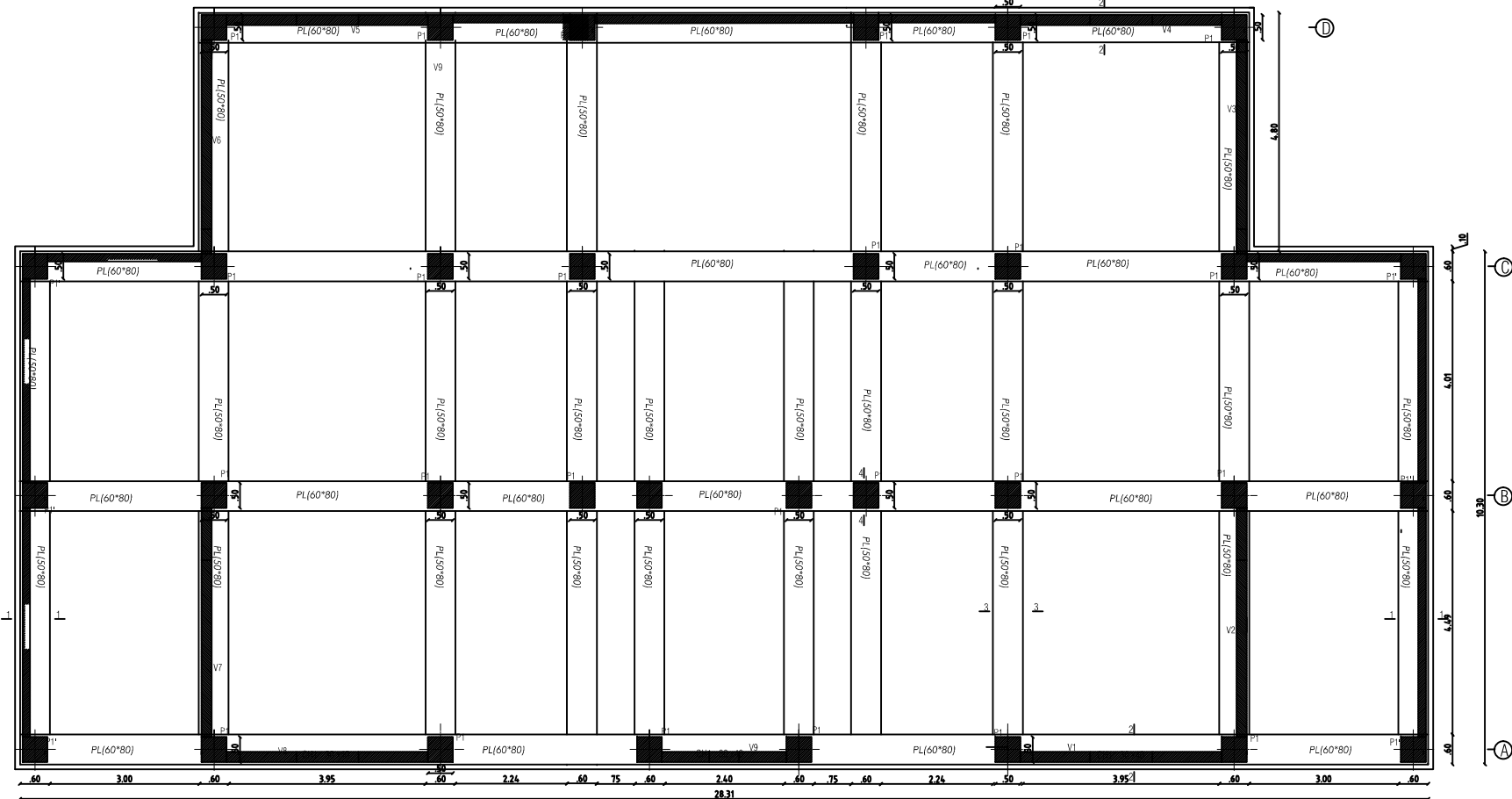
PROJET DE FIN D'ETUDE : ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+ES) A USAGE D'HABITATION - ES COMMERCIAL CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME		
PLAN DE FERRAILLAGE DES poteaux		
Promo:	2021	
Etudié par:	LADJI.M KORSANE.S	Echelle: Plan N° : 01

Poteaux
(55x55)/(55x50)/(50x45)/(45x40)/(40x35)



PROJET DE FIN D'ETUDE: ETUDE D'UN BATIMENT (R.7+ES) A USAGE D'HABITATION + ES COMMERCIAL CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME'		
PLAN DE FERRAILLAGE DES poteaux		
Promo:	2021	
Etudié par:	LADJI.M	Echelle:
	KORSANE.S	N° : 01





ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+ES)
A USAGE D'HABITATION + ES COMMERCIAL
CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS
EN BETON ARME

**- COFFRAGE ET FERRAILLAGE
RADIER NERVURER ET VOILE
périphérique**

Promo:	2021	
Etudié par:	LADJ.M	Echelle:
	KORSANE.S	Plan N° : 01