

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en

Génie civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+11+sous-sol) en béton armé à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portique)

Préparé par :

YOUSSEFI ADEL

MPOFU MBONISI BHEKINKOSI

Encadré :

Mr. ABDELHALIM BOUROUBA

Année Universitaire 2023_2024.

Remerciements

*Tout d'abord, nous tenons à remercier **Allah le tout-puissant** de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur **Mr. Bourouba** que nous avons apporté pour faire aboutir ce travail. Il nous a soutenu et guidé dans notre travail et nous a aidé à trouver des solutions pour avancer.*

Nous remercions aussi les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter le jugement de notre travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et que par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Quoi que de plus que de pouvoir partager les meilleurs moments de sa vie avec les être qu'on aime.

Tout d'abord je rends grâce à Dieu, qui m'a éclairé et ma permis de surmonte les différentes étapes de ma vie estudiantine.

Ce modeste travail est dédié :

A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.

A mon très chère père, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études

A mes chères sœurs et mon cher frère louanas.

A tous mes amis sans exception.

A tous mes enseignants qui nous ont bien enseigné.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en premier lieu à mes très chers parents en témoignage de ma reconnaissance envers le soutien, les sacrifices et tous les efforts qu'ils ont fait pour mon éducation ainsi que ma formation.

Je le dédie également à:

A mes chères sœurs

A mes grands-parents.,

A toute ma famille, et mes amis,

A tous ceux qui ont une relation de près ou de loin avec la réalisation du présent mémoire, je vous dis :

« MERCI ».

Mbonisi Bhekinkosi Mpofo

Table de métiers

Introduction général.....	1
Chapitre I. Généralités.....	2
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Caractéristique de la structure	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques	3
I.2.2. Données de site	3
I.2.3. Description structurale	3
I.2.4. Choix du contreventement	4
I.3. Règlements et normes utilisés	4
I.4. Etats limites	4
I.4.1. Définition	4
I.4.2. les hypothèses de calcul	5
I.4.2.1. E.L.U	5
I.4.2.2 E.L.S	5
I.5. Actions et sollicitations	5
I.5.1. les actions	6
I.5.1.1. Définitions	6
I.5.1.2. Valeurs caractéristiques des actions.....	7
I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions	7
I.5.2. Les sollicitations.....	7
I.6. Caractéristique des matériaux	7
I.6.1. Le béton.....	7
I.6.1.1. Définition.....	7
I.6.1.2. Composition du béton.....	13
I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton	15
I.6.2. L'acier	15

I.7. Hypothèses de calcul.....	15
I.7.1 Calcul aux états limites de services.	14
I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance	15
Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments.....	16
II.1.Introduction.....	17
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	17
II.2.1. Les poutres :.....	17
II.2.1.1. Les poutres principales	17
II.2.1.2 : les poutres secondaires	17
II.2.2. Poteaux	18
II.2.3. Les voiles	18
II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :.....	19
II.4. Evaluation des charges est surcharges.....	19
II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :.....	27
II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant	27
II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.....	27
II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers	28
II.5. Descente de charge.....	32
II.6. conclusion	41
Chapitre III. Etude des éléments secondaire.....	42
III. Introduction.....	42
III.1. Étude des poutrelles	42
III.1.1.Méthode Forfaitaire	42
III.1.2.Méthode de Caquot	44
III.2.Étude des dalles pleines	61
III.2.1.Panneau de dalle(Dp1) sur 4(appuis) étage commerciale.....	62
III.2.2.Panneau DP2 (3 appuis) balcons	65

III.2.3. Panneau DP3 (4 appuis).....	67
III.3. Etude l'acrotère.....	70
III.3.1 Hypothèses de calcul	70
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges	71
III.3.2.1 Charge horizontale (Charge sismique)	71
III.3.3 Calcul des sollicitations	71
III.3.4 Ferrailage de l'acrotère	73
III.4. Etude des escaliers.....	76
III.4.1. Etude de la volée	76
III.5. Etude de La poutre palière	83
III.6. Etude de la poutre de chinage.....	86
Chapitre IV. Etude sismique.....	89
IV. Introduction.....	91
IV.1.1. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003.....	91
IV.1.2. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003.....	91
IV.1.3. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)	91
IV.1.4. Site (A3.3. /RPA99/2003)	91
IV.1.5. Système de contreventement (A3.4. /RPA99/2003)	91
IV.1.6. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)	92
IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	92
IV.2.1. Méthodes utilisables (A4.1.1. /RPA99/2003)	92
IV.2.2. Condition d'application la méthode statique équivalente(A.4.1.2)	93
IV.2.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3. /RPA99/2003).....	93
IV.2.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003).....	93
IV.2.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis.....	93
IV.2.3.3. Programme utilisé pour la modélisation.....	93
IV.2.3.4. Coefficient d'accélération de zone A.....	94
IV.2.3.5. Facteur de qualité	94

IV.2.3.6.Coefficient de comportement global de la structure "R"	95
IV.2.3.7.Coefficient de pondération " β "	95
IV.2.3.8.Pourcentage critique d'amortissement " ξ (%)"	95
IV.2.3.9.Spectre de réponse sismique (A4.2.3. R.P. A99/2003).....	95
IV.3.Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale.....	96
IV.3.1.Taux de participation massique.....	96
IV.3.2.Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau	97
IV.3.3.Justification sismique de la structure.....	97
IV.3.4.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003).....	99
IV.4.Justification de la sécurité de l'ouvrag	99
IV.4.1.Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003).....	99
IV.4.2.Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003).....	100
IV.4.3.Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003).....	101
IV.5.Conclusion	102
Chapitre V. Etude des éléments structuraux	103
V. Introduction	104
V.1.Étude des poutres.....	104
v.1.2.Recommandations du RPA99v2003	104
v.1.3.Dispositions constructives des portiques	104
v.1.4.Diagramme des efforts tranchants V.....	105
v.1.5.Diagrammes des moments fléchissant	105
v.1.6.Calcul du ferrailage	105
v.1.7.Vérification des armatures selon le RPA 99.....	108
v.1.8.Vérification à l'ELU	109
v.1.9.Vérification à l'ELS	109
v.2.Étude des poteaux.....	110
v.2.1.Introduction.....	111
v.2.2.Recommandations du RPA99 (version 2003)	113

v.2.2.1. Armatures longitudinales	113
v.2.2.2. Armatures transversales	113
v.2.2.3. Sous combinaison statique (ELU, ELS)	113
v.2.2.4. Diagrammes des efforts trancha.....	114
v.2.2.5. Vérification de l'effort normal réduit	115
v.2.2.6. Calcul du ferrailage.....	116
v.2.2.7. Ferrailage transversale	117
v.2.2.8. Vérifications.....	117
v.3. Ferrailage	118
v.4. Étude des voiles	118
v.4.1. Introduction.....	126
v.4.1.2. Recommandations du RPA99.....	126
v.4.1.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal	126
v.4.1.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	126
v.4.1.5. Les Voiles à étudier.....	127
v.4.1.6. Schémas de ferrailage V_{x4}	129
v.4.1.7. Schémas de ferrailage V_{y1}	135
v.4.1.8. Schémas de ferrailage voile V_{x1}	137
Chapitre VI. Etude de l'infrastructure	138
VI.1. Introduction	139
VI.2. Choix du type des fondations	139
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	139
VI.4. Etude des fondations	139
VI.5. Voile périphérique :	157
VI.5.1. Introduction	157
VI.5.2. Dimensionnement des voiles	157
VI.5.3. Caractéristiques du sol	157
VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges	158
VI.5.5. Ferrailage du voile	158
Conclusion générale	163.

Liste des figures

Fig I.1 : Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	9
Fig I.2 : : diagramme des contraintes du béton à ELU.....	10
Fig I.3 : diagramme des contraintes de béton à ELS.....	11
Fig. I.4 : diagramme contrainte déformation de l'acier	14
Fig. II.1 : coupe verticale d'un voile.....	19
Fig. II.2: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	20
Fig. II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles	21
Fig. II.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	21
Fig. II.5 : coupe verticale de l'escalier.....	24
Fig.II. 6: schéma statique de l'escalier étage courant	25
Fig.II.7: schéma statique de l'escalier RDC	25
Fig. II.8:Coupe de l'acrotère	26
Fig. II.9 : coupe transversale dans le plancher T.I.....	27
Fig. II.10 :Coupe transversale dans le plancher étage courant.....	27
Fig.II.11: Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	28
Fig.II.12 : murs extérieurs.....	29
Fig.II.13 :murs intérieurs	29
Fig.II.14 : section brute (Br)	39
Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	42
Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée	43
Fig.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	43
Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	43
Fig. III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	61
Fig.III.6: panneau de dalle (poste transforme).....	62
Fig.III.7 : Section de la dalle pleine a ferrailé	63
Fig. III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme	64
Fig.III.9 : Panneau balcon.....	65
Fig.III.10 : Schéma de ferrailage de dalle balcon	67
Fig.III.11 : panneau de dalle (poste transforme).....	67
Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme	70
Fig.III.13 : Coupe transversale de l'acrotère	70
Fig.III.14 : Section à ferrailer	73

Fig.III.15 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	76
Fig.III.16 : Schéma statique de l'escalier etage courant	76
Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de la l'escalier etage courant.....	80
Fig.III.18 : Schéma statique de l'escalier RDC	80
Fig.III.19 : Schéma de ferrailage de la l'escalier RDC.....	83
Fig.III.20 : schéma Statique de la poutre palière	83
Fig.III.21 : schéma de ferrailage de la poutre palière	86
Fig.III.22 : Schéma statique de la poutre de chinage	86
Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre de chinage	88
Fig.IV.1 : Limite des décrochements en plan.	92
Fig.IV.2 : Limites des décrochements en élévation.....	92
Fig.IV.3 : Le logiciel ETABS version 16.2.0	93
Fig.IV.4 : Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure	94
Fig.IV.5 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003	96
Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres principales	111
Fig.V.3 : schéma de ferrailage des poutres secondaires	112
Fig.V.4 : Section d'un poteau	119
Fig.V.5 : Zone nodale	120
Fig.VI.1 : schéma de la Semelle isolée de fondation.....	140
Fig.VI.2 : les différentes files des semelles filantes.....	140
Fig.VI.3 : L'effort normal dans chaque poteau da la file la plus sollicitée.....	141
Fig.VI.4 : Transfert des charges sur le radier selon les lignes de rupture	146
Fig.VI.5 : schéma de ferrailage de radier.....	148
Fig.VI.6 : schéma statique du débord	149
Fig.VI.7 : schéma de ferrailage du débord.....	149
FIG.VI.8 : Transfert des charges sur le radier selon les lignes de rupture.....	150
Fig.VI.9 : Schéma statique équivalent de la nervure	150
Fig.VI.10 : Transfert des charges sur le radier selon les lignes de rupture	151
Fig.VI.11 : .Schéma statique équivalent de la nervure	151
Fig.VI.12 :section de ferrailer.....	153
Fig.VI.13 : Schéma de ferrailage des nervures	156
Fig.VI.14 : Répartition des contraintes sur le voile	158
Fig.VI.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	162

Liste des Tableaux

Tab I.1 : fe en fonction du type d'acier.....	13
Tab II.1 : Pour des poteaux carrés	18
Tab II.2 : <i>Les différentes dimensions des voiles</i>	19
Tab II.3 : Les dimensions des escaliers du bâtiment	26
Tab II.4 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher T.I	27
Tab II.5 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers étage courant.....	28
Tab.II.6 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers commerciale.....	28
Tab II.7 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.....	29
Tab II.8 : Évaluation des charges « G » des murs extérieurs et intérieurs.....	30
Tab II.9 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » des palier en dalle plein.....	31
Tab II.10 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » de la volée	32
Tab II.11 : Évaluation des charges « G et Q » pour le poteau P	33
Tab II.12 : Vérification de la résistance	38
Tab II.13 : Vérification au flambement.....	40
Tab III.1 : .Les Types de poutrelles	45
Tab III.2 : .Combinaisons d'action	46
Tab III.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles RDC.....	49
Tab III.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles étage courant	49
Tab.III.5 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles T.I	49
Tab.III.6 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	58
Tab.III.7 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	58
Tab.III.8 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	59
Tab.III.9 : Le ferrailage des différentes poutrelles	59
Tab.III.10 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	60
Tab.III.11 : dimensionnement des panneaux de dalle pleine.....	61
Tab.III.12 : Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	62
Tab.III.13 : Calcul du ferrailage de la dalle	63
Tab III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS (D1)	64
Tab.III.15 : ferrailage de dalle type 2 (balcon)	65
Tab.III.16 : Vérification des contraintes de béton type 2 (balcon	66
Tab.III.17: Calcul du ferrailage de la dalle (type 3)	68

Tab.III.18 : Vérification des contraintes (type 3).....	69
Tab.III.19 : Combinaisons d'action de l'acrotère	72
Tab.III.20 : ferrailage de l'acrotère.....	73
Tab.III.21 : les sollicitations dans l'escalier	77
Tab.III.22 : Ferrailage de l'escalier (Volée, Palier) étage courant	78
Tab.III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton étage	79
Tab.III.24 : les sollicitations dans l'escalier	81
Tab.III.25 : Ferrailage de l'escalier (Volée, Palier) RDC	81
Tab.III.26 : Vérification des contraintes de compression dans le béton RDC	82
Tab.III.27 : les sollicitations dans la poutre palière	84
Tab.III.28 : Résumé des Résultats de Ferrailage de la poutre palier	84
Tab.III.29 : Vérification des contraintes de compression dans le béton (poutre paliere)	85
Tab.III.30 : ferrailage de la poutre de chinage	87
Tab.III.31 : Vérification des contraintes de la poutre de chinage	88
Tab.IV.1 : Valeurs de T1 et T2	91
Tab.IV.2 : Détermination de facteur de qualité Q.....	94
Tab.IV.3 : Détermination du " ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003).....	95
Tab.IV.4 : Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer.....	96
Tab.IV.5 : Mode de vibration de la structure.....	97
Tab.IV.6 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles	98
Tab.IV.7 : vérification de l'effort tranchant à la base	99
Tab.IV.8 : Vérification des déplacements selon x-x et y-y	100
Tab.IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ	101
Tab.IV.10 : Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure.....	102
Tab.V.1 : Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant) Erreur ! Signet non défini.	5
Tab.V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales..... Erreur ! Signet non défini.	06
Tab.V.3 : Sollicitations statique dans les poutres secondaires.....	107
Tab.V.4 : Sollicitations statique dans les poutres porteuse B ₂	107
Tab.V.5 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons.....	108
Tab.V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse	108
Tab.V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	109
Tab.V.8 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :	109
Tab.V.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	110

Tab.V.10 : Vérification de l'état limite de déformation	110
Tab.V.11 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	114
Tab.V.12 : sollicitation statique dans les poteaux.....	115
Tab.V.13 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux :	116
Tab.V.14 : Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités	116
Tab.V.15 : Vérification de l'effort normal réduit	117
Tab.V.16 : résumé le ferrailage des différent section de poteau	117
Tab.V.17 : Armatures transversales des poteaux	118
Tab.V.18 : Vérification du flambement des poteaux	119
Tab.V.19 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	120
Tab.V.20 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	121
Tab.V.21 : Les moments résistants dans les poteaux.....	121
Tab.V.22 : Les moments résistants dans les poutres	122
Tab.V.23 : Vérification de la zone nodale	122
Tab.V.24 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	123
Tab.V.25 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux	126
Tab.V.26 :. Sollicitation statique dans les voiles	128
Tab.V.27 : sollicitation statique dans le voile V_{x4}	129
Tab.V.28 : ferrailage voile V_{x4} S-sol ; RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème})	132
Tab.V.29 : ferrailage du voile V_{x4} (3 ;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	132
Tab.V.30 : Schéma de ferrailage du V_{x4}	133
Tab.V.31 : ferrailage du voile V_{y1} (ssol ;rdc ;1 ^{er} ;2 ^{ème})	134
Tab.V.32 : ferrailage du voile V_{y1} (3 ;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	134
Tab.V.33 : Schéma de ferrailage du V_{y1}	135
Tab.V.34 : ferrailage du voile $V_{x1} + Ex$ (ssol ;rdc ;1 ^{er} ;2 ^{ème}).....	136
Tab.V.35 : ferrailage du voile $V_{x1} + Ex$ (3 ;4;5 ;6;7 ^{ème}).....	136
Tab.V.38 : schéma de ferrailage du V_{y1}	137
Tab.VI.1 : L'effort revenant dans chaque	140
Tab.VI.2 : Section des armatures du radier.....	146
Tab.VI.3 : Résulte calcule des contraintes	148
Tab.VI.4 : vérification des contraintes.....	148
Tab.VI.5 : Sections d'armatures du débord	149
Tab.VI.6 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal a l'ELU	152

Tab.VI.7 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal a l'ELS	153
Tab.VI.8 : Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y)	154
Tab.VI.9 : Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X).....	154
Tab.VI.10: Vérification de l'effort tranchant.....	154
Tab.VI.11 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	155
Tab.VI.12 : Résumé des résultats (Ré-vérification des contraintes)	155
Tab.VI.13: Section des armatures du voile périphérique	159
Tab.VI.14: Vérification de l'effort tranchant	160
Tab.VI.15: Résumé des résultats (vérification des contraintes)	161
Tab.VI.16: Résumé des résultats (Ré-vérification des contraintes)	161.

Introduction générale

I. Introduction général :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, calcul, contrôle, suivi, et expertise et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment de onze étages plus un sous-sol et un rez de chaussée, contreventé par un système mixte (voile-portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre est dédié aux les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escalier et l'acrotère, ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel ETAPS 2016 et une disposition optimale des voiles a été adopté. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Le cinquième chapitre concerne le calcul des éléments structuraux : les poteaux, les poutres, les voiles, ont été ferrailé en tenant compte des sollicitations auquel ils doivent répondre.

Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont des professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment. Le génie civil représente l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages. Les ingénieurs civils ont le rôle de déterminer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent les surfaces de la terre on trouve le phénomène sismique qui a toujours été le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que leur prévision incertaine et leur apparition aléatoire,

pour cela :

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique. Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment contreventé mixte en R+11+sous sol à usage d'habitation.

Chapitre I: Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+11 avec un sous-sol en béton armé .

La structure est implantée sur un terrain relativement plat au lieu-dit Lota section N17 IIOT N129 a El KSEUR wilaya Bejaia. Cette région est classée en zone **Ila** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003)

Le bâtiment est composé de :

- Sous-sol à usage parking.
- Le rez de chaussée (RDC) à usage commercial.
- Le 1^{er} étage jusqu'au 11^{eme} étage à usage habitation.

I.2. Caractéristique de la structure:

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

- ✓ Largeur en plan.....**15.85m.**
- ✓ Longueur en plan.....**22.65m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**35.64m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol.....**3.6m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**3.96m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**2.88m.**

I.2.2. Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué par une couche de remblais, des argiles limono sableuses beiges, des argiles marneuses limono –sableuses grisâtres avec passages graveleux par endroits.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,75 \text{ bars pour un ancrage } D=4\text{m}$

I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** :
Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** :
Elle assure les fonctions suivantes :
 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitons des tassements à des valeurs admissibles

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques - voiles).

I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ **Règlement parasismique Algérien 99 /version 2003.**
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2 : **Charges permanente et charges d'exploitation.**
- ❖ BAEL91/version 99 : **Le béton armé aux états limites**
- ❖ DTR BC2.33.2 : **Règles de calcul des fondations superficielles**

I.4. Etats limites : (BAEL91)

I.4.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2. les hypothèses de calcul :

I.4.2.1. E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $(\sigma = E\varepsilon)$
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5.Actions et sollicitations :

I.5.1 les actions :

I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitation.
- ❖ Des charges climatiques

I.5.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :

➤ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+ \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{oi} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU: $1,35G+1,5Q$
ELS : $G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q+E$
 $0,8G+E$

I.5.2. Les sollicitations :

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

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1. Le béton :

I.6.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2. Composition du béton:

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 / Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 / de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (} 5 < D_g < 15\text{mm) .} \\ \text{Gravier (} 15 < D_g < 25\text{mm) .} \end{array} \right.$

175 / d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2300 Kg/m^3 .

I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPA) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPA.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

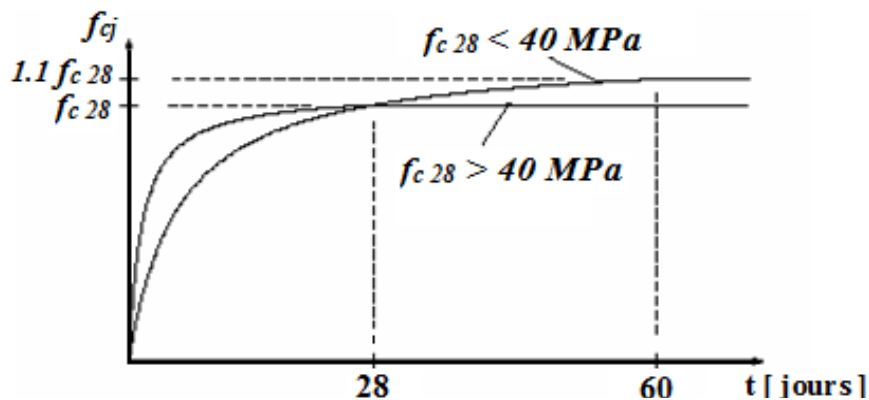


Fig.I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350 kg de ciment portland artificiel (CPT425), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 25 et 29 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

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

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

✓ Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

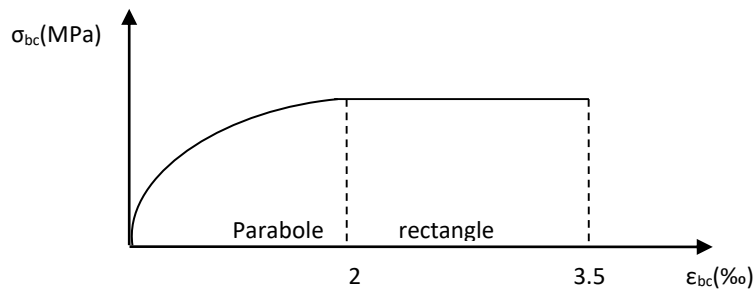


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

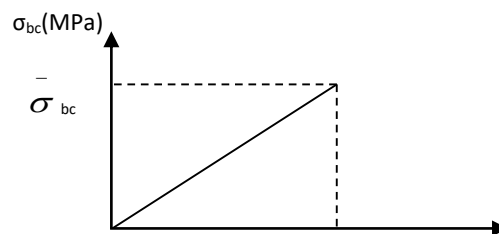


Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$

d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPA.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

1.6.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. **Contrainte limite :**

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

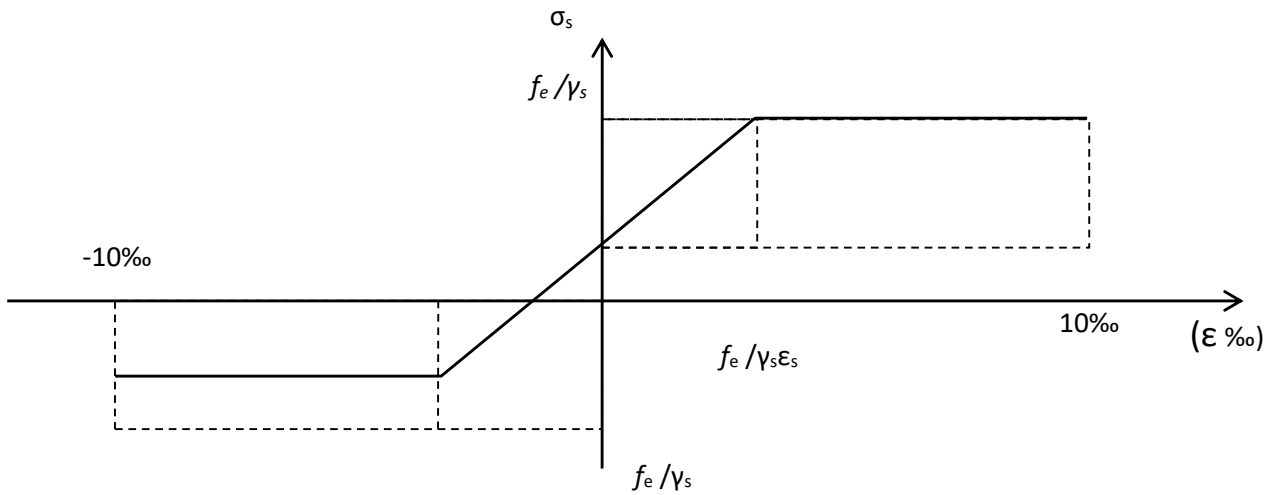


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

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

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Calcul aux états limites de services :

- 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 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- 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

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$.
- ✓ $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les règles et les prescriptions des règlements mis en vigueur .

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

II.2.1.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On suppose des poteaux de (30×30) cm².

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 510 - 30 = 510$ cm)

D'où:

$$L_{\max} = 510 \text{ cm.} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 40$ cm**

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40 / 30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 470 - 30 = 440$ cm)

$$L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm.}$$

On prend: **$h = 35$ cm**

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA99/version 2003 .

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \cdot h = (30 ; 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \cdot h = (30 ; 35) \text{ cm}^2$

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Tableau.II.1 : Pour des poteaux carrés:

Niveau	Dimensionnement ($b \cdot h \text{ cm}^2$)
R.D.C, 1 ^{er} étage, sous-sol :	60 × 60
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage:	55 × 55
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage:	50 × 50
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage:	45 × 45
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	40 × 40
10 ^{eme} et 11 ^{eme} étage	35 × 35

II.2.3. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$ (2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$ (3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Sous-sol:

$$h_e = 360 - 20 = 340 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = 17 \text{ cm}$$

L : Longueur du voile.

$$e \geq 17 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles de sous-sol une épaisseur de :

$$e = 20 \text{ cm.}$$

$$L = 80 \text{ cm}$$

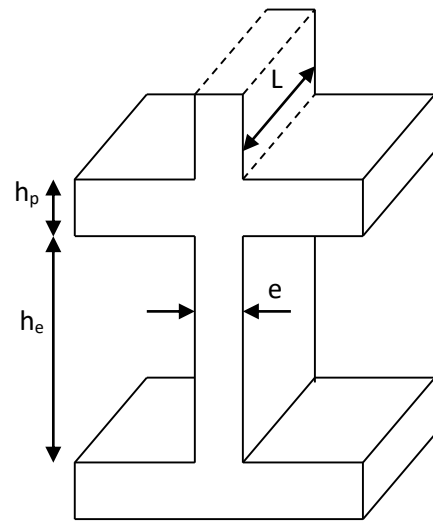


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau. II.2. Les différentes dimensions des voiles

Etage	H étage (m)	h _e libre (cm)	h _e / 20 (cm)	« e » adopté (cm)
Sous-sol	3.60	340	17	20
RDC	3.96	376	18.8	20
Etage courant (1er à 6 ^{ème})	2.88	268	13.4	20
Etage courant (7ème à 11ème)	2.88	268	13.4	15

II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. Les planchers :

- **Définition** : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (meubles, véhicules, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleines pour les balcons.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. 2.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

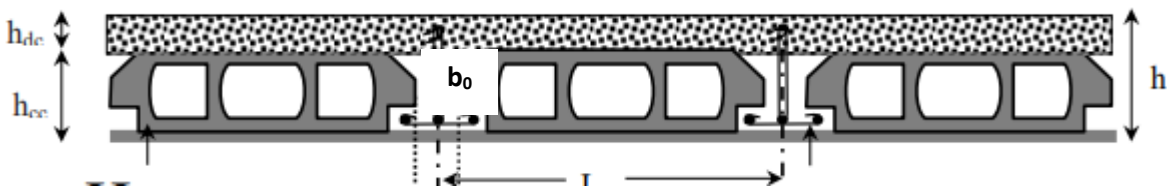
$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{dc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{dc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.



II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3).



Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

$b=65\text{cm}$, $b_0=10\text{cm}$

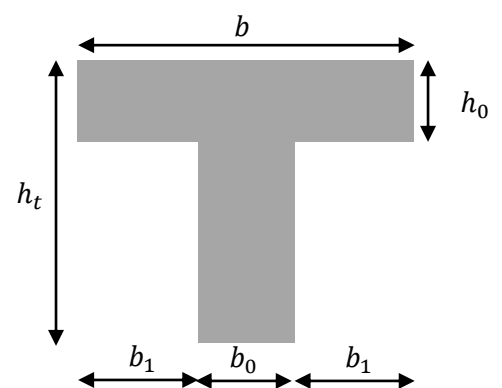


Fig. II.4. Coupe transversale poutrelle

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

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

$$L_y = 305 - 30 = 275 \text{ cm}$$

Donc : $L_x = 55 \text{ cm}$; $L_y = 275 \text{ cm}$.

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{275}{10}\right) = 27.5 \text{ cm}$$

Soit : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h_t = 20 \text{ cm}$**

b). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ Coupe-feu :

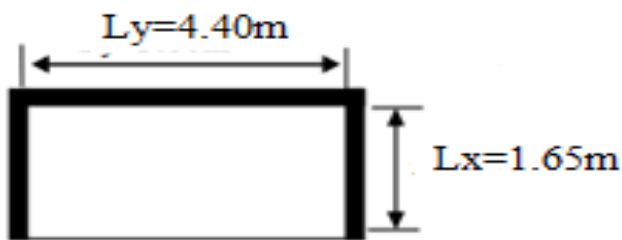
$e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu.

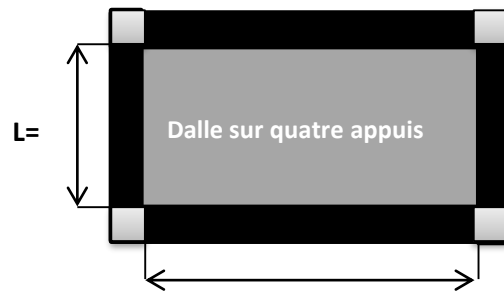
Notre projet comporte un type de dalle pleine 4appuis :

Dalle sur quatre appuis $\rho = 0.63 > 0.4 \rightarrow \frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40}$ (dalle de l'ascenseur)

$4.67 \leq e \leq 5.25$ on opte pour $e=15\text{cm}$



Dalle sur quatre appuis



Dalle sur quatre appuis

On voit bien que pour les dalles pleines sur deux ou trois appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. on opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=15\text{cm}$

Pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15cm** à cause de chargement important de l'ascenseur.

c). Les escaliers :

c.1). Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

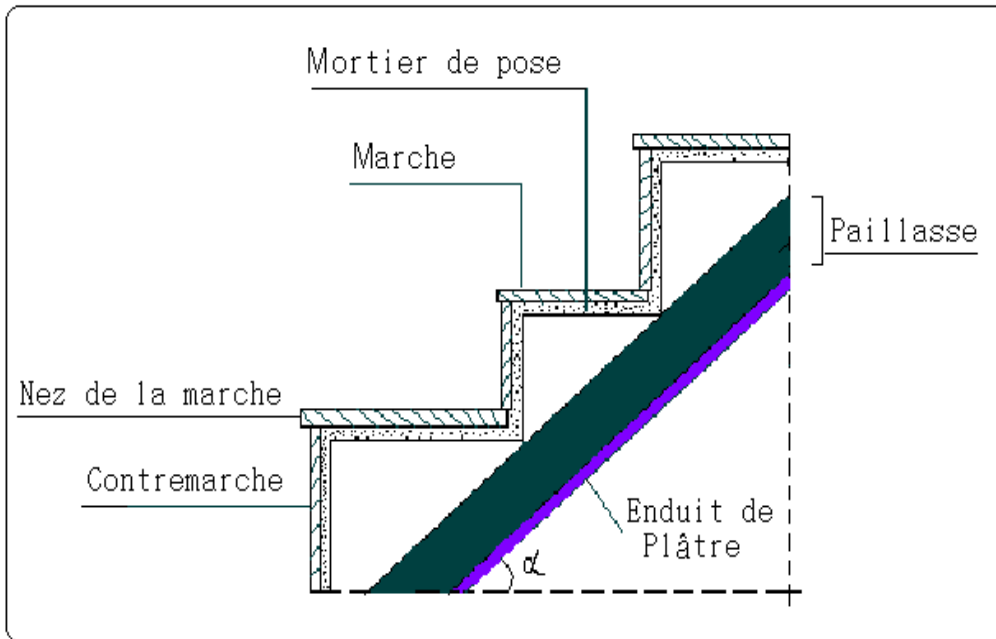


Fig.II.5. Coupe verticale de l'escalier.

c.2). types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées.

c.3).Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$- \quad g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

A). Escalier du RDC et étages courants:

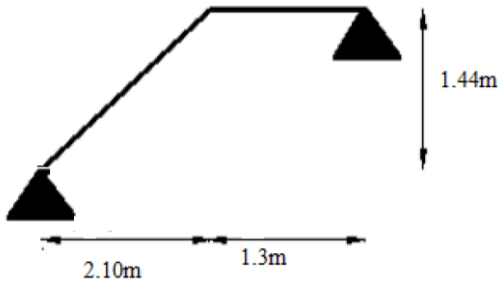


Fig.II.6. schéma statique d'escalier Étages courant

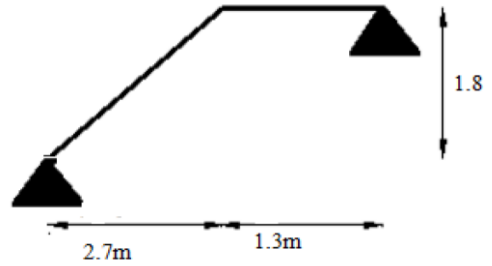


Fig.II.7. schéma statique d'escalier RDC

- Première et deuxième volée pour étage courant :

- Épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1,3 + (2,1^2 + 1,44^2)^{0,5} = 3,85\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{385}{30} \leq e \leq \frac{385}{20} \Rightarrow 12,83\text{cm} \leq e \leq 19,25\text{cm} \text{étages courants}$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 210 \text{ cm}$; $H = 144 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 562n + 288 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{144}{8} = 18 \Rightarrow h = 18cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h=18cm$.

Tableau.II.3.Les dimensions des escaliers du bâtiment :

Niveau d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L_v (m)	H (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC	1 et 2	1,3	2,7	3,24	1,8	33,69	10	18	30	20
Etages courants	1 et 2	1,3	2,1	2,55	1,44	34,41	8	18	30	15

L'acrotère :

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

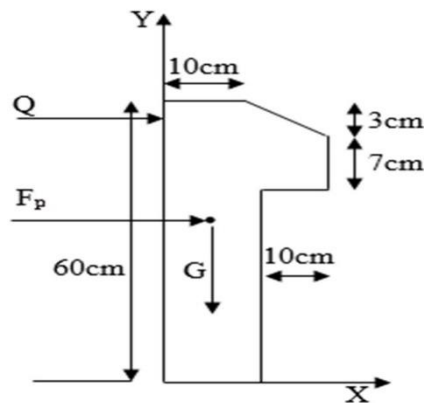


Fig.II.8.coupe de l'acrotère.

II.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :

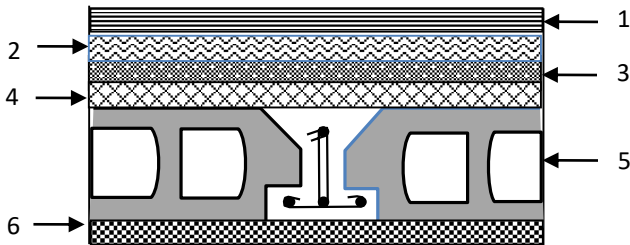


Fig.II.9.Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

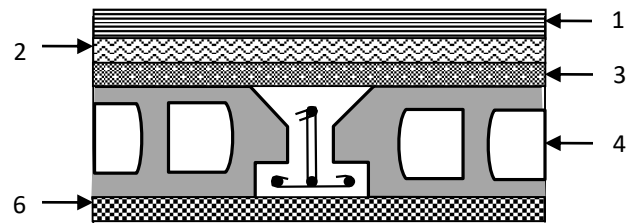


Fig.II.10.Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau.II.4.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers T.I :

Plancher	référent	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.2	
	4	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01	
	5	Plancher à corps creux	/	0.2	2.85	
	6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
Total	/	/	/	/	6.25	1
Plancher	référent	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant à	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	

usage d'habitation	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	0.2	2.85	1.5
	5	Enduit de plâtre	18	0.015	0.27	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/		5.28	1.5

Tableau.II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers étage courant.

Plancher	réfèrent	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher à usage de commerce	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	5	Enduit de plâtre	18	0.015	0.27	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/		5,32	5

Tableau.II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers commerciale.

II.4.1.2. Plancher à dalle pleine :

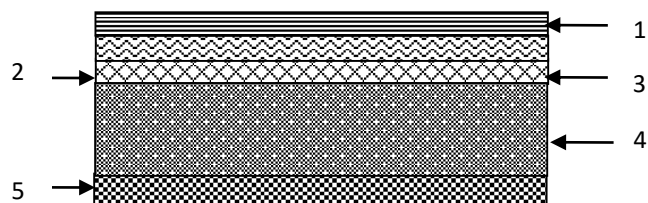


Fig.II.11.Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau.II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3,75	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	5,18	3.5

Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

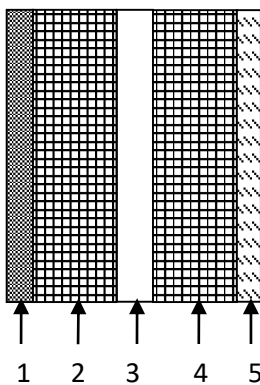


Fig.II.12.Murs extérieurs.

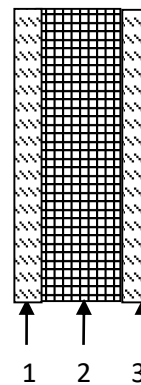


Fig.II.13.Murs intérieurs.

Tableau.II.8.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Brique creuse	9	0.1	1.3
	4	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Total	/	/	/	/	2.74
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1. Les paliers :

Tableau. II.9. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers en dalle plein:

Couche	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Palier RDC	25	0,2	5	
Carrelage	20	0.02	0.4	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
Total	/	/	5.18	2.5
			6,43	2,5

II.4.3.2. Les volées:

II.4.3.2.1: Les volées 1:

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e. (h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau. II.10. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.18/cos34.43	5,45	2.5
Les marches		22	0.09	1,98	
Garde de corps		/	/	0.6	
Carrelage	horizontal	20	0.02	0.4	
	Vertical	20	0.02*0.6	0.24	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	0.02*0.6	0.24	
Enduit de plâtre		18	0.015/cos34.43	0.33	
Total		/	/	9.64	

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... Q_0 .

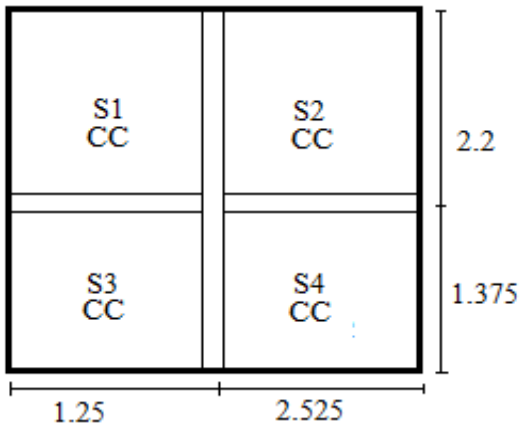
- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .

-Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

-Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

-Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+ Q_n)$.

A) Poteau « P » :



$$S_1=2.75m^2$$

$$S_2=5.55m^2$$

$$S_3=1.72m^2$$

$$S_4=3.47m^2$$

$$S_T=2.75+5.55+1.72+3.47=13.49m^2$$

$$G_{PP}=25 \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$L_{pp}=3.77m$$

$$L_{PS}=3.57m$$

$$G_{PP}=25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.77=11.31KN$$

$$G_{PS}=25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.57=9.37KN$$

- Evaluation des charges « Q » pour le poteau P :**

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{ttotale}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i\ totale}) + Q_{esc}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau

Tableau.II.11 : Evaluation des charges « G et Q » pour le poteau P :

G_i	désignation	G total (kn)	Q (kn/m)
N_{12}	Plancher terrasse inaccessible	84,31	13.49
	Poids des poutres principales	11,31	

	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (35*35)	8.82	
	total	113,81	13,49
N₁₁	Venant de N ₁₂	113,81	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (35*35)	8,82	
	total	214,53	33,73
N₁₀	Venant de N ₁₁	214.53	20,34
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (40*40)	11,52	
	total	317,95	51,95
N₉	Venant de N ₁₀	317,95	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (40*40)	11,52	
	total	421,37	68,14
N₈	Venant de N ₉	421,37	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	

	Poids de poteau (45*45)	14,58	
	total	527,85	82,31
N₇	Venant de N ₈	527,85	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (45*45)	14,58	
	total	634,33	94,45
N₆	Venant de N ₇	634,33	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (50*50)	18	
	total	744,23	104,57
N₅	Venant de N ₆	744,23	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (50*50)	18	
	total	854,13	114,08
N₄	Venant de N ₅	854,13	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (55*55)	21,78	

	total	967,81	123,59
N₃	Venant de N ₄	967,81	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (55*55)	21,78	
	total	1081,49	133,72
N₂	Venant de N ₃	1081,49	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (60*60)	25,92	
	total	1199,31	145,05
N₁	Venant de N ₂	1199,31	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (60*60)	35,64	
	total	1326,85	153,75
N₀	Venant de N ₁	1326,85	20,24
	Plancher étage courant	71,22	
	Poids des poutres principales	11,31	
	Poids des poutres secondaire	9,37	
	Poids de poteau (60*60)	32,4	
	total	1451,15	164,07

A la base : $G=1451,15\text{Kn}$; $Q=164,07\text{kn}$

- Calcul de l'effort normal ultime N_u : N_u est calculé comme suit : $N_u= 1.35 G + 1.5 Q$

- L'effort normal ultime :

$$N_u=1.35G+1.5Q=2205,15 \text{ KN} \quad , \quad N_{ser}=1776,74 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u a 10%, telle que : $N_u^*=1,1(1.35G+1.5Q)$.

$$\text{L'effort normal maximum } N_u^*=1,1(2205,15)$$

$$\text{Donc : } N_u^*=2425,67\text{KN}$$

- Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

B : section du béton ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$B \geq \frac{2.42567}{14.2} = 0.17$$

$$B \geq 0.17\text{m}^2$$

$$B=0.6 \times 0.6 = 0.36 \geq 0.17\text{m}^2 \text{vérifiée}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau.II.12. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N _U (KN)	B (m ²)	B _{CAL}	$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$
Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage	2425,67	360×10 ⁻⁴	0,17	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1189,64	3025×10 ⁻⁴	0,083	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	939,54	2500×10 ⁻⁴	0,066	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	697,76	2025×10 ⁻⁴	0,049	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	463,51	1600×10 ⁻⁴	0,032	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	235,98	1225×10 ⁻⁴	0,016	Vérifiée

• Vérification des conditions du RPA :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

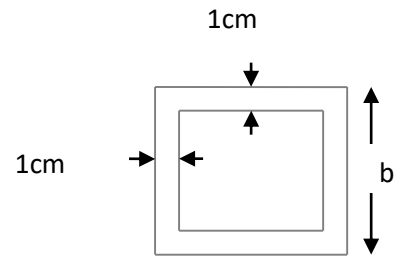


Fig.II.14. Section brute (Br).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

Sous-sol $l_f = 0.7 \times 3.6 = 2.52\text{m}$

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$A_s \geq 0.8\% \times Br.$

On prend $A_s = 1\% \times Br.$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau.II.13. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l _o (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	N _u (KN)	B _{rca} l (m ²)
60×60	3600	3,6	2,52	14,54	0,822	0,3364	2424,67	0,1345
55×55	3025	2,88	2,016	12,69	0,828	0,2809	1189,64	0,065
50×50	2500	2,88	2,016	13,96	0,824	0,2304	939,54	0,052
45×45	2025	2,88	2,016	15,52	0,818	0,1849	697,76	0,038
40×40	1600	2,88	2,016	17,46	0,81	0,1444	463,51	0,026
35×35	1225	2,88	2,016	19,95	0,798	0,1089	235,98	0,013

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 40\text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 35\text{cm}^2$.
- Poteaux du RDC, étage1, sous-sol : $60 \times 60\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3 : $55 \times 55\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 4 et 5 : $50 \times 50\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 6 et 7 : $45 \times 45\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 8 et 9 : $40 \times 40\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 10 et 11 : $35 \times 35\text{cm}^2$.

Chapitre III : étude des éléments secondaires

III. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivants : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières, poutrelles et l'acrotère (assimilé à un calcul sismique).

III.1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

III.1.1. Méthode Forfaitaire :

a. Domaine d'application

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

b. Application de la méthode

Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

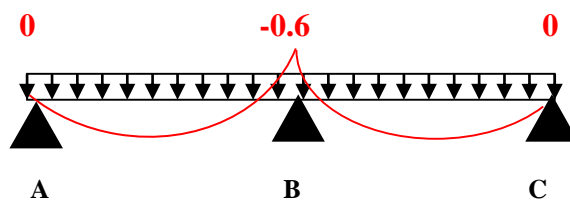


Fig III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

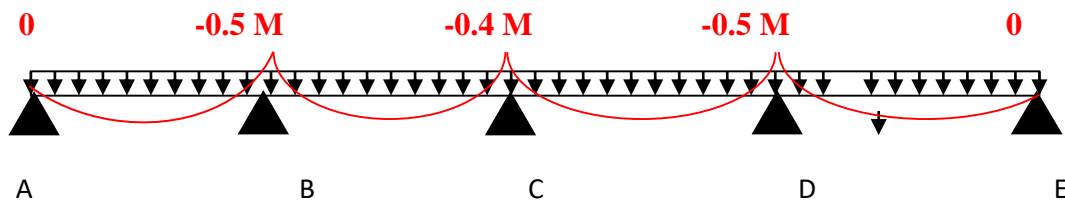


Fig III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas s. de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max}(M_{01}, M_{0n})$

c. Évaluation de l'effort tranchant

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

15% si c'est une poutre à deux travées.

10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

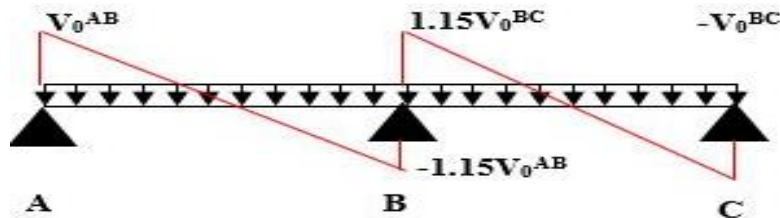


Fig III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2

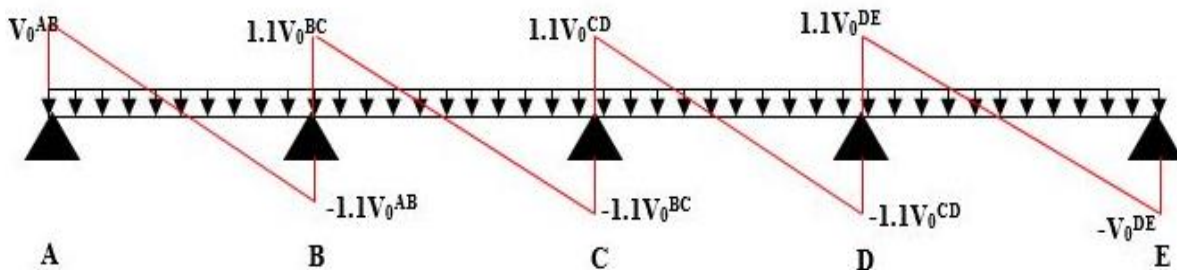


Fig III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

III.1.2.Méthode de Caquot :

d. *Domaine d'application :*

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

e. *Application de la méthode :*

Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

En appuis

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

BAEL (ArtL.III,3)

l_g' et l_d' : Longueur fictive

P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$l' = \begin{cases} 0.8l : \text{Travée intermédiaire} \\ l : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

BAEL (ArtL.III,3)

Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée. Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

A) Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

B) Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a types de poutrelles.

Tableau.III.1.Les Types de poutrelles

Niv	Schéma statique
rdc	<p>The diagram shows three levels of beams. The top level has a span of 3.05m between the first two supports, 4.7m between the second and third, and 3.4m between the third and fourth. The middle level has a span of 3.05m between the first two supports and 4.7m between the second and third. The bottom level has a span of 3.2m between the first two supports and 4.7m between the second and third. All supports are represented by orange triangles.</p>
cour ant	<p>The diagram shows three levels of beams. The top level has a span of 3.05m between the first two supports, 4.7m between the second and third, and 3.4m between the third and fourth. The middle level has a span of 3.05m between the first two supports and 4.7m between the second and third. The bottom level has a span of 3.2m between the first two supports and 4.7m between the second and third. All supports are represented by orange triangles.</p>
T.I	<p>The diagram shows three levels of beams. The top level has a span of 3.05m between the first two supports, 4.7m between the second and third, and 3.4m between the third and fourth. The middle level has a span of 3.05m between the first two supports and 4.7m between the second and third. The bottom level has a span of 3.2m between the first two supports and 4.7m between the second and third. All supports are represented by orange triangles.</p>

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6,25 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = 6,459 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = 4,713 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,28 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 6,096 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 4,407 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

Tableau.III.2.Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,25	1	9,938	6,459	7,25	4,713
Plancher Etage courant	5,28	1,5	9,378	6,096	6,78	4,407
Étage commercial	5,28	5	14,628	9,508	10,28	6,682

Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on appliquera la Caquot minoré et la méthode forfaitaire.

Exemples de calcul :

• **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse :**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5,28, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3,2 / 4,70 = 0,68 \notin [0,8 \text{ et } 1,25]$ condition non vérifiée.
- $F.P.N$ vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, on remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,28 = 3,52 \text{ KN / m}^2$$

$$P_u = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0,65 = 4,55 \text{ KN / m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = 3,26 \text{ KN / m}$$

• **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel

l_g' et l_d' : longueurs fictives.

q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Longueurs fictives :

$$l_g' = l_g = 3,2 \text{ m}$$

$$l_d' = l_d = 0,8 * 4,7 = 3,76 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4,55 \times (3,2^3 + 4,7^3)}{8.5 \times (3,2 + 4,7)} = -9,257 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ Telque } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{3,2}{2} - \frac{0 - (-9,257)}{6,09 * 3,2} = 1,125 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,09 \times 1,125}{2} \times (3,2 - 1,125) = 7,108 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7,108 + (-9,257 \times \frac{1,125}{3,2}) = 3,861 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{4,7}{2} - \frac{(-9,257) - 0}{6,09 * 4,7} = 2,673 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,09 \times 2,673}{2} \times (4,7 - 2,673) = 16,498 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 16,498 - 9,257 * \left(1 - \frac{2,673}{4,7}\right) = 12,522 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

.Sollicitations à l'ELU ET A l'ELS des poutrelle

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.III.3.Sollicitations à l'ELU ET A l'ELS des poutrelles de RDC :

Type	ELU			ELS			V (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)	
Type,1	-2.1897	-12.099	14.598	-1.5518	-8.414	10.345	22.156
Type,2	-2.8307	-15.982	18.871	-1.9968	-11.113	13.312	25.744
Type,3	-2.8169	-16.2	18.779	-1.9872	-11.265	13.248	25.791
Type,4	-2.8168	-16.2	18.779	-1.9872	-11.265	13.248	25.791

Tableau.III.4.Sollicitations à l'ELU ET A l'ELS des poutrelles de l'Etage courant :

Type	ELU			ELS			V (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)	
Type,1	-2.2575	-6.41	15.05	-1.6335	-4.59	10.89	15.103
Type,2	-1.8864	-9.133	12.576	-1.3673	-6.548	9.115	16.269
Type,3	-1.8783	-9.257	12.522	-1.36155	-6.637	9.077	16.295

Tableau.III.5.Sollicitations à l'ELU ET A l'ELS des poutrelles du terrassé Inaccessible :

Type	ELU			ELS			V (KN)
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	
Type,1	-2.4036	-6.523	16.024	-1.755	-4.73	11.701	15.97
Type,2	-2.0237	-9.293	13.491	-1.4793	-6.739	9.862	17.156
Type,3	-2.0154	-9.42	13.436	-1.4733	-6.831	9.822	17.183

Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul étage courant:

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul de la section d'armature longitudinale

$h_t = 20cm$ $h_0 = 4cm$ $b_0 = 10cm$ $b = 65cm$

$G=5.28 KN/m^2$ $Q=1,5 KN/m^2$

$f_e = 400Mpa$ $f_{c28}=25Mpa$ $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2$ $d=h_t-c=18cm$ $\gamma_b=1.5$

ELU $\left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 15.05KN.m \\ M_{a^{rive}} = -2.057KN.m \\ M_{a^{inter}} = -9.257KN.m \end{array} \right.$ ELS $\left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 10.89KN.m \\ M_{a^{rive}} = -1.6335KN.m \\ M_{a^{inter}} = -6.637 KN.m \end{array} \right.$ $\{V_u = 16.295KN$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de

Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.70 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59,807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15,05 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,068$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,064) = 0,170 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{15,05 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \quad (\text{ArtA.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

On opte pour 2HA10+1HA12 avec $A=2,70 \text{ cm}^2$

En appuis :

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_U = -9,257 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,257 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,164 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,164}) = 0,225$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.225) = 0.159 \text{ m} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9,257 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1,453 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1HA14 avec $A = 2,01 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = -2.057 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.057 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.0509$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.171 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.057 \times 10^{-3}}{0.171 \times 348} = 0.329 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1HA8 avec $A = 0.5 \text{ cm}^2$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des armatures :

$$\begin{cases} \text{entravée: } A_{cal} = 2.54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{aopté} = 3,39 \text{ cm}^2 & \leftrightarrow 3HA12 \\ \text{en appui inter: } A_{cal} = 1.453 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{aopté} = 2,01 \text{ cm}^2 & \leftrightarrow 1HA14 \\ \text{en appui rive: } A_{cal} = 0.329 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{aopté} = 0,79 \text{ cm}^2 & \leftrightarrow 1HA10 \end{cases}$$

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 16,295 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.295 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.91 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.
(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferrailage transversal (cadres) :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 5, 71 ; 10 ; 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \quad \text{(III-9)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2) [4]}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites).

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.91 - 0.3 \times 2.1)} = 65,14 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 65,14 \text{ cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit $St = 15\text{cm}$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16.295 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.06 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.58\text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 16.295 \times 10^{-3} / 400 = 0.468\text{cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$. (Art A.5.1.3.2.1 [1]).

$$1.15 / 400 \times (16.295 \times 10^{-3} - (9.257 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18)) = -1.17\text{cm}^2 < 0$$

⇒ pas de vérification à faire pour l'appui intermédiaire.

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2\text{cm}$$

$V_u = 0.016295\text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108\text{MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50\text{cm}^2$.

• **Etat limite d'ouverture des fissures:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 4,21 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -3,641 \times 10^{-4} < 0$$

⇒ Section en T : l'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

⇒ **y=0,0502m**

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

I=0,0001338m⁴.

$$\sigma_{bc} = \frac{10,89 \times 10^{-3}}{0,0001338} \times 0,0502 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4,1 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ *Condition vérifiée.*

En appuis intermédiaires :

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) \cdot h_0) y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{Avec } A'=0$$

⇒ **y=4.397cm**

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 0.00010391 m^4$$

⇒ **I=10391 cm⁴**

$$\sigma_{bc} = \frac{6,637 \times 10^{-3}}{10391 \times 10^{-8}} 4.397 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 2.81 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0.20}{4.7} \geq \frac{10.89}{15 \times 10.89} \Leftrightarrow 0.0425 < 0.0667 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ (2): \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.7}{10 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \Leftrightarrow 0.0115 \geq 0.009 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ (3): L \leq 8cm \Leftrightarrow 4.7cm < 8cm \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition(1) et (2) ne sont pas vérifiées \Rightarrow donc la vérification de la flèche est obligatoire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{470}{500} = 0.94cm$$

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

$$\begin{cases} G = 5.28 \frac{kn}{m^2} & Q = 1.5 \frac{kn}{m^2} \\ j = G - G_{rev} = 2.85 \frac{kn}{m^2} \\ p = G + Q = 6.78 \frac{kn}{m^2} \end{cases} \begin{cases} M_{ser^g} = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 7.58kn \\ M_{ser^j} = J \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 4.09kn \\ M_{ser^p} = P \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 9.73kn \end{cases}$$

• **Propriété de la section :**

- Module de Young instantané et différé : $\begin{cases} E_v = 10818,8656MPa \\ E_i = 32456,5969MPa \end{cases}$
- Le moment d'inertie de la section homogène Y_G : $A_s = 4.21cm^2$

• **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(4.21 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + (15 \times 4.21)}$$

$v=11.54$ cm

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 21823$ cm⁴ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm⁴)) $A_s = 4,21cm^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4,21}{10 \times 18} = 0.023$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 1,82 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,729 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 23164,20 \text{ MPA.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721,40 \text{ MPA.}$$

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 59,537 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 110,301 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 141,636 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients μ_j ; μ_g ; μ_p :

$$\begin{cases} \mu_j = 0.52086 \\ \mu_g = 0.70408 \\ \mu_p = 0.76059 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictive :**

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 12311 \text{ cm}^4 & f_{gv} = M_{ser^g} \times \frac{I^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 9,7606 \text{ mm} \\ I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10510 \text{ cm}^4 & f_{ji} = M_{ser^j} \times \frac{I^2}{10 \times E_v \times I_{fji}} = 2,2624 \text{ mm} \\ I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10056 \text{ cm}^4 & f_{pi} = M_{ser^p} \times \frac{I^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}} = 6,5889 \text{ mm} \\ I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 15859 \text{ cm}^4 & f_{gi} = M_{ser^g} \times \frac{I^2}{10 \times E_v \times I_{fgi}} = 4.9096 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9,177 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 9,177 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9,4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.6.Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
5,02	13380	21823	12311	10510	10056	15859	9,177	9,4

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau.III.7.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	16.024	0.0568	0.0732	0.169	2.712	1.374	3HA12=3.39
En appui intermédiaire	2.4036	0.0425	0.0543	0.171	0.351	1.374	1HA10=0,79
En appui de rive	9.42	0.166	0.229	0.159	1.481	1.374	1HA14=2,01

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=3.39 cm²) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche,

alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.8.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
4.7	4,62	7,251	8,974	10,41	14400	22505
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
5.22	11496	11067	10820	16339	7,799	9,4

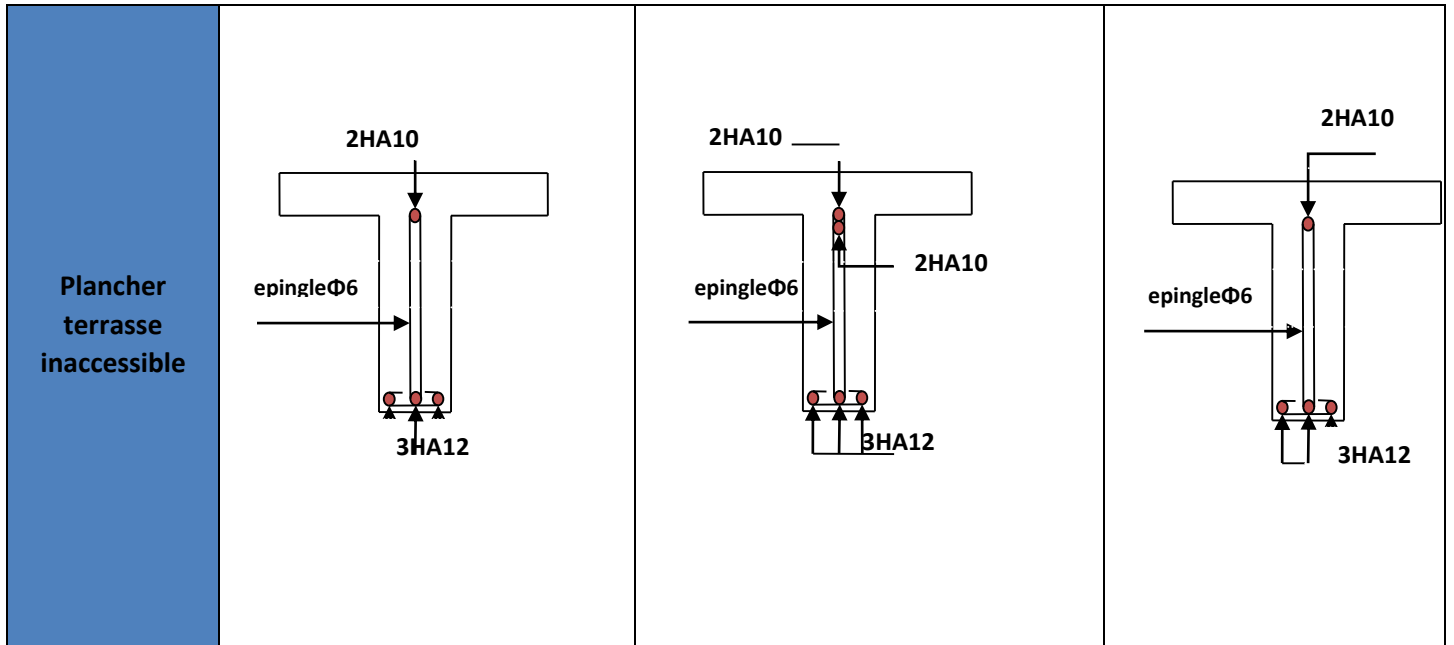
Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau.III.9.Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES	
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,329	1HA10=0,79
	Appuis intermédiaires	1,453	1HA14=2,01
	Travée	2,54	2HA14+1HA12=4,21
Terrasse Inaccessible	Appuis de rive	0,351	2HA10=1.57
	Appuis intermédiaires	1,481	2HA10=1.57
	Travée	2,712	3HA12=3,39

Tableau.III.10.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm condition vérifiée.

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm condition vérifiée.

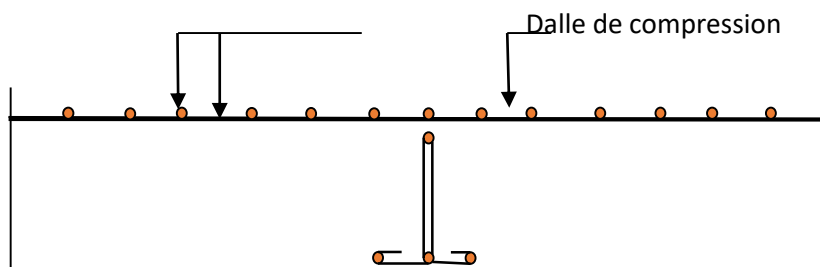


Fig III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Étude des dalles pleines :

Tab III.11. Dimensionnement des panneaux de dalle pleine.

Types	Nombre d'appuis	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	L'épaisseur e (cm)	Schémas
DP1	4	$\rho = \frac{2.10}{3.30} = 0.63 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ 0.0467 < e < 0.05 e=15 cm	
DP2	3	$\rho = \frac{1.65}{4.40} = 0.37 < 0.4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ 0.047 < e < 0.055 e=15cm	
DP3	4	$\rho = \frac{2.85}{2.90} = 0.98 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ 0.060 < e < 0.071 e=15cm	

Travée	Dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$(L_x - \frac{L_y}{2}) \frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 \cdot M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 \cdot M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 \cdot M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$					
V		$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2}$	

Tab III.12. Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.

III.2.1. Panneau de dalle (Dp1) sur 4 (appuis) étage commerciale

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.63 > 0.4$ donc la dalle travaille selon les deux sens

$e = 15 \text{ cm}$

- Calcul de chargement :

$G = 6.18 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

- Charges sur la dalle :

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.09 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 8.68 \text{ KN/ml}$

- Calcul de M_{0x} et M_{0y} :

$$\begin{cases} M_{0x}^s = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{0y}^s = \mu_y \times M_{0x}^s \\ M_{0x}^{ser} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{0y}^{ser} = \mu_y \times M_{0x}^{ser} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{0x} = 4.15 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{0x} = 3.18 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

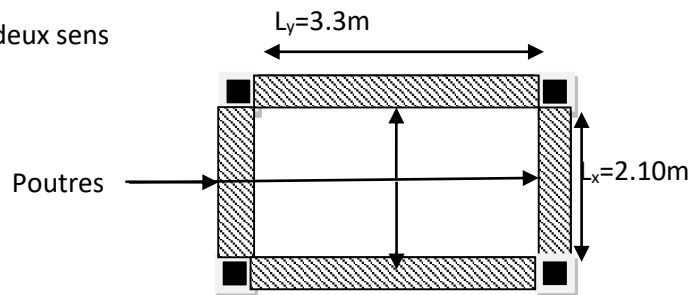


Fig.III.6. : panneau de dalle (poste transforme).

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 3.53 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 1.17 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 2.7 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 1.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{ux} = -0.3 \times M_{0x} = -1.25 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = -0.3 \times M_{0y} = -0.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{sx} = -0.3 \times M_{0x} = -0.95 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.3 \times M_{0y} = -0.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

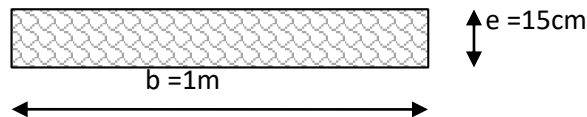


Fig.III.7 :Section de la dalle pleine a ferrillé

Tab III.13. calcul du ferrailage de la dalle :

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
Travée	//Lx	3.53	0.014	0.017	0.129	0.78	1.42	4HA8 =2.01	25
	//Ly	1.17	0.0048	0.006	0.13	0.26	1.20	4HA8 =2.01	25
Appui	//Lx	1.25	0.005	0.006	0.13	0.28	1.42	4HA8 =2.01	25
	//Ly	0.41	0.0017	0.002	0.130	0.09	1.20	4HA8 =2.01	25

Avec : $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.42 \text{ cm}^2$, $A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$

➤ Vérification diverse :

a) A l'ELU :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.116 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 15.16 \text{ KN}$$

-Vérification des espacements :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).}$$

b) A l'ELS :

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.63\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

- **Tableau.III.14.Vérification des contraintes à l'ELS (D1):**

	sens	Mser (KN.m)	I*10 ⁻⁵ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	2.70	3.84	0.025	1.75	15	Vérifie
	//ly	1.35	3.84	0.025	0.87		Vérifie
Appui	//lx	0.95	3.84	0.025	0.62	15	Vérifie
	//ly	0.47	3.84	0.025	0.31		Vérifie

c) Vérification de la flèche

$$1) \Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 15\text{cm} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{6.45}{20 \times 7.61} \right); 2.10 \right] = 0.042$$

$$\Rightarrow e = 15\text{cm} \geq [4.2\text{cm}] \text{condition vérifiée}$$

$$2) \Rightarrow A_{tx} / (b \times d) \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015\text{m}^2 \leq \frac{2}{400} = 0.005\text{m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ Donc pas de risque de flèche

f. Schéma de ferrailage

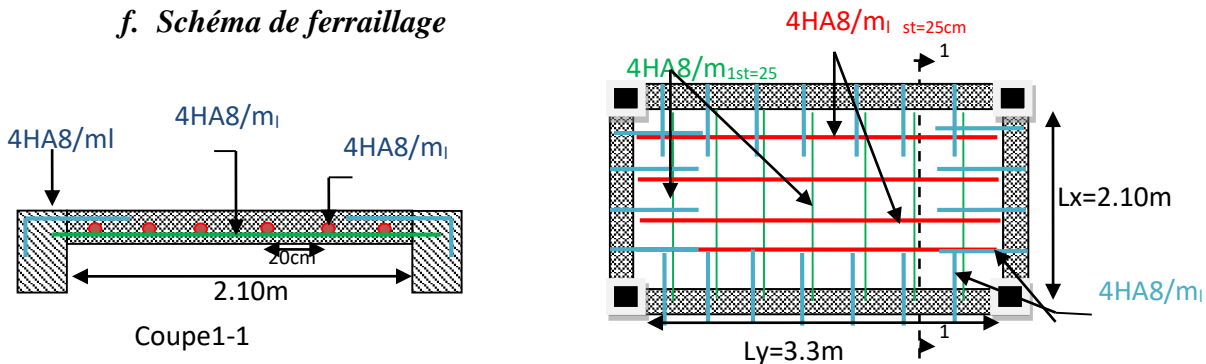


Fig III.8. Schéma de ferrailage de la dalle poste transformée.

III.2.2. Panneau DP2 (3 appuis) balcons :

- Calcul de chargement :

$G = 5.18 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 15 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.37 < 0.4 \Rightarrow \text{donc la dalle travaille selon un seul sens.}$$

Charges sur la dalle :

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.24 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/ml}$ $l_y = 4.4 \text{ m}$

- Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

ELU : $M_{0x} = 18.88 \text{ KN.m}$ ELS : $M_{0x} = 14.81 \text{ KN.m}$ $l_x = 1.65 \text{ m}$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

ELU : $M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 16.05 \text{ KN.m}$ ELS : $M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 11.93 \text{ KN.m}$

- En appuis :

ELU : $M_{ux} = -0.4 \times M_{0x} = -5.66 \text{ KN.m}$ ELS : $M_{sx} = -0.4 \times M_{0x} = -4.21 \text{ KN.m}$

- Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

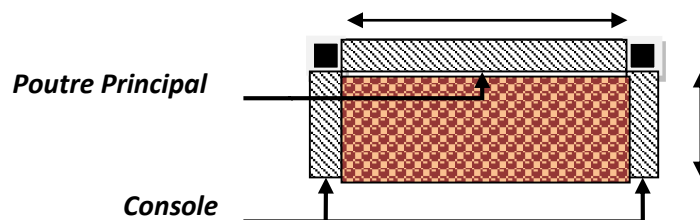


Fig III.9. Panneau balcon.

Tableau.III.15.ferrailage de dalle type 2 (balcon) :

	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	St (cm)
Travée	//lx	16.05	0.066	0.085	0.125	3.69	1.2	3.93 \Rightarrow 5HA10	20
Appui	//lx	5.66	0.023	0.029	0.128	1.27	1.12	1.51 \Rightarrow 3HA8	20

a) Vérification des espacements :

-En travée : // lx : St ≤ min (2e, 33cm) = St ≤ 33 cm St=20cm vérifiée.

-En Appui : // lx : St ≤ min (2e, 45cm) = St ≤ 45 cm St=33cm vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{12.3 \times 1.4}{3} = 21.55 \text{ KN}$$

g. c) Vérification des armatures transversale :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.17 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas besoin d'armatures transversale ,pas de risque de rupture de cisaillement.

A l'ELS :

-vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes de béton et les contraintes d'aciers.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \quad I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right)$$

Tous les résultats seront calculés dans le tableau suivant :

Tab III.16. Vérification des contraintes de béton type 2 (balcon) :

	Sens	Mser (KN.m)	I × 10 ⁻⁵ (m ⁴)	Y(m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	11.93	6.79	0.03	5.27	15	263.54	201.63	Non Vérifiée
Appui	//lx	4.21	3	0.02	2.8	15	231.55	201.63	Non Vérifiée

h. La condition de la contrainte n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d armatures a l'ELS :

En travée :

$$B = \frac{M_{ser}}{b \times \sigma_{st} \times d^2} = 3.5 \times 10^{-3}$$

pour : $\alpha=0.29 \rightarrow \alpha'=0.28$

$$A_{ser} = \frac{11,93 \times 10^{-3}}{0,13 \times \left(1 - \frac{0,28}{3}\right) \times 201,63} = 5,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12=5,65 cm² avec : St=20cm

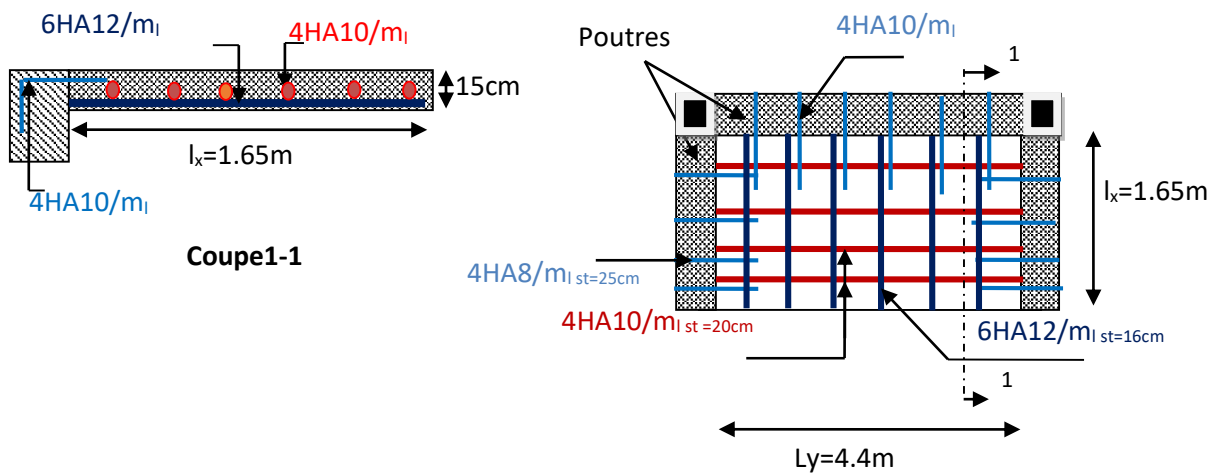
En appuis :

$$B = \frac{M_{ser}}{b \times \sigma_{st} \times d^2} = 1,23 \times 10^{-3}$$

pour : $\alpha=0.17 \rightarrow \alpha'=0.18$

$$A_{ser} = \frac{4,21 \times 10^{-3}}{0,13 \times \left(1 - \frac{0,18}{3}\right) \times 201,63} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8=2,01 cm² avec : St=25cm



*

Fig III.10. Schéma de ferrailage de dalle balcon.

III.2.3. Panneau DP3 (4 appuis)

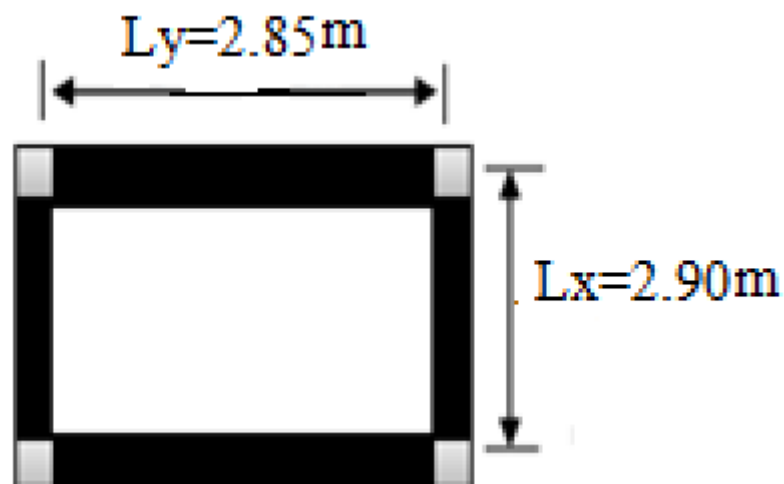


Fig.II.11. Dalle sur 4 Appuis type 3.

• **Calcul de chargement :**

$G = 6.18 \text{KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2, e=15 \text{ cm.}, d=0.13\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$ donc la dalle travail selon les deux sens

• **Charges sur la dalle :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.09 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 8.68 \text{ KN/ml}$

$\mu_x = 0.00384 ; \mu_y = 0.9545 \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)}$

• **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0_u}^x = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = 3.77 \text{ KN.m} \\ M_{0_u}^y = \frac{q \times l_y^3}{6} = 3.59 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{0_{ser}}^x = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = 8.55 \text{ KN.m} \\ M_{0_{ser}}^y = \frac{q_s \times l_y^3}{6} = 111.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELU : $\begin{cases} M_{0x} = 3.77 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.59 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} M_{0x} = 3.22 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.12 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- **En travée :**

ELU : $\begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 3.2 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 3.05 \text{ KN.m} \end{cases}$ **ELS :** $\begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 2.74 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 2.65 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **En appuis :**

ELU : $\begin{cases} M_{ux} = -0.3 \times M_{0x} = -1.13 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = -0.3 \times M_{0y} = -1.07 \text{ KN.m} \end{cases}$ **ELS :** $\begin{cases} M_{sx} = -0.3 \times M_{0x} = -0.96 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.3 \times M_{0y} = -0.93 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tab III.17. Calcul du ferrailage de la dalle (type 3)

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	//Lx	3.2	0.013	0.016	0.129	0.71	1.21	4HA8 =2.01	25
	//Ly	3.05	0.012	0.015	0.129	0.67	1.2	4HA8 =2.01	25
Appui	//Lx	1.13	0.0047	0.006	0.129	0.25	1.21	4HA8 =2.01	25
	//Ly	1.07	0.0044	0.005	0.129	0.23	1.20	4HA8 =2.01	25

Avec : $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.21 \text{cm}^2$, $A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e = 1.2 \text{cm}^2$

➤ **Vérification diverse :**

b) A l'ELU :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.09 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 11.96 \text{ KN}$$

-Vérification des espacements :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée (sens principale).

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée (sens secondaire).

b) A l'ELS :

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau.III.18.Vérification des contraintes (type 3) :

	sens	Mser (KN.m)	$I * 10^{-5}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	2.74	3.84	0.025	1.75	15	Vérifie
	//ly	2.65	3.84	0.025	1.72		Vérifie
Appui	//lx	0.96	3.84	0.025	0.63	15	Vérifie
	//ly	0.93	3.84	0.025	0.6		Vérifie

c) Vérification de la flèche

$$1) \Rightarrow h/L_x \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 15 \text{ cm} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{6.45}{20 \times 7.61} \right); 2.10 \right] = 0.042$$

$$\Rightarrow e = 0.052 \geq [0.042 \text{ cm}] \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \Rightarrow A_{tx} / (b \times d) \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 \text{ m}^2 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

i. Schéma de ferrailage

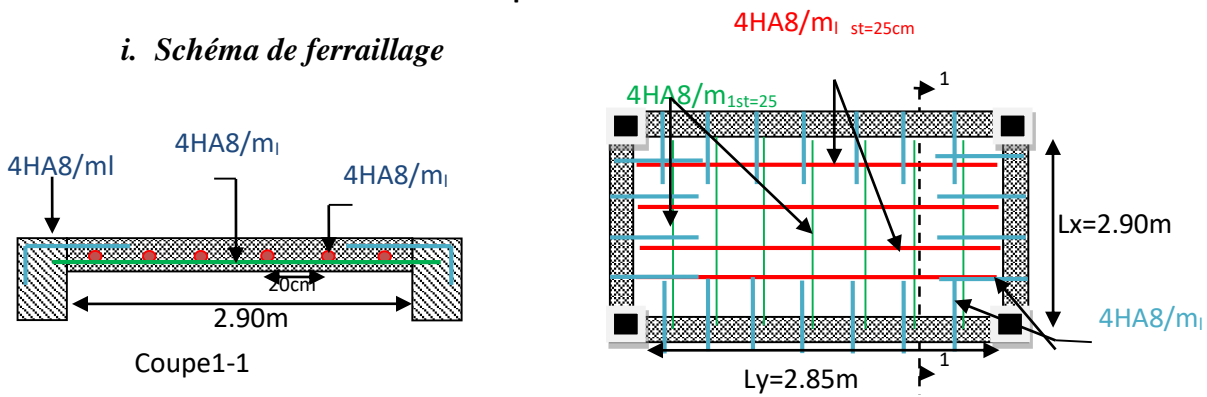


Fig III.12. Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme

III.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.3.1 Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

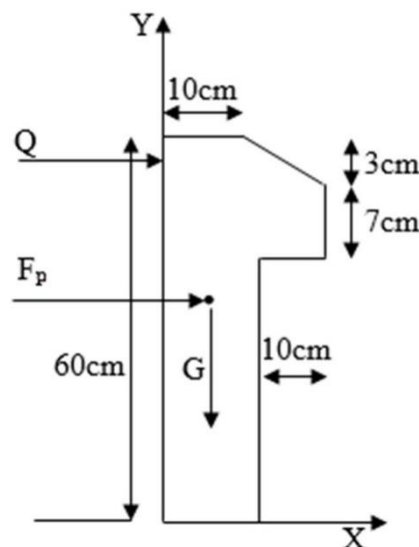


Figure.III.13. coupe transversale de l'acrotère.

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0685 \text{ m.}$$

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

$$\text{Poids d'enduit de ciment intérieur (e=1,5cm) : } G_2 = 20 \times 0,0075 \times 1 = 0,15 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit de ciment extérieur (e=2cm) : } G_3 = 20 \times 0,01 \times 1 = 0,2 \text{ KN}$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.3.2.1 Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

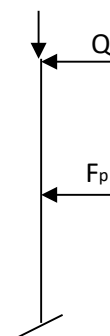
$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,06 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,06 \Rightarrow F_p = 0,98 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,19 \text{ cm} \\ Y_G = 33 \text{ cm} \end{cases}$$



L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.06 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0,98 \times 0,33 \Rightarrow M_{F_p} = 0.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau.III.19.Combinaisons d'action de l'acrotère.

	ELA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2,06	2,78	2,06
M (KN.m)	0,92	0,9	0,6

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer : 1,35G+1,5Q.

$$M_{\max} = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.78} = 0.32 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm}, 60/250) = 2\text{ cm} \quad \mathbf{[2]}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad \mathbf{(RPA Article A.4.3.5)}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.009\text{m}$$

D'où : $e = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35\text{m} = 35\text{cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$M_u = N_u \times e = 2,78 \times 0.35 = 0,97 \text{ K N.m}$$

III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

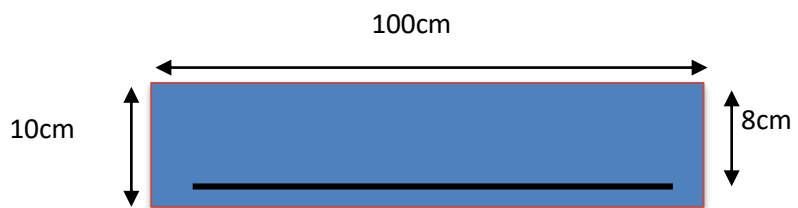


Fig III.14. Section à ferrailler.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.059 \text{ KNm}$$

-le ferrailage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

Mf(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ² /ml)	A _s (cm ² / ml)
1.059	0.012	0.015	0.079	0.38	0.4

Tab III.20. ferrailage de l'acrotère

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 0,98 + 1 = 1,98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1,98 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.024 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{ct28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPA.} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.024 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 100,48 \text{ mm}$$

$$\zeta_{es} = 1,98 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.274 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.06 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$

• **Vérification des contraintes :**

$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$

$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$C = d - e_A$

Tel que : e_A : distance du Centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section

$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.04} = 0,294 \text{ m} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$

$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0.294 = -0,244 \text{ m} = -24.4 \text{ cm}$

$y_{ser} = y_c + c$

$y_c^3 + p * y_c + q = 0$

$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$

$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.244^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.075 - 0.244) = -0.18 \text{ m}^2$

$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0.027 \text{ m}^3$

$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$

$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$

$y_c = 0.275 \text{ m} \quad y = 0.03 \text{ m}$

$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) \Rightarrow \mu_t = 4.41 * 10^{-4}$

$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.04 \times 10^{-3} \times 0.03}{4,41 \times 10^{-4}} = 0.139 \text{ MPa}$

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

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e , 150 \times \eta \right) = 240 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$

$\sigma_s = 3.122 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$

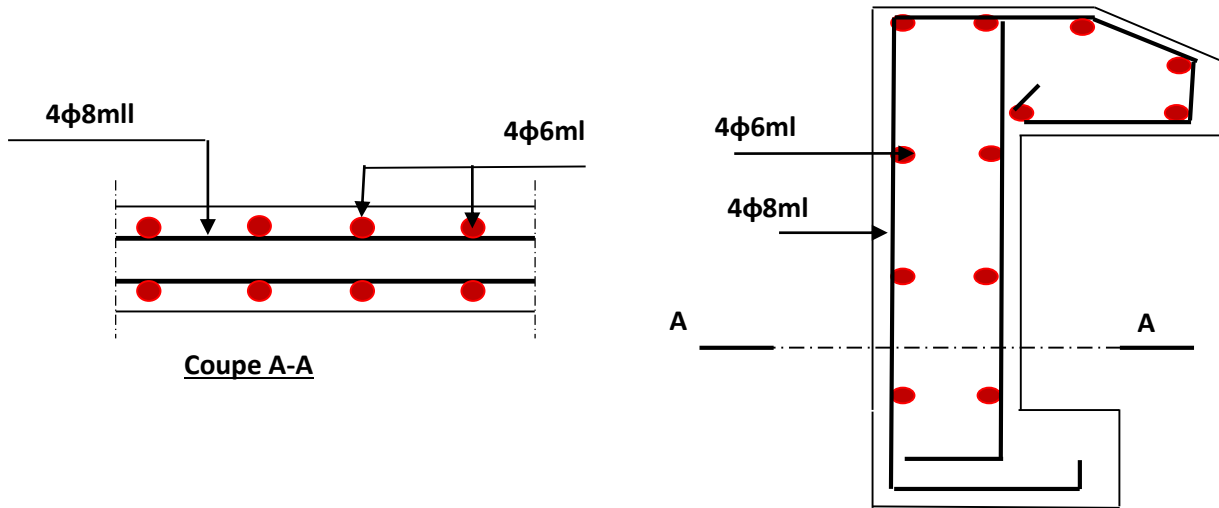


Fig III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4. Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses.

Ces différentes charges peuvent entrainer des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

III.4.1. Etude de la volée :

► Escalier d'étage courant :

• Les charges :

$$\text{Volée : } \begin{cases} G = 9,64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} G = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

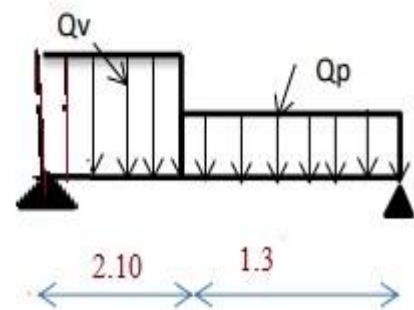


Fig. III.16. Schéma statique de l'escalier étage

• Combinaison de charges :

$$\text{Volée : } \begin{cases} \text{ELU: } q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16,76 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_v^s = G_v + Q_v = 12.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} \text{ELU: } q_p^u = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10,74 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_p^s = G_p + Q_p = 7,68 \text{ KN} \end{cases}$$

• Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 49.15 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\left(16,72 \times \frac{2,1^2}{2} \right) + 10,74 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 1,2 \right) \right] / 3,4$$

$$ELU : \begin{cases} R_B = 22,16 \text{ KN} \\ R_A = 26,99 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$ELS : \begin{cases} R_B = 15,94 \text{ KN} \\ R_A = 19,53 \text{ KN} \end{cases}$$

- Effort tranchant et les moments fléchissant :

ELU :

tronçons $0 \leq x \leq 2.1$:

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 26,99 \text{ KN.m} \\ T(2.1) = -8.2 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 19.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçons $2.1 \leq x \leq 3.4$:

$$\Rightarrow \begin{cases} T(2.1) = -8.2 \text{ KN.m} \\ T(3.55) = -22.17 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(2.1) = 19.72 \text{ KN.m} \\ M(3.55) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de M^{\max} : $M(x) \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.1 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{donc} : M^{\max} = 22,75 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \cdot M^{\max} = 0,85 \times 22,75 = 19,34 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \cdot M^{\max} = -0,5 \times 22,75 = -11,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les sollicitations aux différents états limitent :

Tab.III.21.les sollicitations dans l'escalier :

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_{\max}(\text{kn})$
ELU	22,75	19,34	-11,38	26,99
ELS	16,43	13,96	-8,22	19,53

.Ferrailage

- Ferrailage longitudinales :
 - Les fissurations sont considérées comme pue nuisibles.
 - La section est soumise à la flexion simple.
 - L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit : $C = 2 \text{ cm}$.

► En travée : $M_t = 19,34 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{19,34 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,13^2} = 0,08 < 0,186 \Leftrightarrow \text{pivot A}$$

On a : $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_l = 0,392 \Rightarrow \alpha_l = 0,668 \rightarrow \varepsilon_l = 1,74 \cdot 10^{-3}$

$$\mu_{bu}=0.069 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'=0 \quad (\text{Les armatures comprimé ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0,104$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 \times 0.104) = 0.125\text{m}$$

$$A_t = \frac{19,34 \cdot 10^{-3}}{0.125 \times 348} = 4,45 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 4,45 \text{cm}^2$$

► **En appuis :** $M_a=11,38 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{11,38 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.047 < 0.186 \leftrightarrow \text{pivot A}$$

On a : $f_e = 400 \text{MPa} \Rightarrow \mu_l = 0.392 \Rightarrow \alpha_l 0.668 \rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$

$$\mu_{bu}=0.041 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow A'=0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.06$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 \times 0.06) = 0.127\text{m}$$

$$A_a = \frac{11,38 \cdot 10^{-3}}{0.127 \times 348} = 2,57 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 2,57 \text{cm}^2$$

► **Vérfications la condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans ce tableau :

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	16.76	0.08	0.104	0.125	4,45	1.56	4HA12=4.52	25
Appui	-9,86	0.047	0.06	0.127	2,57	1.56	4HA10=3.14	25

Tab III.22. Ferrailage de l'escalier (Volée, Palier) étage courant

A L'ELU :

- **Vérfication de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{26,99 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} ; \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$. on choisit : $2.01 \text{cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}8$.

En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2$. on choisit : $2.01 \text{cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}8$.

- **Espacement des barres :**

En travée : $St=25cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33 cm \dots \dots \dots$ vérifiée

En appui : $St=25cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33 cm \dots \dots \dots$ vérifiée

A L'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\frac{b_0}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

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

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

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	13,96	3.5	7540	5.61	15	vérifiée
Appui	-8,22	3	5610	3.8	15	vérifiée

Tab III.23. Vérification des contraintes de compression dans le béton étage.

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{3.4} = 0.044 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) = 0.042 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

2) $\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

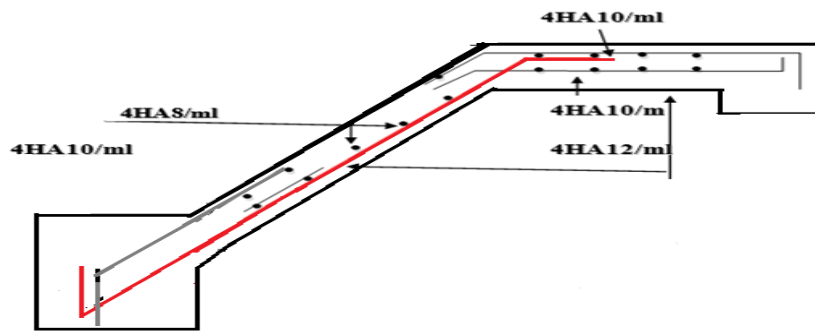


Fig.III.17.schéma de ferrailage de l'escalier (étage).

► Escalier de RDC :

• Les charges :

$$\text{Volée : } \begin{cases} G = 9,64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} G = 6,34 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

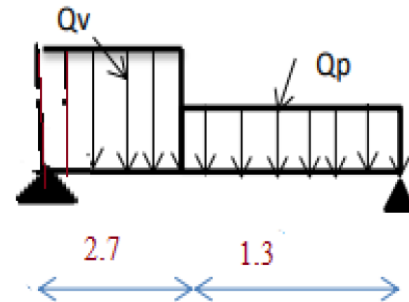


Fig.III.18.schéma statique de l'escalier RDC

• Combinaison de charges :

$$\text{Volée : } \begin{cases} \text{ELU: } q_v^u = 1,35G_v + 1,5Q_v = 16,76 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_v^s = G_v + Q_v = 12,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} \text{ELU: } q_p^u = 1,35G_p + 1,5Q_p = 12,43 \text{ KN} \\ \text{ELS: } q_p^s = G_p + Q_p = 8,93 \text{ KN} \end{cases}$$

• Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

$$\text{ELU : } \begin{cases} R_B = 28,8 \text{ KN} \\ R_A = 32,61 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$\text{ELS : } \begin{cases} R_B = 20,78 \text{ KN} \\ R_A = 23,6 \text{ KN} \end{cases}$$

• Effort tranchant et les moments fléchissant :

ELU :

tronçons $0 \leq x \leq 2.7$:

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 32,61 \text{ KN.m} \\ T(2.7) = -12,64 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = 26,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçons $2.7 \leq x \leq 4$:

$$\Rightarrow \begin{cases} T(2.7) = -12,64 \text{ KN.m} \\ T(4) = -28.8 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(2.7) = 26,95 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de M^{\max} : $M(x) \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.7 \text{ m} \Rightarrow \text{donc} : M^{\max} = 26,95 \text{ KN.m}$

• Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \cdot M^{\max} = 0,85 \times 26,95 \\ M_a = -0.5 \cdot M^{\max} = -0,5 \times 26,95 \end{cases}$$

► Les sollicitations aux différents états limitent :

Tab.III.24.les sollicitations dans l'escalier.

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_{\max}(\text{kn})$
ELU	26,95	22,91	-13,48	32,61
ELS	19,46	16,54	-9,73	23,6

.Ferrailage

• Ferrailage longitudinales :

- Les fissurations sont considérées comme pue nuisibles.
- La section est soumise à la flexion simple.
- L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit : $C = 2 \text{ cm}$.

► Vérifications la condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans ce tableau :

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	22,91	0.049	0.062	0.175	3.76	2,17	4HA12=4.52	25
Appui	-13,48	0.029	0.036	0.177	2,18	2,17	4HA10=3.14	25

Tab III.25. Ferrailage de l'escalier (Volée, Palier) RDC.

A L'ELU :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \mathbf{1,17 \text{ MPa}} ; \Leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$. on choisit : $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}8$.

En Appuis : $A_t \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$. on choisit : $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}8$.

- **Espacement des barres :**

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

En appui : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

A L'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\frac{b_0}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

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

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

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	16,54	3.5	7540	7.67	15	vérifiée
Appui	-9,73	3	5610	5,2	15	vérifiée

Tab III.26. Vérification des contraintes de compression dans le béton RDC.

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

3) $\frac{h_t}{l} = \frac{0.2}{4} = 0.05 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) = \mathbf{0.042} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

4) $\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = \mathbf{0.0034} \leq \frac{2}{f_e} = \mathbf{0.005} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

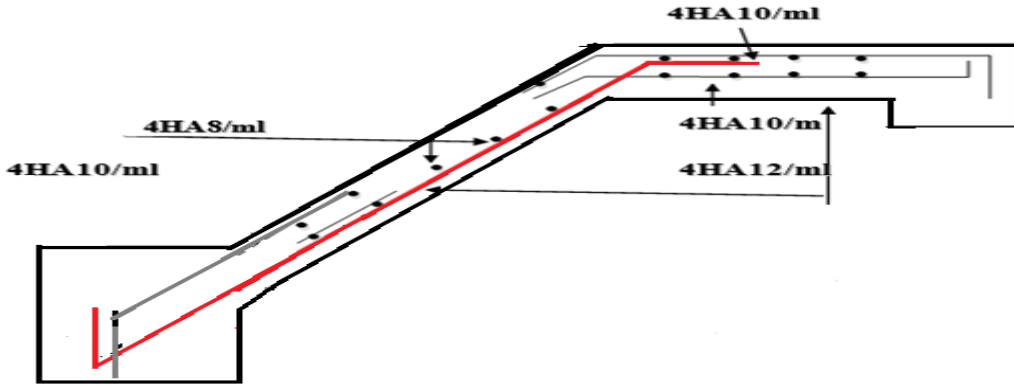


Fig III.19. Schéma de ferrailage des escaliers RDC.

III.5. Etude de La poutre palière :

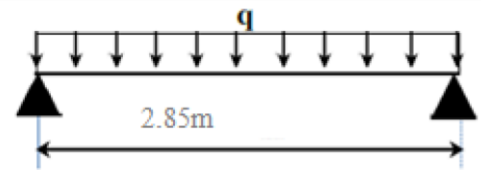


Fig.III.20.Schéma statique de la poutre palière.

- **Dimensionnement** : d'après la condition de la flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad \frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h \leq 28,5\text{cm}$$

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

$$h \geq 30\text{cm.}$$

$$1/4 \leq h/b \leq 4. \quad : \text{D'après les exigences du } \mathbf{RPA99/2003}$$

on prend : $b=30\text{cm.}$ $h=40\text{cm}$

- **Combinaisons des charges** :

$$q_u = 1.35 \times G + R_B = 1,35 \times (25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,85) + 22,16$$

$$q_u = 33,7 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 24,49 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = 11,14 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 22,81 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 48,02 \text{ KN}$$

Tab.III.27.les sollicitations dans la poutre palière :

	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_u(\text{kn})$
ELU	11,14	22,81	48.02
ELS	8,28	16,57	34.89

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} en travée et M_a^{\max} en appuis pour une Section (b x e)

- **Armatures longitudinales :**

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans ce tableau :

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	11,14	0.018	0.02	0.376	0,87	1,38
Appui	22,81	0.037	0.047	0.372	1.76	1,38

Tab III.28. Résumé des Résultats de Ferrailage de la poutre palier.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{48.02 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_c 28,5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures transversales :** on fixe $St=15\text{cm}$

$$\begin{cases} a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ b) A_{trans} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0.3 f_c 28)}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq -0.26 \text{ cm}^2 \end{cases} A_{trans} = \max(0.45; -0.26) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée c'est le moment d'appuis de l'escalier $M^{tor} = M_B * l/2 = 14,05 \text{ KN.m}$.

-U : périmètre de la section

-Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = h/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.0875 \text{ m}^2, \quad U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.2 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor} = 2,76 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armature finale**

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{st} = A_{tra}^{Fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 2.76 \text{ cm}^2 & \text{soit } \rightarrow 3HA12 = 3,39\text{cm}^2 \\ \text{en appui: } A_{sa} = A_{app}^{Fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 3.14 \text{ cm}^2 & \text{soit } \rightarrow 3HA12 = 3.39\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2}$ **BAEL.**

On a : $V_{max} = 48.02 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.42 \text{ MPa}$

D'où $\tau_u = 1.66 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left(0.2 * \frac{f_e}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$... condition vérifiée

$$A_{tmin} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \rightarrow A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.35 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_t = 1.35 + 0.35 = 1.7 \text{ cm}^2$; soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification à ELS :**

État limite de compression de béton.

On vérifie que : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$ d'où $A' = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Les résultats des vérifications des contraintes sont récapitulés dans ce tableau :

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	8,28	0,097	4,98 * 10 ⁻⁴	1.61	15	vérifiée
Appui	12.93	0,097	4,98 * 10 ⁻⁴	3,22	15	vérifiée

Tab III.29. Vérification des contraintes de compression dans le béton (poutre palière).

Evaluation de la flèche :

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \rightarrow 0,14 \geq 0,0625$ Condition vérifiée.

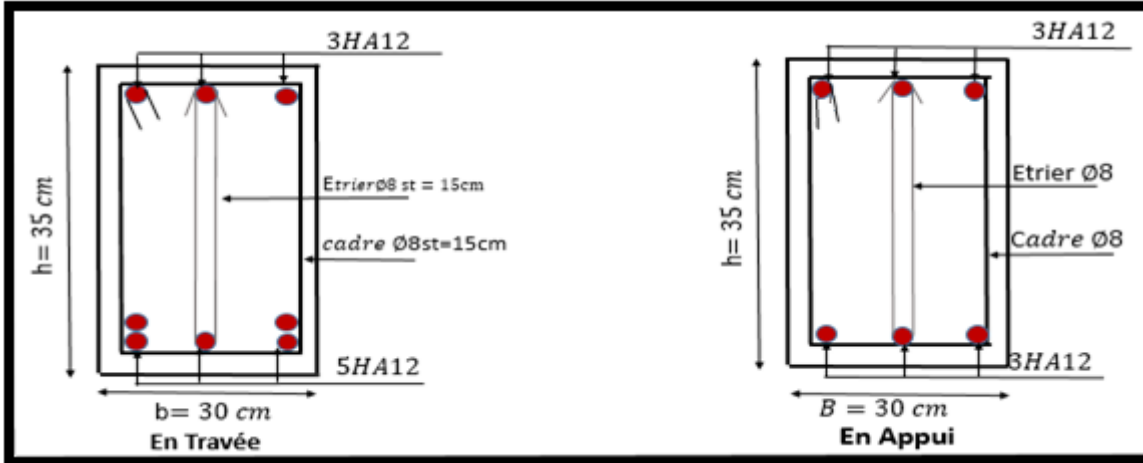
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,00297 \leq 0,0105$Condition vérifiée.

3. $L = 2,85 \text{ m} \leq 8 \text{ m}$ Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

Fig III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière.



III.6. Etude de la poutre de chaînage :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple.

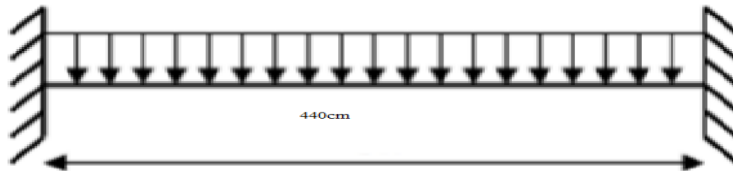


Fig.III.22.Schéma statique poutre de chaînage.

Dimensionnement

Selon RPA 99/2003 :

- $b \geq \max\left(\frac{2}{3} h; 15\text{cm}\right)$
- $h \geq 15\text{cm}$

Condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

29.33 < h < 44cm

Avec $L_{max} = 470 - 30 = 440\text{cm}$

On adopte : $h = 30\text{cm}$; $b = 25\text{cm}$; $d = 28\text{cm}$

- Calcul des sollicitations :

$$P_{poutre} = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_{mur} = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 1.5) \times 1.3 / 2 = 6.1 \text{ kn/ml}$$

Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } G_u = 1.35 G + 1.5 Q_u = 6.1 + 1.875 \times 1.35 = \mathbf{8.63 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.1 + 1.875 = \mathbf{7.98 \text{ KN/ml}}$$

a) Calcul a ELU :

$$M_u = (q \times L_{max}^2) / 8 = 20.88 \text{ kn.m}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 0.85 \times M_u = 17.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ appuis}} = -0.3 \times 0.85 \times M_u = -6.26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 0.5 \times q \times L_{max} = 18.99 \text{ kn}$$

b) Calcul a l'ELS :

$$M_s = (q \times L_{max}^2) / 8 = 19.31 \text{ kn.m}$$

$$M_{s \text{ travée}} = 0.85 \times M_s = 16.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \text{ appuis}} = -0.3 \times 0.85 \times M_s = -5.79 \text{ KN.m}$$

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Travée	17.75	0.063	0.081	0.27	1.88	0.84	3HA10 =2.36
Appui	6.26	0.022	0.027	0.276	0.65	0.4	3HA10 =2.36

Tab III.30. Ferrailage de la poutre de chaînage.

➤ **Vérification diverse :**

c) A l'ELU :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{17.75 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.25} = 0.25 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \min(0.2 \times (f_{c28} / 1.5); 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

→ **Donc cest verifiee**

Armatures transversales :

On fixe St = 15cm

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times St \times b}{f_e} \Rightarrow A_{trans} = 4HA8 = 2,01cm^2 \geq 0.375cm^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau - 0.3Ft28)}{0.9f_e} \Rightarrow A_{trans} = 4HA8 = 2,01cm^2 \geq St \leq 0$$

Soit un cadre HA8 plus un extérieur HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Vérification a la ELS :

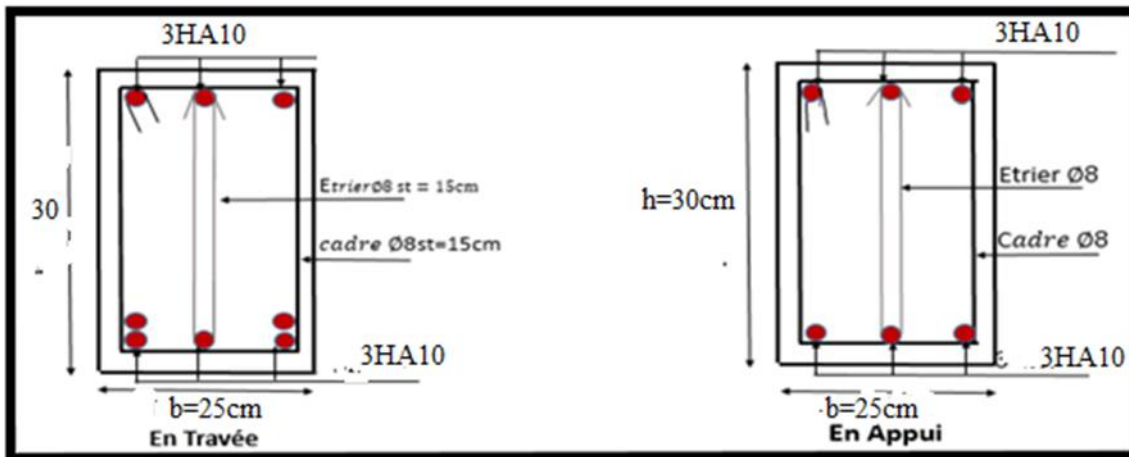
- Vérification des contraintes :

Tab.III.31.Vérification des contraintes de la poutre de chainage :

	Mser (KN.m)	$I * 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	16.41	1.84	0.075	6.68	15	Vérifie
Appui	5.79	1.84	0.075	2.36	15	Vérifie

Schéma de ferrailage :

Fig III.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.



Chapitre IV : Etude dynamique

IV. Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement approprié toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

IV.1.1. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

IV.1.2. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I) du RPA, La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone de **moyenne sismicité (IIa)**.

IV.1.3. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : **H=35,64m**) sont classés comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

IV.1.4. Site (A3.3. /RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **(Site3)**.

Tab.IV.1. Valeurs de T_1 et T_2 (Tableau 4.7 RPA99 V2003) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70
S₃ ⇒ T_{1(sec)} = 0,15 / T_{2(sec)} = 0,5				

IV.1.5. Système de contreventement (A3.4. /RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement (voir tableau 4.3) du RPA. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Le système de contreventement retenu pour notre structure, est une structure en béton contreventé par portiques et voiles. Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles.

- **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ;

- **Système 4a** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles ;
- **Système 4b** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA).

IV.1.6. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait ; selon l'article A3.5.1 (a3- Figure 3.2) :

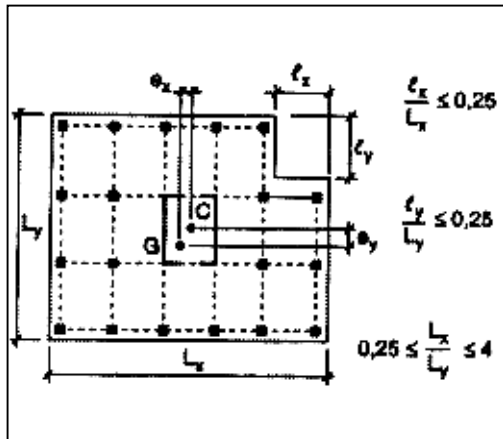


Fig IV.1. Limite des décrochements en plan.

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} l_x = 11,15\text{m} \\ L_x = 22,65\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = 0,49 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} l_y = 2,25\text{m} \\ L_y = 15,85\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_y}{L_y} = 0,14 < 0,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Commentaire : le bâtiment est irrégulier en élévation.

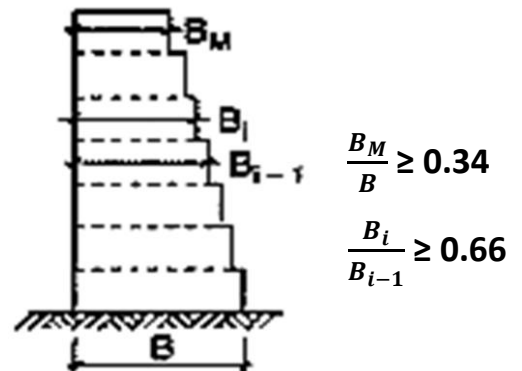
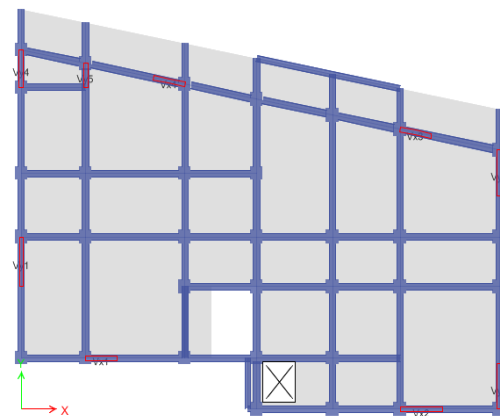


Fig IV.2. Limite des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on n'a pas le même plan dans tous les étages

⇒ **Batiment irrégulier en plan et irrégulier en élévation**

⇒ **Batiment irrégulier**

IV.2. Choix de la méthode de calcul

IV.2.1 Méthodes utilisables (A4.1.1. /RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ◆ Méthode statique équivalente ;
- ◆ Méthode dynamique ;
 - { par la méthode d'analyse dynamique par accélero – grammes
 - { Méthode d'analyse modale spectrale

IV.2.2. Condition d'application la méthode statique équivalente (A.4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes ; pour notre cas :

- * Le bâtiment présente une configuration irrégulière
 - * Zone IIa
 - * Groupe d'usage 2
 - * La hauteur du bâtiment $H = 35,65 \text{ m} > H_{\max} = 23 \text{ m}$
- \Rightarrow La M.S.E n'est pas applicable.

IV.2.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3. /RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- ❖ Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- ❖ Un modèle encastré à la base ;
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- ❖

IV.2.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, la modélisation revient à représenter un problème physique possède un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL) en tenant en compte le possible de la masse, la rigidité de tous les éléments de la structure et l'amortissement.

IV.2.3.3. Programme utilisé pour la modélisation

- ◆ **Version** : Version 16.2.0
- ◆ **Nom du programme**: Extended 3D Analysis of Building Systems
- ◆ **Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

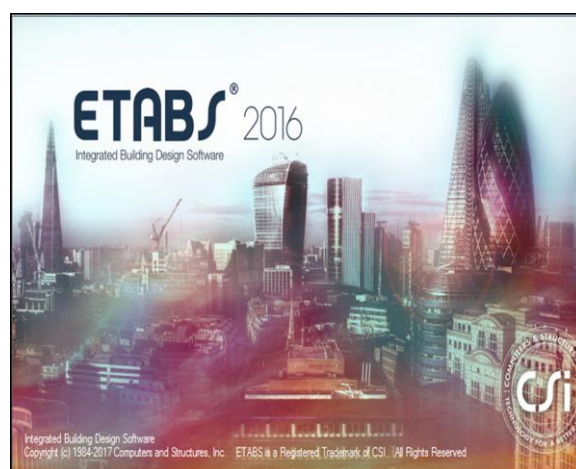
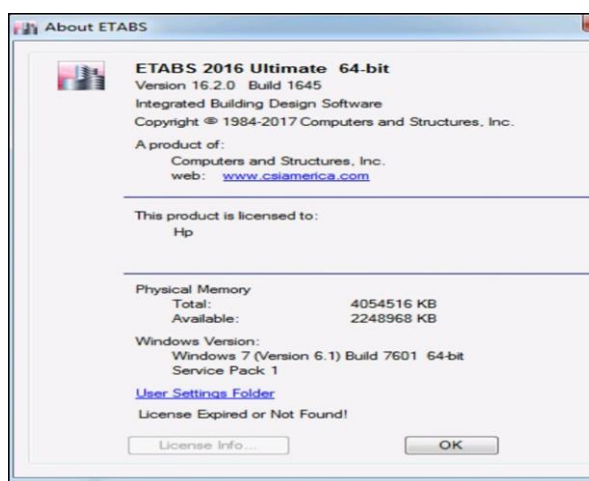


Fig IV.3. Le logiciel ETABS version 16.2.0

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. Il permet de modéliser facilement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS (Extended There Dimensions Analyses of Building System)**. Ce logiciel permet ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI .. Etc.). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente 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 additionnelle.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

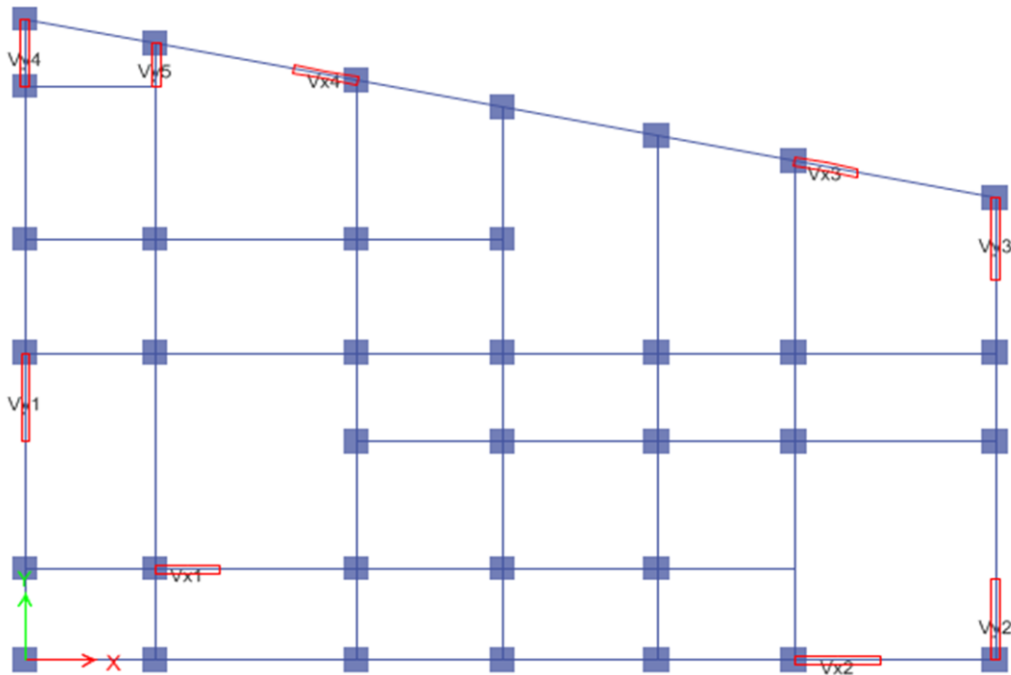


Fig IV.4. Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure.

Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.RPA99/2003)

IV.2.3.4. Coefficient d'accélération de zone A

A : c'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage

Pour notre cas on a : $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$; selon le tableau 4.1(RPA99/version 2003)

IV.2.3.5. Facteur de qualité :

Tab IV.2. Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05

3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale		Q_x=1.15		Q_y=1.15

IV.2.3.6.Coefficient de comportement global de la structure "R"

Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné par le tableau 4.3(R.P.A99/2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(R.P.A99/2003).Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assuré par Voiles-Portiques avec interaction, donc R=5

IV.2.3.7.Coefficient de pondération "β"

Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation RPA99/v2003 (Tableau 4.5)

* **Bâtiments d'habitation** ⇒ $\beta = 0.2$

A partir de la valeur du β , on peut déterminer le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Rightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{ poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{ charges d'exploitations} \end{cases}$$

W=36543.5503 KN

IV.2.3.8.Pourcentage critique d'amortissement "ξ (%)"

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab IV.3. Détermination du "ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)

Remarque : donc on opte pour **Portiques et Voiles** ⇒ $\xi = 10 \%$

IV.2.3.9.Spectre de réponse sismique (A4.2.3. R.P. A99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (**ξ=10%**)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,50**)

Q: Facteur de qualité (**Q=1,15**)

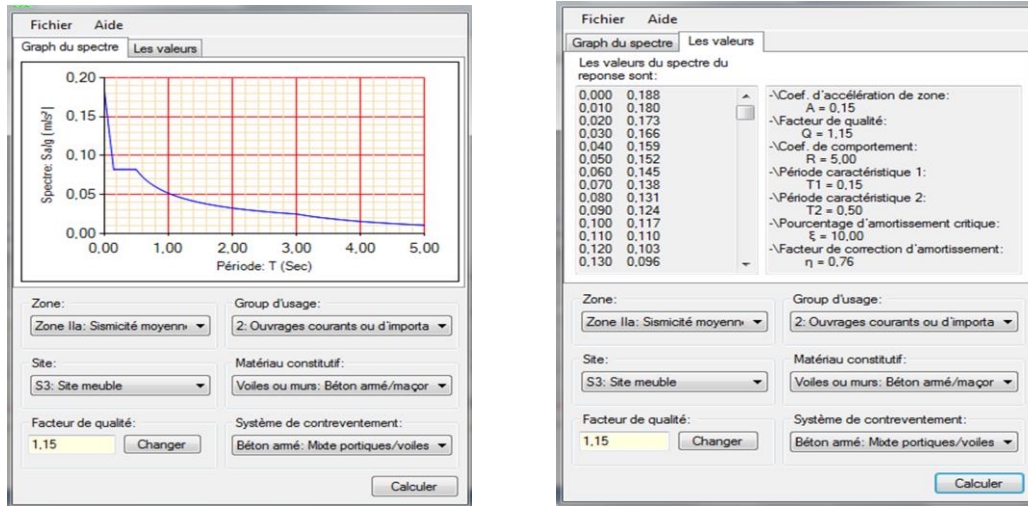


Fig IV.5. Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

IV.3. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

IV.3.1. Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous :

Tab IV.4. Périodes /Participation massiques et nombre de modes à considérer

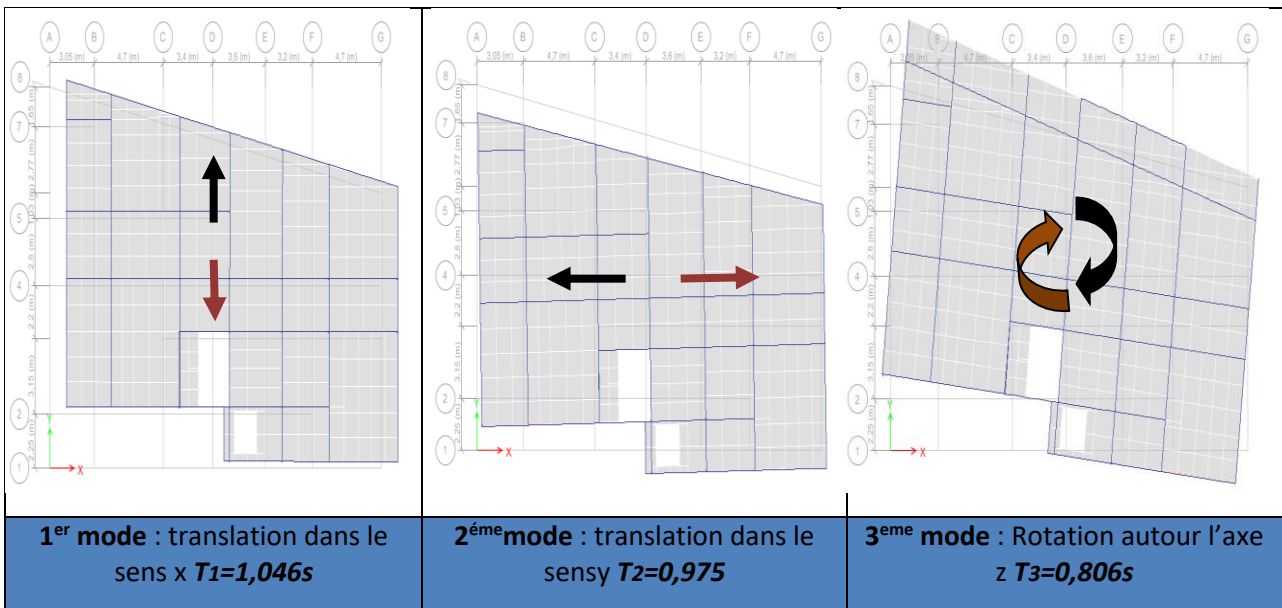
Case	Mode	Périodes	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	RZ	UX	UY
Modal	1	1,046	0,6591	0,0348	0,0001	0,018	0,3138	0,0001
Modal	2	0,975	0,695	0,6827	0,0175	0,3031	0,0164	0,0174
Modal	3	0,806	0,6967	0,6951	0,6768	0,0127	0,0003	0,6593
Modal	4	0,348	0,8027	0,6968	0,677	0,002	0,2842	0,0002
Modal	5	0,32	0,8036	0,8216	0,6781	0,2937	0,0041	0,0011
Modal	6	0,259	0,8036	0,8218	0,7989	2,2E-06	0,0004	0,1209
Modal	7	0,196	0,8461	0,8218	0,799	0,0001	0,0517	2,9E-05
Modal	8	0,173	0,8462	0,8713	0,7991	0,0737	0,0001	0,0001
Modal	9	0,138	0,8521	0,8724	0,8446	0,0035	0,0114	0,0455
Modal	10	0,128	0,8729	0,8725	0,8518	0,0004	0,0388	0,0072
Modal	11	0,111	0,8729	0,9018	0,8528	0,0589	4,9E-05	0,0011

Modal	12	0,091	0,8917	0,9021	0,8584	0,0011	0,037	0,0055
Modal	13	0,085	0,8929	0,9052	0,8816	0,0081	0,0013	0,0233
Modal	14	0,076	0,893	0,924	0,8847	0,0396	0,0003	0,0031
Modal	15	0,066	0,908	0,9241	0,8849	0,0001	0,0301	0,0002
Modal	16	0,059	0,9081	0,9312	0,8989	0,0192	0,0008	0,014
Modal	17	0,055	0,9099	0,9392	0,9047	0,022	0,005	0,0058

j. Commentaire :

- * Le 1^{er} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale à 65,96% ;
- * Le 2^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale à 64,74% ;
- * Le 3^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Z avec un taux de participation égale à 65,93% ;
- * On remarque qu'après 17 modes, la masse vibrante globale atteint 90% dans les trois directions. Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique.

Tab IV.5. Mode de vibration de la structure



IV.3.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

Dans la tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux sens X et Y , Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau.

IV.3.3. Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.IV.6.vérification de l'interaction sous charges horizontales et verticales :

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \leq 75\%$								
Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)
E11	153.5264	37.7843	80.24	19.75	140.808	52.083	72.99	27.01
E10	212.2609	83.3029	71.81	28.18	206.341	77.700	72.64	27.36
E9	412.5851	86.4276	82.68	17.31	396.356	86.227	82.13	17.87
E8	451.4697	213.144	67.92	32.07	410.525	206.70	66.51	33.49
E7	653.2848	173.232	79.04	20.95	589.445	171.24	77.49	22.51
E6	659.7651	303.684	68.47	31.52	589.488	287.30	67.23	32.77
E5	840.0692	251.684	76.94	23.05	755.816	232.76	76.45	23.55
E4	842.4805	362.228	69.93	30.06	739.824	344.55	68.22	31.78
E3	990.0078	320.724	75.53	24.46	871.526	302.01	74.26	25.55
E2	966.7966	441.344	68.65	31.34	849.833	407.92	67.57	32.43
E1	1063.624	439.774	70.74	29.25	896.515	508.82	63.79	36.21
RDC	915.7177	638.221	58.92	41.07	784.476	682.71	53.46	46.54
Sous charge verticale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 20\%$								
Niveau	Charge verticale (KN)				%charge verticale (KN)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
RDC	34577,639		6664,882		83,83		16,16	

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est **Selon l'article A.4.2.3** /R.P.A99/03, la force sismique totale V_s , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

D : facteur d'amplification moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

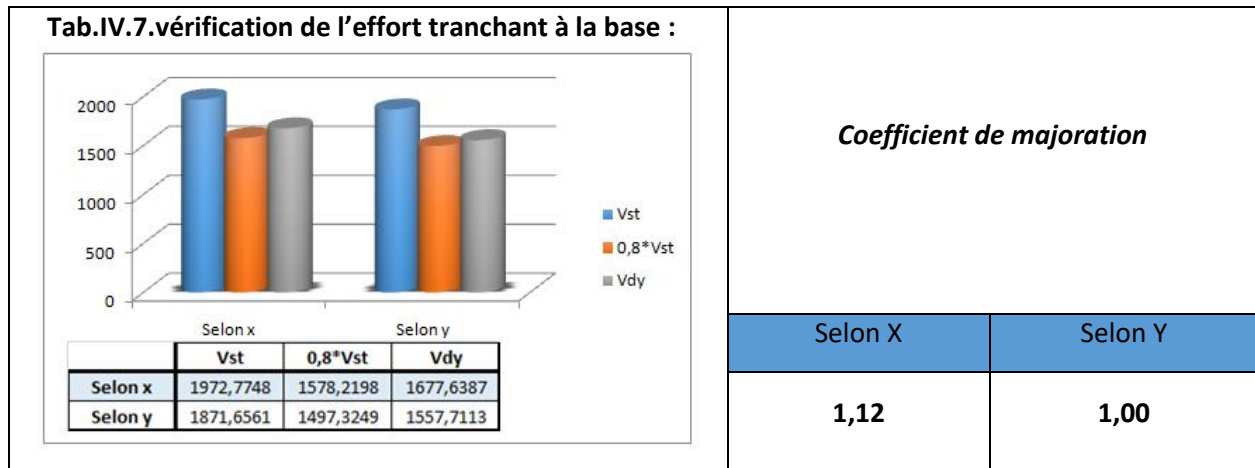
$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

T : Période fondamentale de la structure(A4.2.4 R.P. A99/2003):

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4} \Rightarrow \begin{cases} C_T = 0,05 \\ Hn = 35,64 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0,674\text{s} ; T_y = 0,729\text{s}$$

Donc, la période choisie pour le calcul du facteur D ;

$$T_{\text{calculée}} > T_2 = 0,5\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,56 \\ D_y = 1,48 \end{cases}$$



Commentaire :

On augmente tous les paramètres de la réponses (forces, déplacements, moments) dont le rapport est de 1,12 dans le sens xx et de 1 dans le sens yy .

IV.3.4.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle additionnelle** égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- **Commentaire :** l'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques **ex** et **ey**.

IV.4.Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

IV.4.1.Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Tab.IV.8.Vérification des déplacements selon x-x et y-y :

Étage	Hm	Ux(mm)	δK_x	ΔK_x	Uy(mm)	δK_y	ΔK_y	1% h k
Étage 11	2,88	22,087	110,435	5,32	18,167	90,83	4,64	0.0288
Étage 10	2,88	21,023	105,115	6,745	17,239	86,19	5,34	0.0288
Étage 9	2,88	19,674	98,37	6,185	16,171	80,85	6,085	0.0288

Étage 8	2,88	18,437	92,185	7,68	14,954	74,77	7,18	0.0288
Étage 7	2,88	16,901	84,505	8,61	13,518	67,59	7,465	0.0288
Étage 6	2,88	15,179	75,895	9,715	12,025	60,12	8,075	0.0288
Étage 5	2,88	13,236	66,18	10,44	10,41	52,05	8,38	0.0288
Étage 4	2,88	11,148	55,74	11,17	8,734	43,67	8,67	0.0288
Étage 3	2,88	8,914	44,57	11,365	7,001	35,01	8,585	0.0288
Étage 2	2,88	6,641	33,205	11,28	5,283	26,415	8,325	0.0288
Étage 1	2,88	4,385	21,925	10,2	3,618	18,09	7,305	0.0288
RDC	3.96	2,345	11,725	11,725	2,157	10,78	10,785	0.0396

• **Commentaire :**

Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

IV.4.2. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ;$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k". Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

- ◆ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tab.IV.9. Vérification à l'effet P-D :

Étage	h_k (m)	P_k (kn)	Selon X			Selon Y		
			ΔK_x (m)	V_{kx} (kn)	Θ_{kx} (mm)	ΔK_y (mm)	V_{ky} (kn)	Θ_{ky} (mm)
Étage 11	2,88	1525,344	5,32	165,3281	0,017042	167,2819	4,64	0,0146907
Étage 10	2,88	3548,487	6,745	337,2797	0,024640	326,6225	5,34	0,0201440
Étage 9	2,88	6308,326	6,185	537,0064	0,025227	510,6182	6,085	0,0261027
Étage 8	2,88	9350,809	7,68	733,5886	0,033991	690,3285	7,18	0,0337695
Étage 7	2,88	12486,33	8,61	907,9581	0,041113	847,5793	7,465	0,0381849
Étage 6	2,88	15669,39	9,715	1064,535	0,049652	988,0526	8,075	0,0444653
Étage 5	2,88	18957,43	10,44	1206,510	0,056958	1115,6038	8,38	0,0494448
Étage 4	2,88	22245,48	11,17	1334,046	0,064674	1231,5735	8,67	0,0543761
Étage 3	2,88	25650,40	11,365	1447,858	0,069910	1335,2345	8,585	0,0572643

Étage 2	2,88	29055,32	11,28	1545,602	0,073628	1426,248	8,325	0,0588874
Étage 1	2,88	32556,88	10,2	1618,328	0,071249	1496,3402	7,305	0,0551874
RDC	3.96	36543,55	11,725	1677,638	0,064495	1557,7113	10,785	0,0638923

Commentaire : L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

IV.4.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003)

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 dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul.

Selon l'article (A.4.4.1. R.P. A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation).

. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

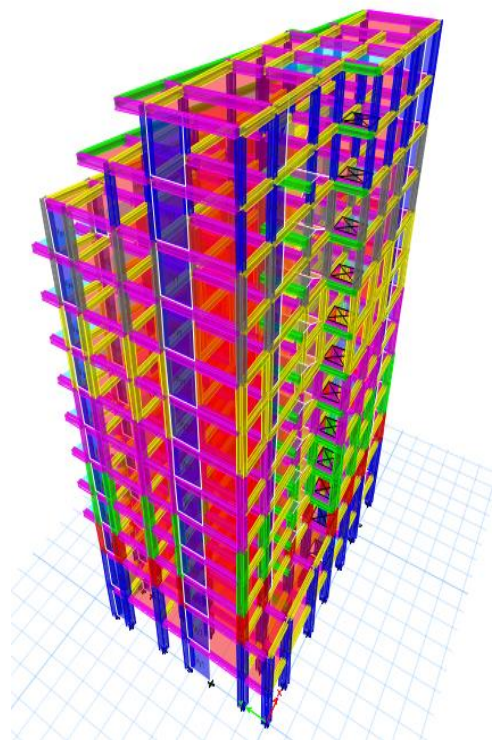
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous-sol	60*60	3600	-2061,929	0,2291032	vérifiée
RDC	60*60	3600	-1847,1401	0,2052378	vérifiée
Etage 1	60*60	3600	-1598,5221	0,1776136	vérifiée
Etage 2	55*55	3025	-1364,6899	0,1804549	vérifiée
Etage 3	55*55	3025	-1159,3315	0,1533	vérifiée
Etage 4	50*50	2500	-991,4678	0,1586348	vérifiée
Etage 5	50*50	2500	-835,2345	0,1336375	vérifiée
Etage 6	45*45	2025	-689,8543	0,1362675	vérifiée
Etage 7	45*45	2025	-573,5412	0,1132821	vérifiée
Etage 8	40*40	1600	-459,1243	0,1147811	vérifiée
Etage 9	40*40	1600	-346,2911	0,0866116	vérifiée

Etage 10	35*35	1225	-246,2911	0,0804216	vérifiée
Etage 11	35*35	1225	-135,0221	0,0440888	vérifiée

Tab IV.11. Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure étudiée.

Les éléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres	Poutres Principale : (30x40) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x35) cm ²
Poteaux	Poteaux R.D.C-SS : (60x60) cm ²
	Poteaux étages 1: (60x 60) cm ²
	Poteaux étages 2-3: (55x 55) cm ²
	Poteaux étages 4-5: (50x 50) cm ²
	Poteaux étages 6-7: (45x45) cm ²
	Poteaux étages 8-9: (40x40) cm ²
	Poteaux étages 10-11: (35x35) cm ²
Éléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck, Sections)	
Voiles	Épaisseur : e= 20 cm
Dalles Pleines (Slab)	DP:G= 6,18KN/m ²
Plancher corps creux (Deck) 20cm(16 + 4)	T.l: $\begin{cases} G = 6,25\text{KN/m}^2 \\ Q = 1\text{KN/m}^2 \end{cases}$
	Habitation $\begin{cases} G = 5,28\text{KN/m}^2 \\ Q = 1,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$
	Commerce : $\begin{cases} G = 5,28\text{m}^2 \\ Q = 5\text{KN/m}^2 \end{cases}$
Modélisation 3D de la Super- structure	



IV.5.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutre et voile, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticale et horizontale. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé le logiciel d'analyse des structures (ETABS2016), pour la détermination des efforts interne de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calculs.

V.1.Étude des poutres

V.1.1.Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Etabs**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | | |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+Ea$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

V.1.2.Recommandations du RPA99v2003

k. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
$$A_{max} = \begin{cases} 4\% & \text{en zone courante} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

l. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

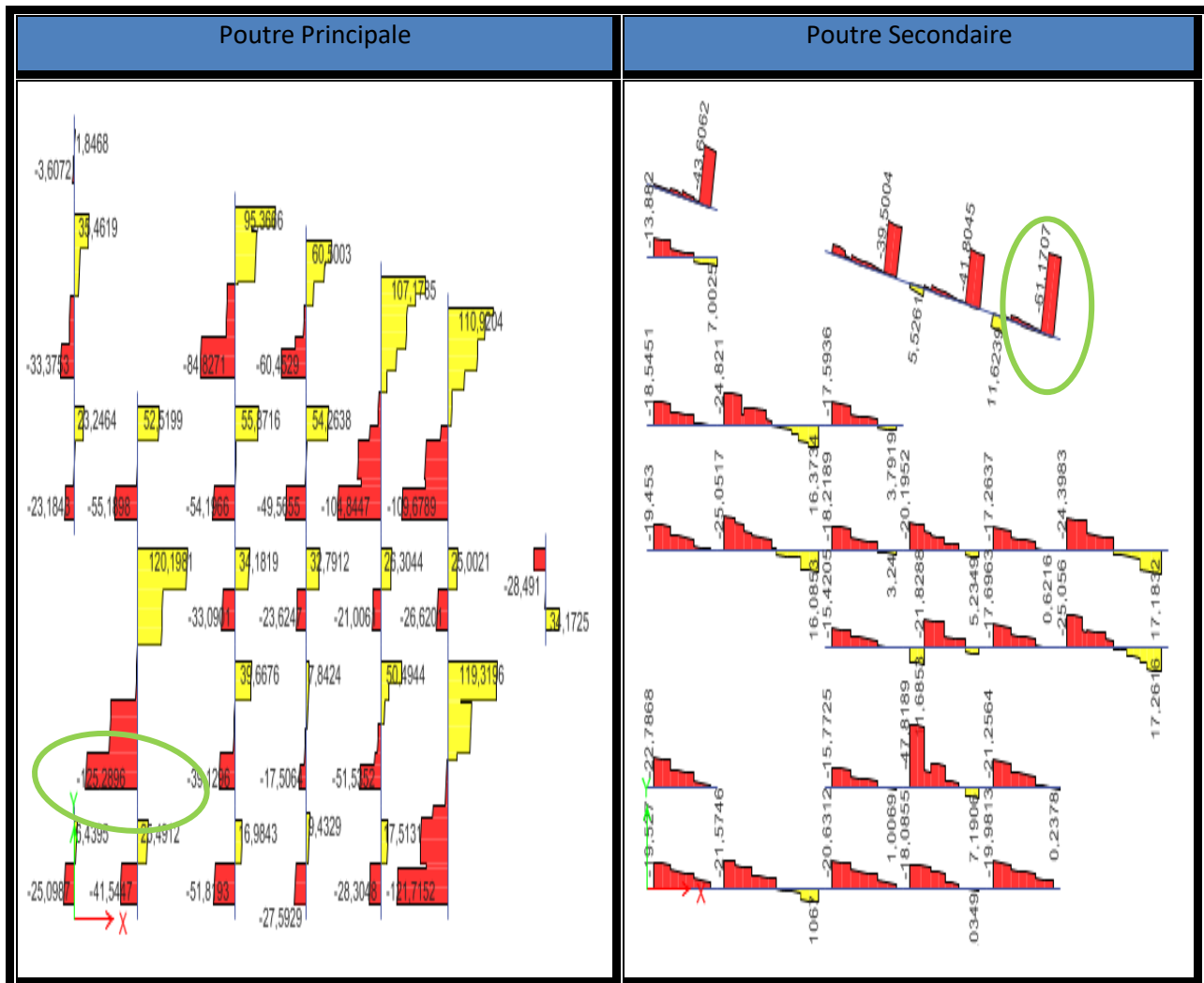
Avec (St) espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq \min (h/4 ; 12\Phi) & \text{en zone nodale} \\ St \leq h/2 & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99

V.1.4. Diagramme des efforts tranchants

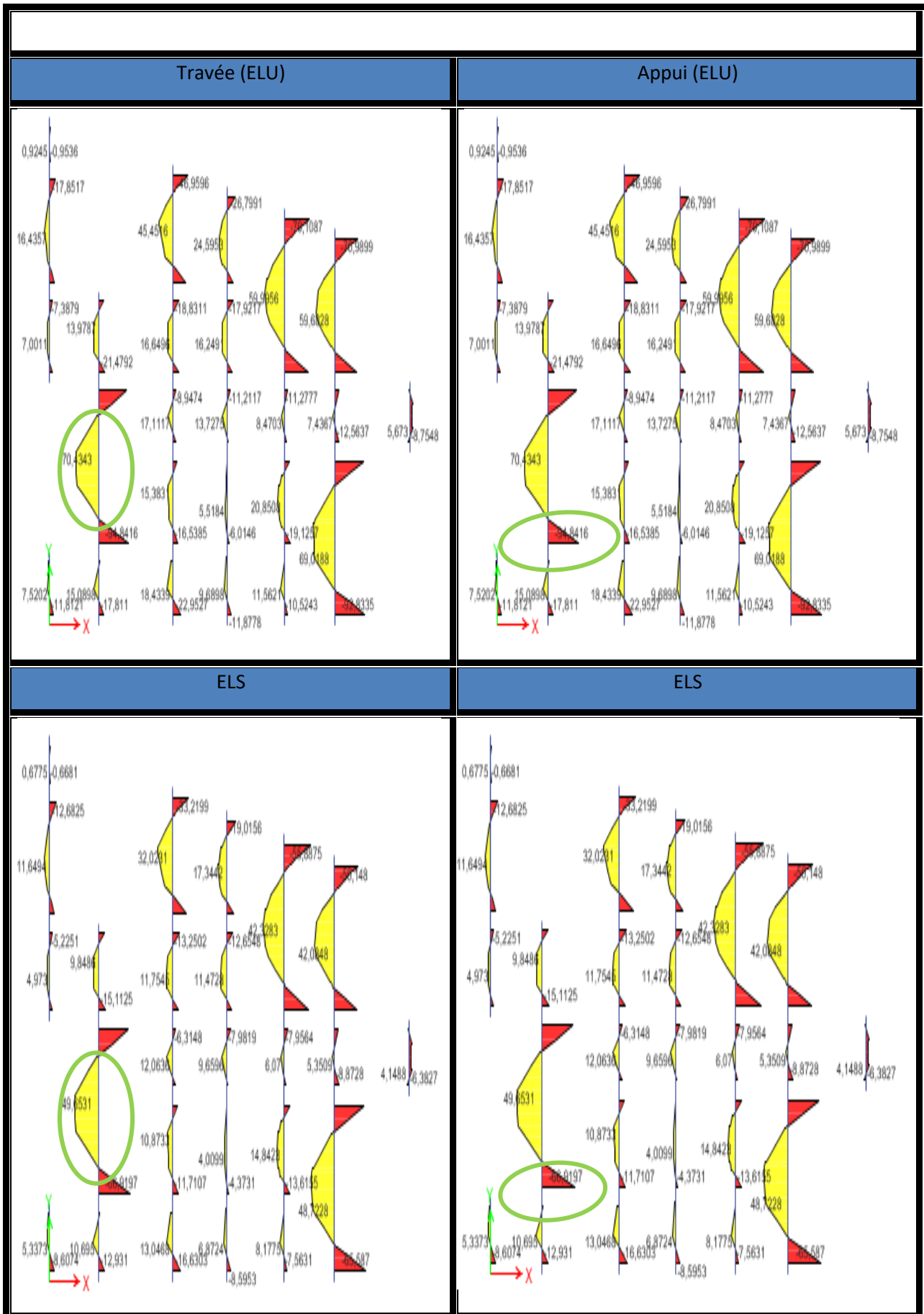


Tab V.1. Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant).

V.1.5. Diagrammes des moments fléchissant :

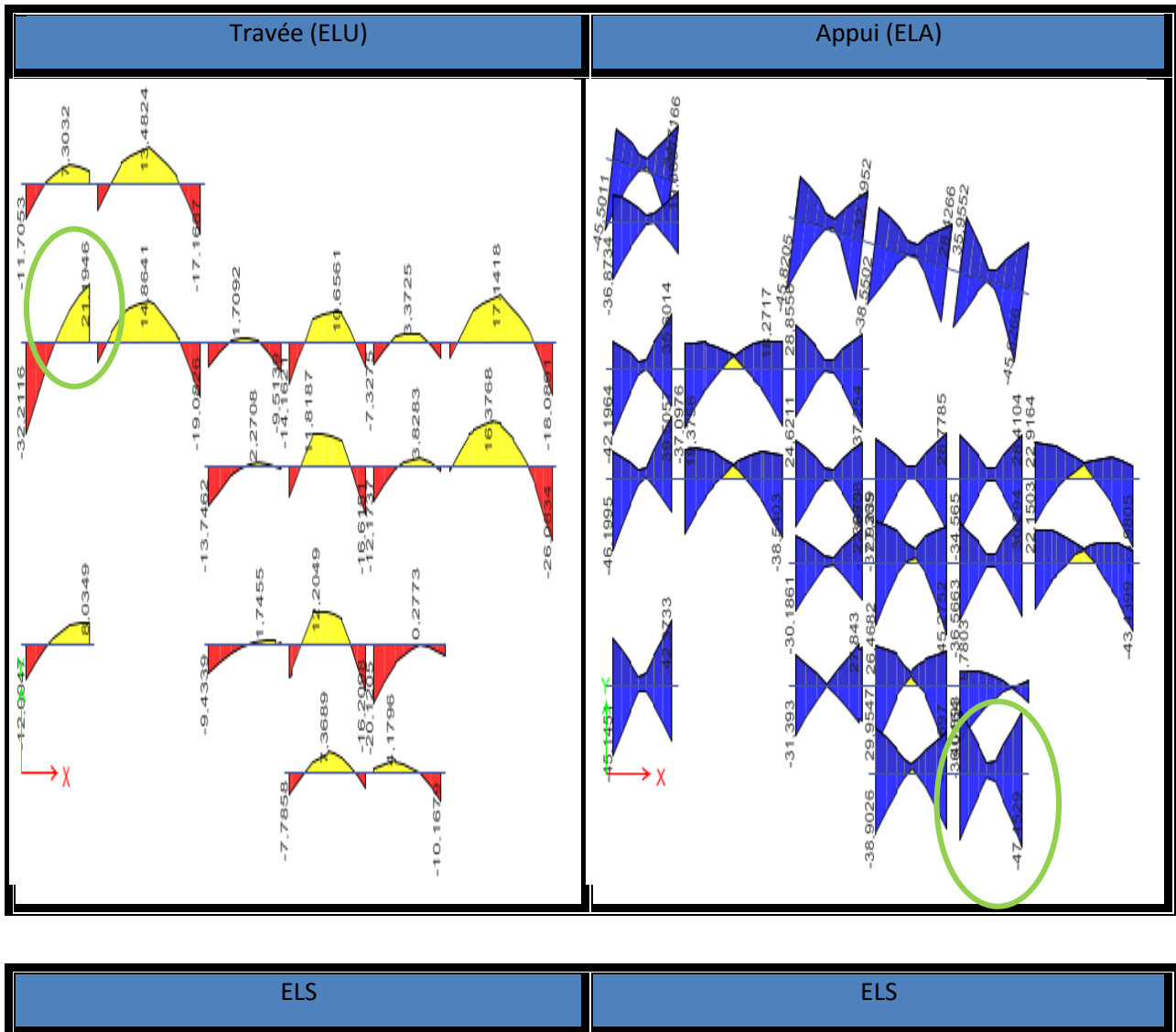
m. Poutre principale :

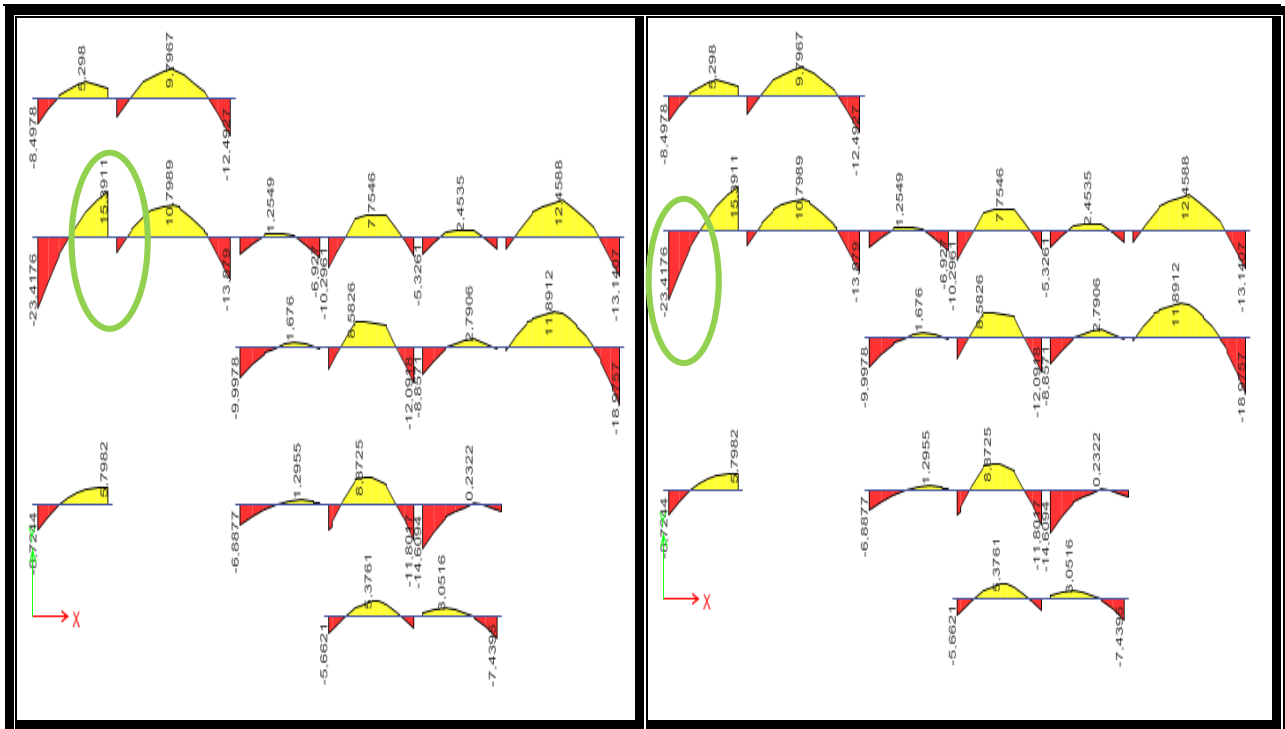
Tab V.2. Sollicitations statique dans les poutres principales.



n. Poutre secondaire et porteuse

Tab V.3. Sollicitations statique dans les poutres secondaires.





Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU		ELS		
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	70,43	94,84	49,65	66,91	120,19
Secondaire	21,19	47,45	15,39	23,41	61,17
Chainage	19,24	24,17	13,99	22,17	18,94

Tab V.5. les moments fléchissant sous les différentes combinaisons.

V.1.6. Calcul du ferrillage :

o. Armature longitudinale :

		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} /BAEL (cm ²)	A _{min} /RPA (cm ²)	A ^{adop} (Cm ²)
PP	Travée	70,43	5,85	1.34	6	3T14+2T12=6,88
	Appui	94,07	6,86			3T14+2T14=6,88
Secondaire	Travée	21,19	1,77	1.15	5,25	3T12=3,39
	Appui	47,45	3,74			3T12+2T12=5,65
Chainage	Travée	19,249	1,76	1.15	5.25	3T12=3,39
	Appui	24,175	1,93			3T12=3,39

Tab V.6. Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.

p. Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est

donné par : $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

$$\begin{cases} Pp = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2cm \\ Ps = \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1cm \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4AH8 = 2.01cm^2$ (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

- Calcul des espacements des armatures transversales : $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} Pp \Leftrightarrow S_t = 10cm \\ Ps \Leftrightarrow S_t = 10cm \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} Pp \Leftrightarrow S_t = 15cm \\ Ps \Leftrightarrow S_t = 15cm \end{cases} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2 < A_t^{adoptée} = 2.01cm^2 \Rightarrow$ vérifiée

V.1.7. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \text{En zone courante : } A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 cm^2 > A_{adopté} \\ \text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 cm^2 > A_{adopté} \end{cases}$$

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14mm$ $L_r > 40 \times 16 = 64cm$ on adopte $L_r = 65cm$

$\phi = 14mm$ $L_r > 40 \times 14 = 56cm$ on adopte $L_r = 50cm$

$\phi = 12mm$ $L_r > 40 \times 12 = 48cm$ on adopte $L_r = 50cm$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

q. Condition de non fragilité

$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} Pp: A^{min} = 1.34cm^2 \leq A^{cal} \\ Ps: A^{min} = 1.15cm^2 \leq A^{cal} \end{cases} \Rightarrow$ Condition vérifiée

r. Contrainte tangentielle maximale : Il faut vérifier que

FPN $\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}; 5MPa\right)$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

$$\begin{cases} \text{étage courant : } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \\ \text{Ssol : } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.173 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.34 MPa \end{cases}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tab V.7. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	120,19	1.083	3.33	Vérifié

Secondaire	44.198	0,460	4.34	Vérifié
Chainage	18.949	0,197	4.34	Vérifié

s. *Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis d'extrémités: } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (ArtH. IV. 2)}$$

Tab V.8. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$V^{max}(kn)$	$M_a(kn.m)$	$A_l(cm^2)$	$A_l^{riv}(cm^2)$	$A_l^{int}(cm^2)$	Observation
Principale	120,19	84,07	6,88	3,455	-4,733	Vérifié
Secondaire	44.198	45,873	5,65	1,270	-3.308	Vérifié
Chainage	18.949	2,175	3,39	0,545	-1.868	Vérifié

V.1.9. Vérification à l'ELS :

t. *État limite de compression du béton :*

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

Tab V.9. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_s(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(Cm)$	$I(Cm^4)$	Contraintes		Obs
						$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	
Principale	Travée	49,65	6,88	12,88	8140,6	7,856	15	Vérifié
	Appui	66,91	6,88	12,88	8140,6	10,591		Vérifié
Secondaire	Travée	15,39	3,39	8,88	3418,3	3,628	15	
	Appui	23,41	5,65	10,91	5068,2	4,736		Vérifié
Chainage	Travée	13,997	3,39	8,85	3418,3	3,626	15	Vérifié
	Appui	22,173	3,39	8,85	3418,3	5,745		Vérifié

u. *État limite de déformation (évaluation de la flèche)*

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$Q=5KN/ml ; G=5.16KN/ml ; G_0=0.4*0.3*25=3KN/ml ;$$

$$G_1=(1.125+1.4)*5.28=13.332 KN/ml ; Q_1=(2.125+1.4)*1,5 =3,787KN/ml$$

$$M_0 = \frac{(G_0 + G_1 + Q_1) \times l^2}{8} = 73.34KN.m$$

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

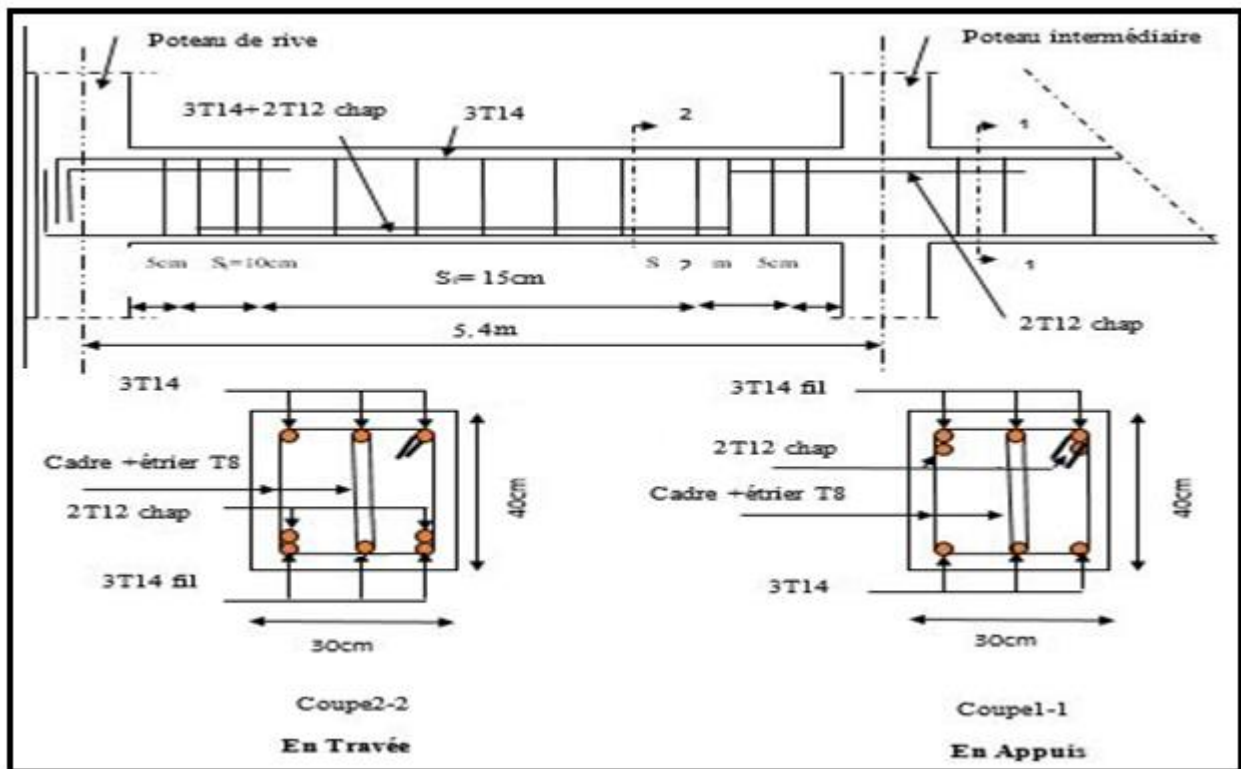
Tab V.10. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutres	h (cm)	b(cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{\frac{h_t}{l}}{M_t} > \frac{1}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
Principale	40	30	5.4	6.88	$0.074 > 0.06$ 2	$0.074 > 0.063$	$0.006 < 0.01$	Vérifié
Secondaire	35	30	4.7	3.39	$0.074 > 0.06$ 2	$0.074 > 0.021$	$0.003 < 0.01$	Vérifié
Chainage	35	30	3.48	3.39	$0.101 > 0.06$ 2	$0.101 > 0.044$	$0.003 < 0.01$	Vérifié

Remarque : Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.9. Schéma de ferrailage

Fig V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales



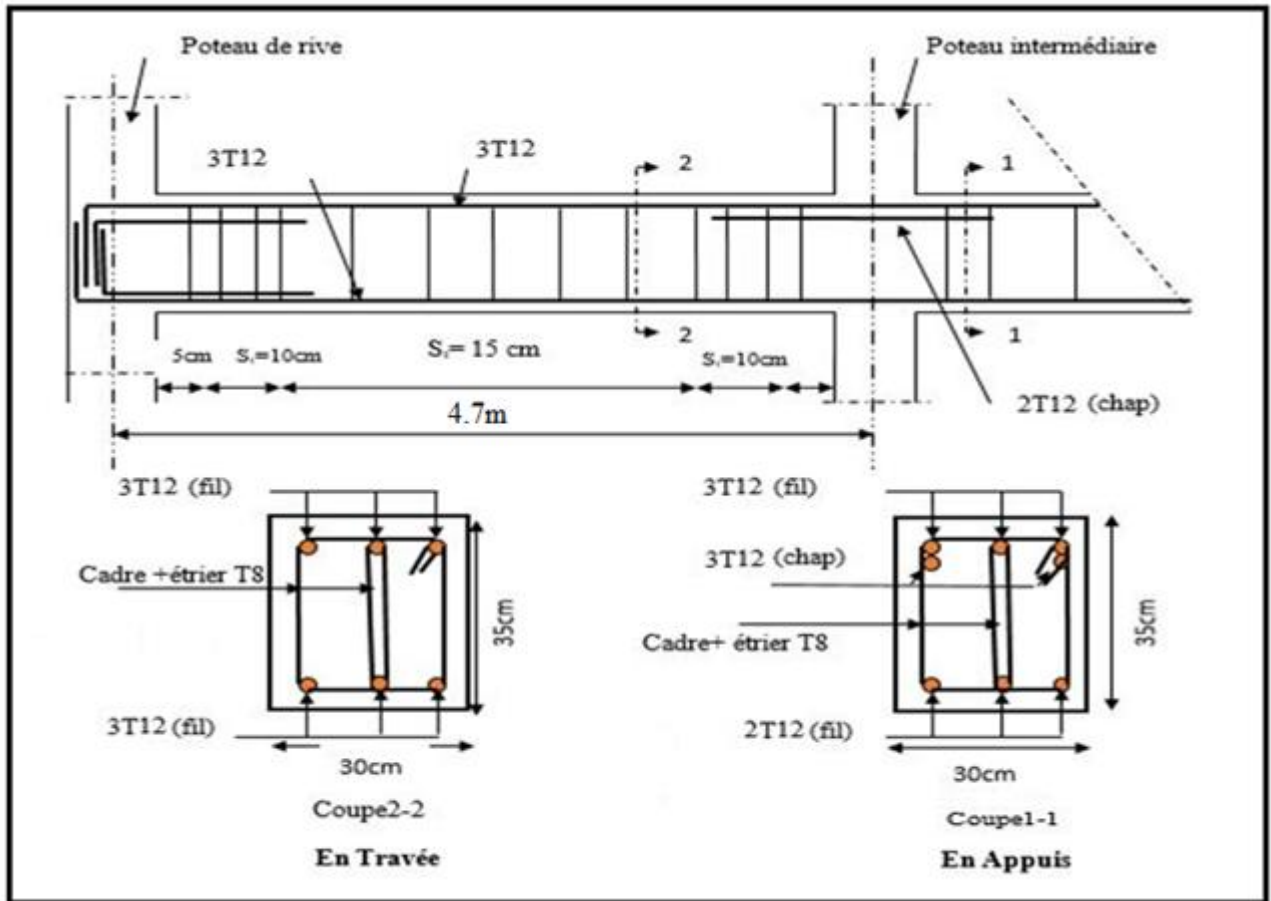


Fig V.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.2. Étude des poteaux

V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016).

- | | | |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+E$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant ;
- L'effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

V.2.2.1. Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone IIa est limité par :

- $A_{lmin} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{lmax} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement)} \end{cases}$
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- l_r : La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance (St) entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

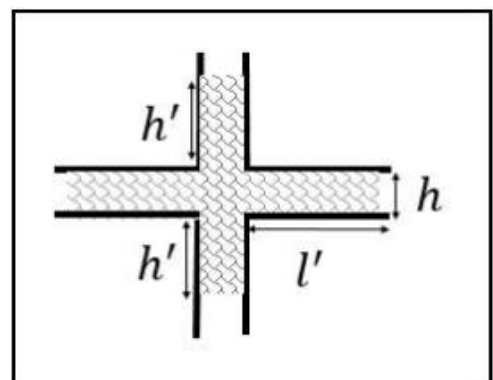
La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1, h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur d'étage

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :



Tab V.11. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section pot (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{zone cour} ^{max} (cm ²)	A _{zone recouv} ^{max} (cm ²)
SS, RDC et E1	60×60	28.8	144	216
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	35×35	9.8	49	73.5

V.2.2.2. Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

V_u : est l'effort tranchant maximal de calcul
 h_1 : hauteur totale de la section brute
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales
 t : espacement des armatures transversales $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale } t \leq \min(10 \phi_{tmin}, 15cm) \\ \text{zone courante } t \leq 15 \phi_{tmin} \end{array} \right. \rho_a$

coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris

égale à : $\rho_a = \begin{cases} 2.50 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

(a et b) : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

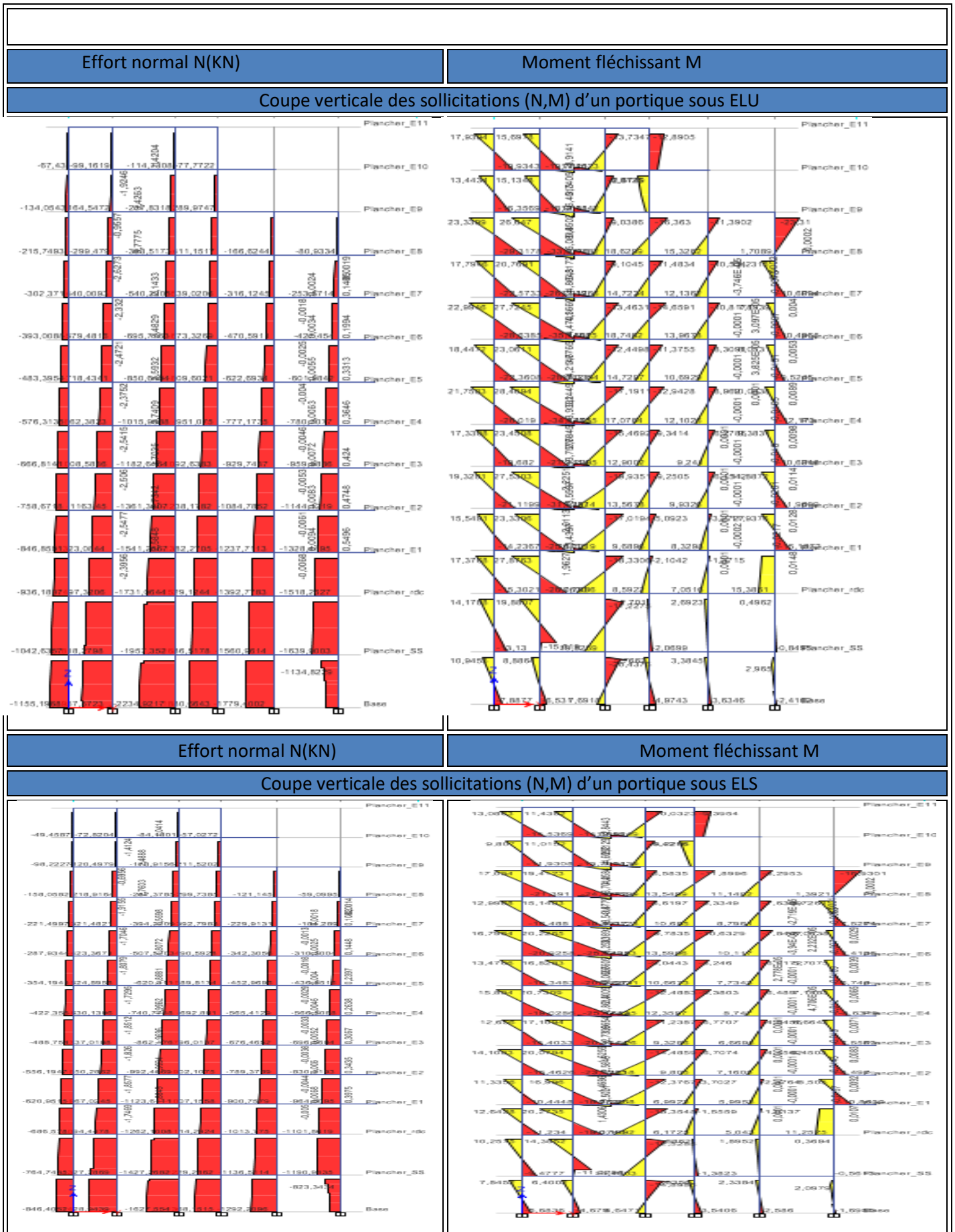
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{tmin}$.
- Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

$$A_{tmin} \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ si } 3 < \lambda_g < 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal :

V.2.2.3. Sous combinaison statique (ELU, ELS)

Tab V.12. sollicitation statique dans les poteaux



v. Sollicitations de calcul

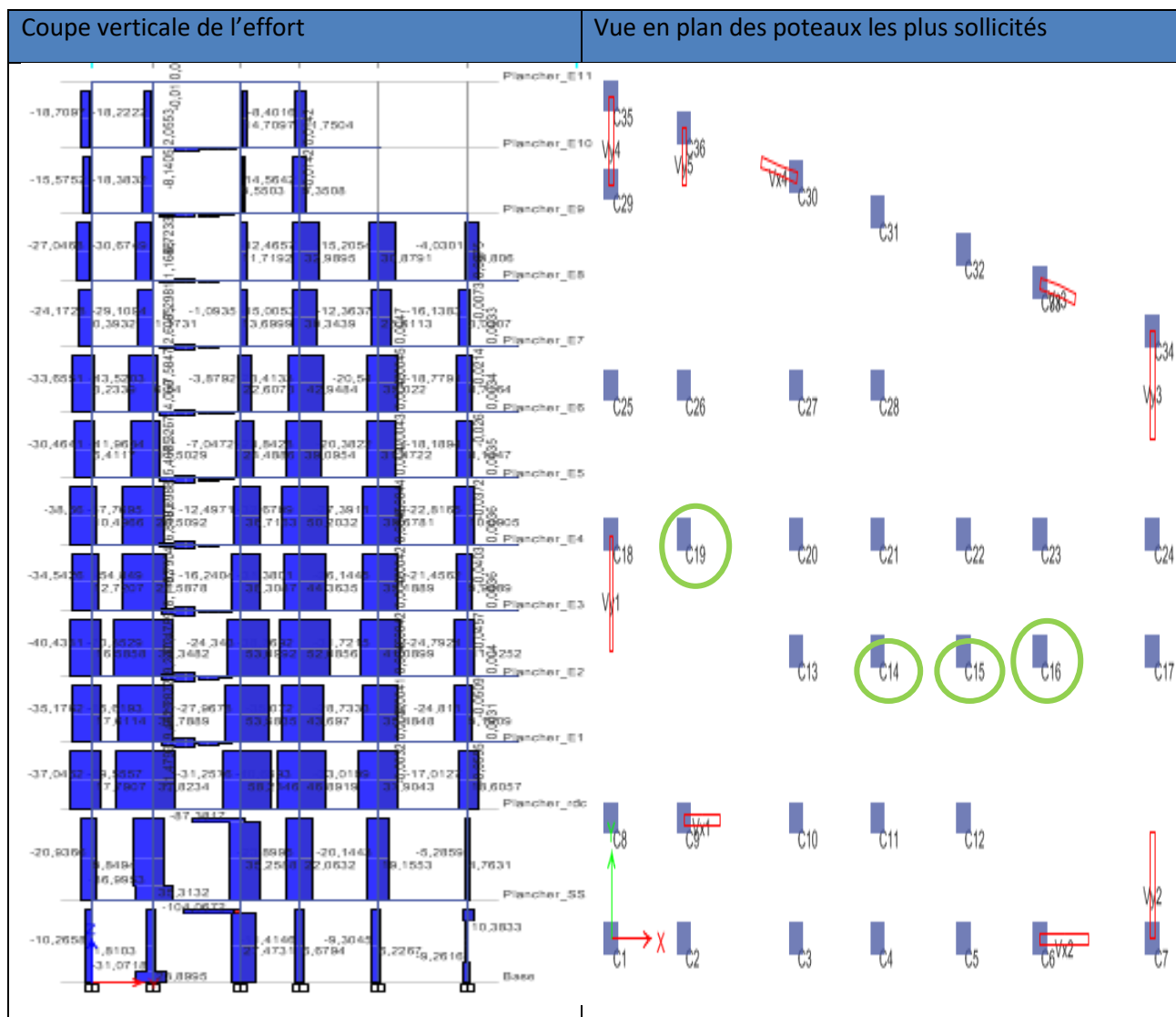
Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-après :

Tab V.13. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN.m)	M(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
SS, RDC et E1	2234.92	38.94	-740.59	74.65	1702.84	123.09	213.96
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1552.16	37.33	25.52	13.44	1058.79	99.52	93.28
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1210.09	34.22	16.75	20.59	304.24	84.15	81.05
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	888.76	31.37	-44.45	16.55	220.09	70.23	66.14
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	583.01	28.83	-65.29	13.93	113.08	51.57	54.40
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	292.38	25.267	-44.53	6.46	38.58	46.04	48.11

V.2.2.4. Diagrammes des efforts tranchants

Tab V.14. Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités.



V.2.2.5. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $v = N_d/B_c \times f_{c28} \leq 0,3RPA99$ (Article 7.4.3.1)

Tab V.15. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau C	b×h (m ²)	N _d (KN)	v	Observation
E11	C14	35*35	135,0221	0,044	Vérifier
E10	C14	35*35	246,2911	0,080	Vérifier
E9	C14	40*40	346,4465	0,086	Vérifier
E8	C14	40*40	459,1243	0,114	Vérifier
E7	C14	45*45	573,5412	0,113	Vérifier
E6	C14	45*45	689,8543	0,136	Vérifier
E5	C14	50*50	835,2345	0,133	Vérifier
E4	C14	50*50	991,4678	0,158	Vérifier
E3	C14	55*55	1159,3315	0,153	Vérifier
E2	C14	55*55	1364,6899	0,180	Vérifier
E1	C14	60*60	1598,5221	0,177	Vérifier
RDC	C14	60*60	1847,1401	0,205	Vérifier
SS	C14	60*60	2061,929	0,229	Vérifier

Commentaire : La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

V.2.2.6. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Tab V.16. résume le ferrailage des différentes sections de poteau.

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	Type	A _{cal} (cm ²)	A ^{min} _{RPa(c} m ²)	A ^{max} _{RPa} (cm ²)		A _{choisit} (cm ²)	Ferrailage
							z ^{rec}	z ^{cour}		
SS, RDC et E1	60*60	2234.92	38.94	SEC	0	28.8	216	144	33.17	4T16+8T20
		-740.59	74.65	SET	14.62					
		1702.84	123.09	SEC	0					
		1552.16	37.33	SEC	0	24.2	181.5	24.23	4T16+8T16	

E2+E3	55*55	25.52	13.44	SPC	0.36			121		
		1058.79	99.52	SPC	0					
E4+E5	50*50	1210.09	34.22	SEC	0	20	150	100	20.36	4T16+8T14
		16.75	20.59	SPC	1.02					
		304.24	84.15	SPC	1.01					
E6+E7	45*45	888.76	31.37	SEC	0	16.2	121.5	81	18.47	4T14+8T14
		-44.45	16.55	SPC	1.82					
		220.09	70.23	SPC	1.87					
E8+E9	40*40	583.01	28.83	SEC	0	12.8	96	64	15.21	4T14+8T12
		-65.29	13.93	SPC	2.1					
		113.08	51.57	SPC	2.54					
E10+E11	35*35	292.38	25.27	SEC	0	9.8	73.5	49	10.68	4T14+4T12
		-44.53	6.46	SPC	1.28					
		38.58	46.04	SPC	3.8					

V.2.2.7. Ferrailage transversale :

Le tableau ci-après (tab5.10) résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tab V.17. Armatures transversales des poteaux

Section (cm ²)	\varnothing_{min} (cm)	\varnothing_{max} (cm)	λ_g	ρ_a	V_u	l_r (m)	t_{zone}^{nod} (cm)	t_{zone}^{cour} (cm)	A_t^{nod} (cm ²)	A_t^{cour} (cm ²)	$A_t^{optée}$ (cm ²)	N_{bre} de barre
60×60	1.6	2.0	4,62	3,75	213.96	0,8	10	15	1,33	0,89	3.02	4T10
55×55	1.6	1.6	3,66	3,75	93.28	0,64	10	15	0,63	0,42	3.02	4T10
50×50	1.4	1.6	4,03	3,75	81.05	0,64	10	15	0,60	0,40	2.01	4T8
45×45	1.4	1.4	4,48	3,75	66.14	0,56	10	15	0,55	0,36	2.01	4T8
40×40	1.2	1.4	5,04	2,5	54.40	0,56	10	15	0,51	0,34	2.01	4T8
35×35	1.2	1.4	5,76	2,5	48.11	0,56	10	15	0,51	0,34	2.01	4T8

V.2.2.8. Vérifications

w. Vérification au flambement

Selon le CBA93 (artB.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que : B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b=1.5$; $\gamma_s=1.15$ sont des coefficients de sécurité béton, acier

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires,

$l_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrillage.

Le tableau suivant (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) résume les résultats des autres vérifications

Tab V.18. Vérification du flambement des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (c m)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (MN)	N _u (MN)	Obs
SS+RDC+E1	60*60	396	277,2	15,98	0,81	33.17	0,32	2.06	5,85	Vérifiée
E2+E3	55*55	288	201,6	12,68	0,82	24.23	0,27	1.36	4,84	Vérifiée
E4+E5	50*50	288	201,6	13,95	0,82	20.36	0,22	0.99	3,95	Vérifiée
E6+E7	45*45	288	201,6	15,50	0,81	18.47	0,17	0.68	3,19	Vérifiée
E8+E9	40*40	288	201,6	17,43	0,80	15.21	0,13	0.45	2,48	Vérifiée
E10+E11	35*35	288	201,6	19,92	0,79	10.66	0,10	0.24	1,80	Vérifiée

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ tel que :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$ béton fibre supérieure.

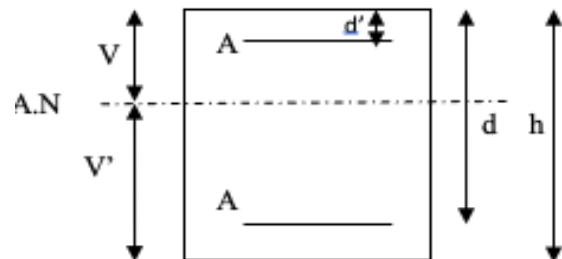


Fig V.4. Section d'un poteau

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inferieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogeny)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) \quad S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogeny)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2 \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.19. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	S (m ²)	d (m)	As (cm ²)	V (cm)	I _y (m ⁴)	M _{ser} (MN.M)	N _{ser} (MN)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
SS+RDC+E1	60*60	0,409	0,57	33,17	17,72	0,0239	0,0280	1,627	2,69	7,011	15
2+3 ^{ème}	55*55	0,338	0,52	24,23	13,89	0,0185	0,0269	1,130	2,38	6,154	15
4+5 ^{ème}	50*50	0,280	0,47	20,36	11,36	0,0137	0,0247	0,881	2,35	5,825	15
6+7 ^{ème}	45*45	0,230	0,42	18,47	9,610	0,0096	0,0227	0,647	2,20	5,030	15
8+9 ^{ème}	40*40	0,182	0,37	15,21	7,817	0,0064	0,0208	0,424	1,94	3,864	15
10+11 ^{ème}	35*35	0,138	0,32	10,66	5,838	0,0040	0,0175	0,213	1,43	2,075	15

x. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 (art 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

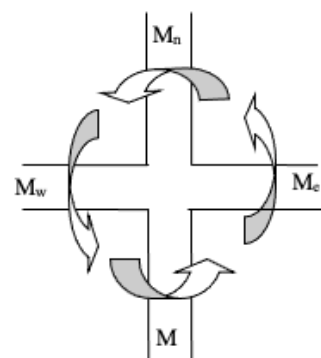


Fig V.5. Zone nodale.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.20. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _t (cm)	λ _g	ρ _d	b	d(m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
SS+RDC+E1	60*60	277,2	4,62	0.04	0.60	0,57	213.96	0,625	1.6	Vérifiée
2+3 ^{ème}	55*55	201,6	3,66	0.04	0.55	0,52	93.28	0,326	1.6	Vérifiée
4+5 ^{ème}	50*50	201,6	4,03	0.04	0.50	0,47	81.05	0,344	1.6	Vérifiée
6+7 ^{ème}	45*45	201,6	4,48	0.04	0.45	0,42	66.14	0,349	1.6	Vérifiée
8+9 ^{ème}	40*40	201,6	5,04	0.075	0.40	0,37	54.40	0,367	3.0	Vérifiée
10+11 ^{ème}	35*35	201,6	5,76	0.075	0.35	0,32	48.11	0,429	3.0	Vérifiée

y. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré ;

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré ;

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré ;

M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré ;

z. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- de la contrainte limite élastique des aciers ;

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec : } z = 0.9 h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux

Tab V.21. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section(cm ²)	h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
SS+RDC+E1	60*60	60	54	33,17	348	623,01
2+3 ^{ème}	55*55	55	49.5	24,23	348	417,17
4+5 ^{ème}	50*50	50	45	20,36	348	318,67
6+7 ^{ème}	45*45	45	40.5	18,47	348	260,18
8+9 ^{ème}	40*40	40	36	15,21	348	190,45

10+11^{ème}	35*35	35	31.5	10,66	348	116,79
----------------------------	-------	----	------	-------	-----	--------

Tab V.22. Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres		h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Sous-sol Au 11^{ème} étage	PP	Travée	40	36	6.88	348	86.15
		Appui			6.88		86.19
	PS	Travée	35	31.5	3.39	348	37.14
		Appui			5.65		61.90

aa. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

On effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau

- Nœud central (N1)
- Nœud d'angle (N2)

Tab V.23. Vérification de la zone nodale.

Niveau	Plan	M _s	M _N	M _n +M _s	M _w	1.25(M _e +M _w)	observation
Sous-Sol	Pp	623.01	623.01	1246.02	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
RDC	Pp	623.01	623.01	1246.02	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
1^{er} étage	Pp	623.01	417.17	1040.18	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
2^{ème} étage	Pp	417.17	417.17	834.34	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
3^{ème} étage	Pp	417.17	318.67	735.84	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
4^{ème} étage	Pp	318.67	318.67	637.34	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
5^{ème} étage	Pp	318.67	260.18	578.85	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
6^{ème} étage	Pp	260.18	260.18	520.36	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
7^{ème} étage	Pp	260.18	190.45	450.63	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
8^{ème} étage	Pp	190.45	190.45	380.9	86.15	215.375	Vérifiée

	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
9 ^{eme} étage	Pp	190.45	116.79	307.24	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
10 ^{eme} étage	Pp	116.79	116.79	233.58	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée
11 ^{eme} étage	Pp	116.79	116.79	233.58	86.15	215.375	Vérifiée
	Ps				61.90	154.75	Vérifiée

D'après le RPA99/version2003 la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

bb. Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.Ferraillage

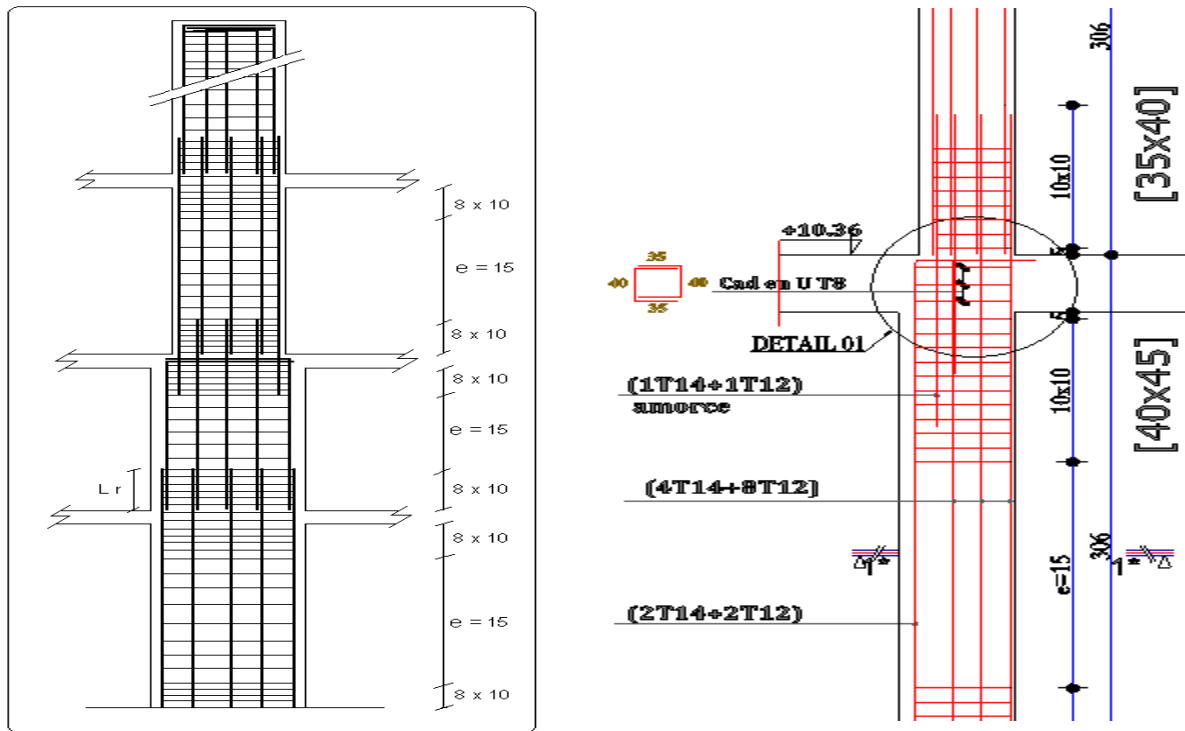
Les schémas de ferraillage sont résumés dans la figure suivante

Tab V.24. Les schémas de ferraillage dans les différents poteaux.

Niveau	Ferraillage	Schéma de ferraillage des poteaux
Sous-Sol+ RDC+E1	4T16+8T20	<p>60 cm</p> <p>60 cm</p> <p>2T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>4 T10</p>

<p>2^{er}+3^{ème} Étage</p>	<p>4T16+8T16</p>	<p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>2T16/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>4 T10</p>
<p>4^{ème} +5^{ème} étage</p>	<p>4T16+8T14</p>	<p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>2T14/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>4 T8</p>
<p>6^{ème} +7^{ème} étage</p>	<p>4T14+8T14</p>	<p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>2T14/Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>4 T8</p>

<p>8^{ème}+9^{ème} étages</p>	<p>4T14+8T12</p>	<p>40 cm</p> <p>40 cm</p> <p>2T12/Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>4 T10</p>
<p>10^{ème}+11^{ème} étages</p>	<p>4T14+4T12</p>	<p>35 cm</p> <p>35 cm</p> <p>1T12/ Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>4T8</p>



Tab V.25. Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion ;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant ;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton ;

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$;
- 2). $G+Q\pm E$;
- 3). $0.8G\pm E$.

V.4.1.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

cc. a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$\Rightarrow A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

dd. b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de 10Φ.

ee. c). Règles communes (armature verticales et horizontales)

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h \text{ dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5 * e, 30\text{cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

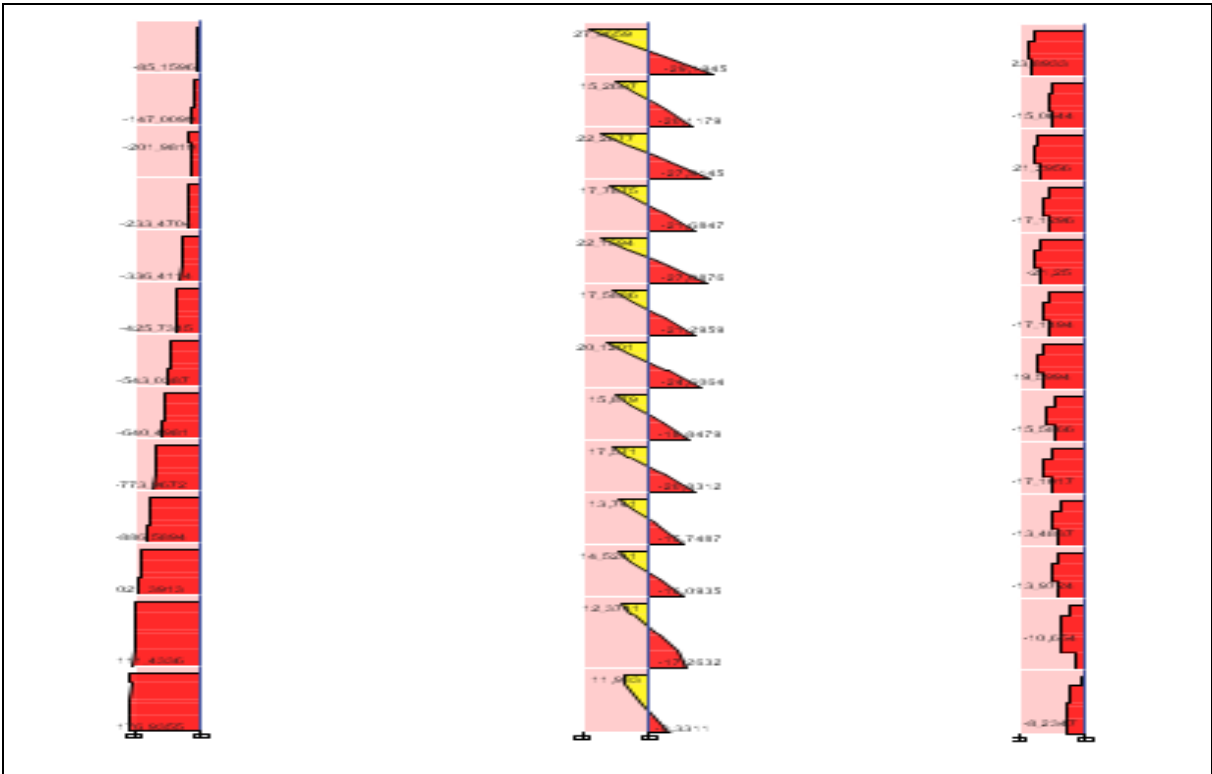
V.4.1.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal

Sous combinaison statique et sismique :

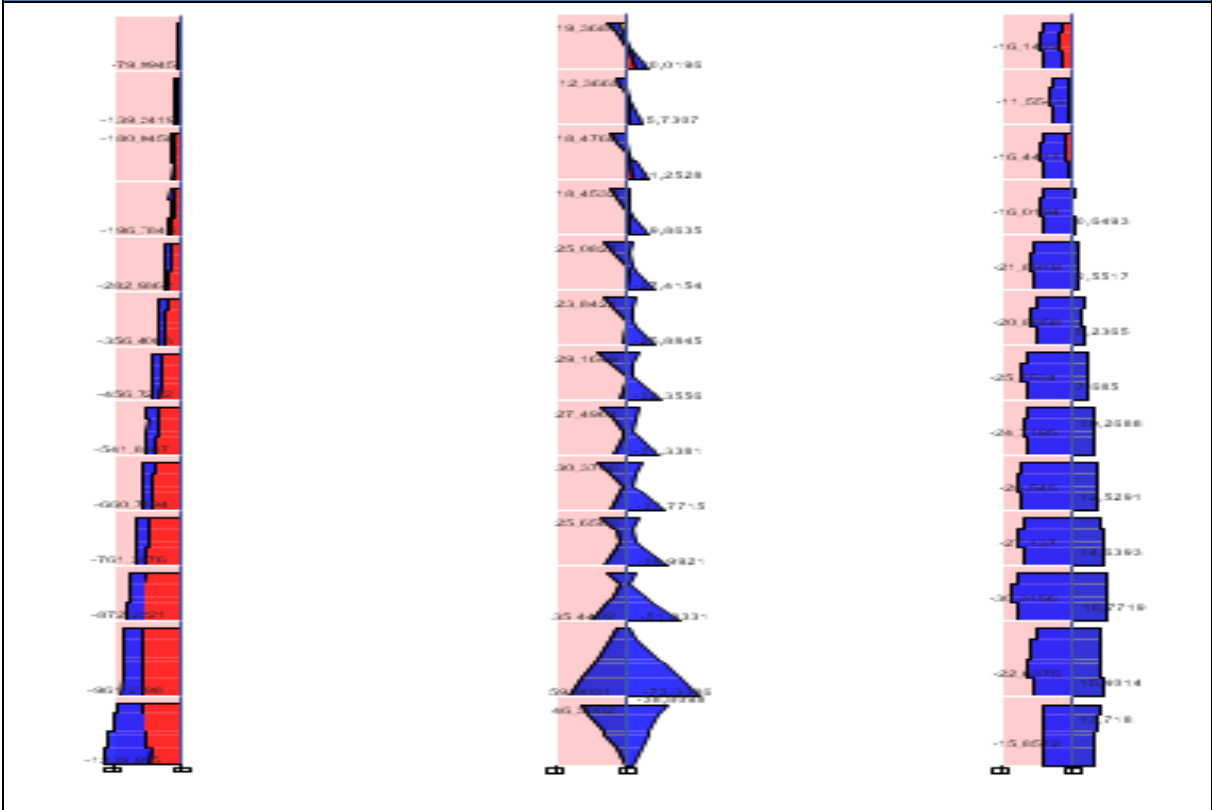
Les voiles les plus sollicités (V_x et V_y) sont résumées dans le tableau **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

Tab V.26. Sollicitation statique dans les voiles.

V _{y1}		
N(KN)	M(KN.m)	V(KN)



Coupe verticale des sollicitations statique (N,M,et V)



Coupe verticale des sollicitations sismique (N,M,et V)

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS alors les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.27. sollicitation statique dans le voile V_{x4}.

Niveau	Voile (V _{x4})			
	Combinaison	N(KN)	M(kn.m)	V(KN)
S-sol+Rdc+ 1 ^{er} +2 ^{eme} étage	0.8G+E _x	1029.16	4955.52	536.0554
3+4+5+6+7 ^{eme} étage	0.8G+E _x	583.89	1095.98	248.636

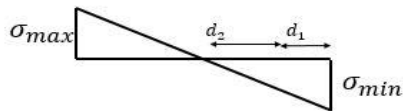
V.4.1.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

- calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}
- on découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur donnés par :
- calcul les longueurs ' L_c ' et ' L_t ' :

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N: \text{effort normal appliqué.} \\ M: \text{Moment fléchissant appliqué} \\ A: \text{Section transversale du voile} \\ V: \text{bras de levier.} \\ I: \text{Inertie du voile} \\ L_c: \text{longueur de la zone comprimée} \\ L_t: \text{longueur de la zone tendue} \end{array} \right.$

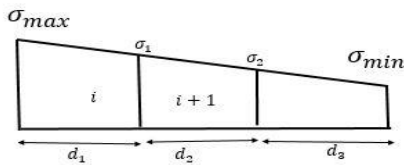
On distingue 3 cas ; le premier est la section partiellement comprimée ; la deuxième section entièrement comprimée ; et la dernière section entièrement tendue.



$$(\sigma_{max} \times \sigma_{min}) < 0$$

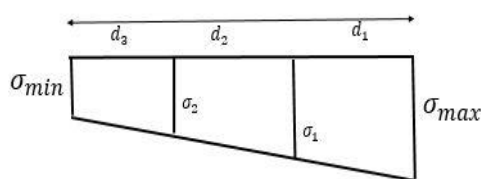
Le volume des contraintes de traction N

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_i}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_i}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max}; \sigma_{min}) > 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_i}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_i + \sigma_{min}}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i - Bfb}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max}; \sigma_{min}) < 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_i}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$

$$\text{Si } A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% \cdot e \cdot L$$

$$\Rightarrow A_{retenue} = A_{min}$$

$$\text{Si non : } \Rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$$

V.4.1.5. Les Voiles à étudier

Les caractéristiques géométriques des voiles V_{x4}, V_{y1} ; V_{x1}

V_{y4}(S-sol ; RDC.....;6^{ème})

Base Material: Beton

Orientation of 2-Axis for these Properties: Default Principal Axis User

Angle from X- to 2-Axis: 2.87E-05 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (m): 1.125
 - Ycg (m): 0.30022
- Analysis Properties**
 - Area (m²): 0.93
 - AS2 (m²): 0.4778
 - AS3 (m²): 0.8317
 - I22 (m⁴): 0.0223
 - I23 (m⁴): 0
 - I33 (m⁴): 0.530944
 - J (m⁴): 0.042731
- Design Properties**
 - R22 (m): 0.15485
 - R33 (m): 0.75558
 - S22 Negative (m²): 0.074278
 - S22 Positive (m²): 0.074279
 - S33 Negative (m²): 0.47195
 - S33 Positive (m²): 0.471857
 - Z22 (m²): 0.1185
 - Z33 (m²): 0.649125
- Principal Axes**
 - I Major (m⁴): 0.530944
 - I Minor (m⁴): 0.0223
 - Principal Axes Angle (deg): 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (m): 3.952E-07
 - PNA Offset 3 (m): 9.37E-07

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{y4}(7^{ème}11^{ème})

Base Material: Beton

Orientation of 2-Axis for these Properties: Default Principal Axis User

Angle from X- to 2-Axis: 2.365E-05 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (m): 1.05
 - Ycg (m): 0.22517
- Analysis Properties**
 - Area (m²): 0.585
 - AS2 (m²): 0.314
 - AS3 (m²): 0.5164
 - I22 (m⁴): 0.007172
 - I23 (m⁴): 0
 - I33 (m⁴): 0.304087
 - J (m⁴): 0.013059
- Design Properties**
 - R22 (m): 0.11072
 - R33 (m): 0.72098
 - S22 Negative (m²): 0.031851
 - S22 Positive (m²): 0.031852
 - S33 Negative (m²): 0.289607
 - S33 Positive (m²): 0.289561
 - Z22 (m²): 0.052312
 - Z33 (m²): 0.383125
- Principal Axes**
 - I Major (m⁴): 0.304087
 - I Minor (m⁴): 0.007172
 - Principal Axes Angle (deg): 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (m): 1.733E-07
 - PNA Offset 3 (m): 6.512E-07

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{y1}(S-sol ; RDC;.....;6^{ème})

Base Material: Beton

Orientation of 2-Axis for these Properties: Default Principal Axis User

Angle from X- to 2-Axis: 180 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (m): 1.64767
 - Ycg (m): 0.3
- Analysis Properties**
 - Area (m²): 0.645
 - AS2 (m²): 0.3651
 - AS3 (m²): 0.4814
 - I22 (m⁴): 0.011334
 - I23 (m⁴): 0
 - I33 (m⁴): 0.345084
 - J (m⁴): 0.021266
- Design Properties**
 - R22 (m): 0.13256
 - R33 (m): 0.73145
 - S22 Negative (m²): 0.037781
 - S22 Positive (m²): 0.037781
 - S33 Negative (m²): 0.404873
 - S33 Positive (m²): 0.209437
 - Z22 (m²): 0.064688
 - Z33 (m²): 0.376406
- Principal Axes**
 - I Major (m⁴): 0.345084
 - I Minor (m⁴): 0.011334
 - Principal Axes Angle (deg): 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (m): -0.31483
 - PNA Offset 3 (m): 0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{y1}(7^{ème},..... ;11^{ème})

Base Material: Beton

Orientation of 2-Axis for these Properties: Default Principal Axis User

Angle from X- to 2-Axis: 180 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (m): 1.47979
 - Ycg (m): 0.225
- Analysis Properties**
 - Area (m²): 0.4988
 - AS2 (m²): 0.3305
 - AS3 (m²): 0.3721
 - I22 (m⁴): 0.003973
 - I23 (m⁴): 0
 - I33 (m⁴): 0.276547
 - J (m⁴): 0.008487
- Design Properties**
 - R22 (m): 0.08925
 - R33 (m): 0.74463
 - S22 Negative (m²): 0.017656
 - S22 Positive (m²): 0.017656
 - S33 Negative (m²): 0.292578
 - S33 Positive (m²): 0.186882
 - Z22 (m²): 0.033891
 - Z33 (m²): 0.323461
- Principal Axes**
 - I Major (m⁴): 0.276547
 - I Minor (m⁴): 0.003973
 - Principal Axes Angle (deg): 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (m): -0.18271
 - PNA Offset 3 (m): 0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{x1}(S-sol ; RDC;.....;6^{ème})

Base Material: Beton

Orientation of 2-Axis for these Properties: Default Principal Axis User

Angle from X- to 2-Axis: 180 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (m): 1.64767
 - Ycg (m): 0.3
- Analysis Properties**
 - Area (m²): 0.645
 - AS2 (m²): 0.3651
 - AS3 (m²): 0.4814
 - I22 (m⁴): 0.011334
 - I23 (m⁴): 0
 - I33 (m⁴): 0.345084
 - J (m⁴): 0.021266
- Design Properties**
 - R22 (m): 0.13256
 - R33 (m): 0.73145
 - S22 Negative (m²): 0.037781
 - S22 Positive (m²): 0.037781
 - S33 Negative (m²): 0.404873
 - S33 Positive (m²): 0.209437
 - Z22 (m²): 0.064688
 - Z33 (m²): 0.376406
- Principal Axes**
 - I Major (m⁴): 0.345084
 - I Minor (m⁴): 0.011334
 - Principal Axes Angle (deg): 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (m): -0.31483
 - PNA Offset 3 (m): 0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{x1}(7^{ème},..... ;11^{ème})

Base Material: Beton

Orientation of 2-Axis for these Properties: Default Principal Axis User

Angle from X- to 2-Axis: 180 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (m): 1.47979
 - Ycg (m): 0.225
- Analysis Properties**
 - Area (m²): 0.4988
 - AS2 (m²): 0.3305
 - AS3 (m²): 0.3721
 - I22 (m⁴): 0.003973
 - I23 (m⁴): 0
 - I33 (m⁴): 0.276547
 - J (m⁴): 0.008487
- Design Properties**
 - R22 (m): 0.08925
 - R33 (m): 0.74463
 - S22 Negative (m²): 0.017656
 - S22 Positive (m²): 0.017656
 - S33 Negative (m²): 0.292578
 - S33 Positive (m²): 0.186882
 - Z22 (m²): 0.033891
 - Z33 (m²): 0.323461
- Principal Axes**
 - I Major (m⁴): 0.276547
 - I Minor (m⁴): 0.003973
 - Principal Axes Angle (deg): 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (m): -0.18271
 - PNA Offset 3 (m): 0

Area (m²)
The cross-sectional area.

Tab V.28. ferrailage voile V_x4S-sol ; RDC ; 1^{er} ; 2^{ème}

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/S-S→E6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,25	B (m ²) =	0,93
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,531
V' (m) =	1,125	h (m) =	3,96
V (m) =	1,125		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1314,15	σ _{max} (KN / m ²)	-2239,881
M (KN.m)	-1724,19	σ _{min} (KN / m ²)	5066,01
V (KN)	127,49	L _c (m)	0,689817607
		L _t (m)	1,560182393

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,46 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,4	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0	e3 (m)	0
σ1 (KN/m ²)	1930,4123	σ2 (KN/m ²)	965,20615	σ3 (KN/m ²)	3767,185
N1 (KN)	279,857	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	6,9965	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 3,505975

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile Amin (cm²) = 13,95

Dans la zone comprimée Amin (cm²) = 1,379635215

Dans la zone tendue Amin (cm²) = 6,24072957

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(5T16/10 ≅11,31 cm ²)	/	2 nappes T12/15
--	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1,749125	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	178,486	τ (MPA)	0,396635556	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	---------	-----------	-------------	--------------------------	---

Tab V.29 ferrailage du voile V_x4 (3 ;4;5 ;6;7^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/E7→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,1	B (m ²) =	0,585
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,304
V' (m) =	1,05	h (m) =	2,88
V (m) =	1,05		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	353,26	σ _{max} (KN / m ²)	-263,423
M (KN.m)	-251,1	σ _{min} (KN / m ²)	1471,15
V (KN)	65,63	L _c (m)	0,31891901
		L _t (m)	1,78108099

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,22 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,4	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,15	e2 (m)	0	e3 (m)	0
σ1 (KN/m ²)	1282,6066	σ2 (KN/m ²)	641,3033	σ3 (KN/m ²)	1140,7552
N1 (KN)	82,613	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	2,0654	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 1,804825

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile Amin (cm²) = 8,775

Dans la zone comprimée Amin (cm²) = 0,47837851

Dans la zone tendue Amin (cm²) = 5,34324298

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(5T10/10 ≅7,85 cm ²)	/	2 nappes T10/15
---------------------------------------	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,51635	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	91,882	τ (MPA)	0,29168889	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	--------	-----------	------------	--------------------------	---

V.4.1.6.Schémas de ferrailage Vx4

Tab V.30. Schéma de ferrailage du Vy4

Fig V.2. schéma de ferrailage du Vy4 (Ssol ;rdc;...6^{eme})

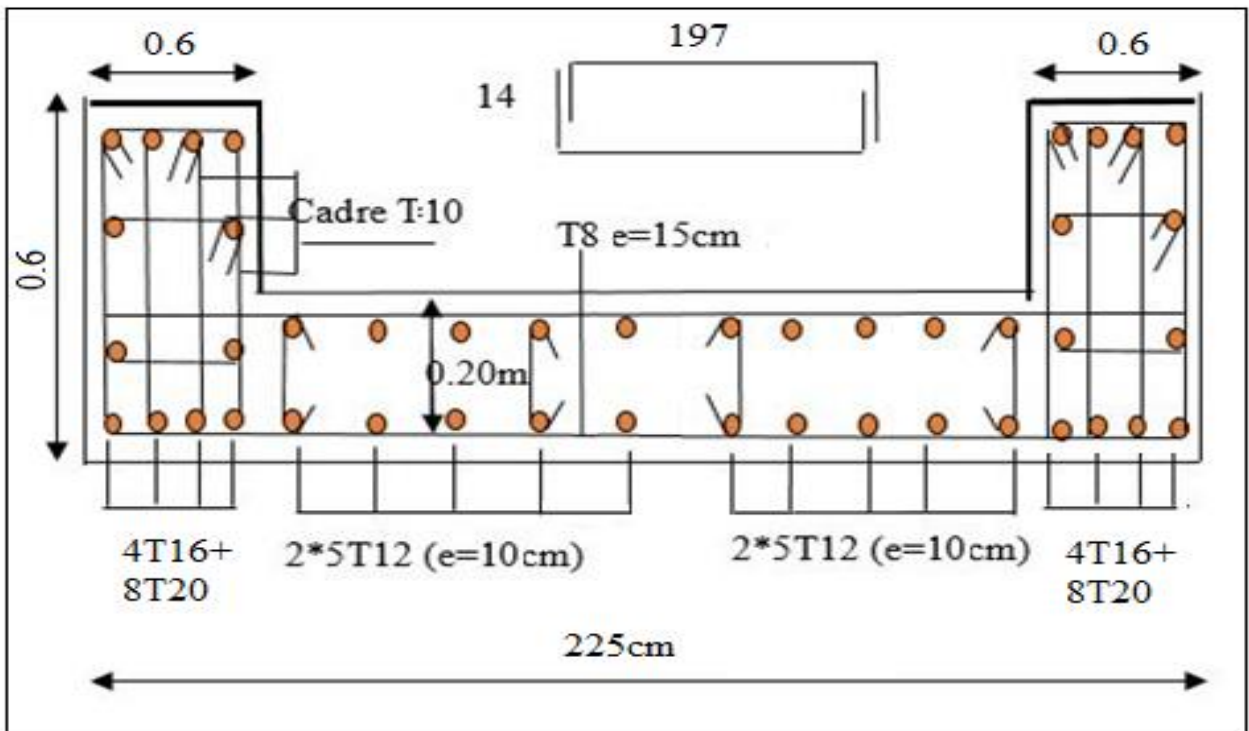
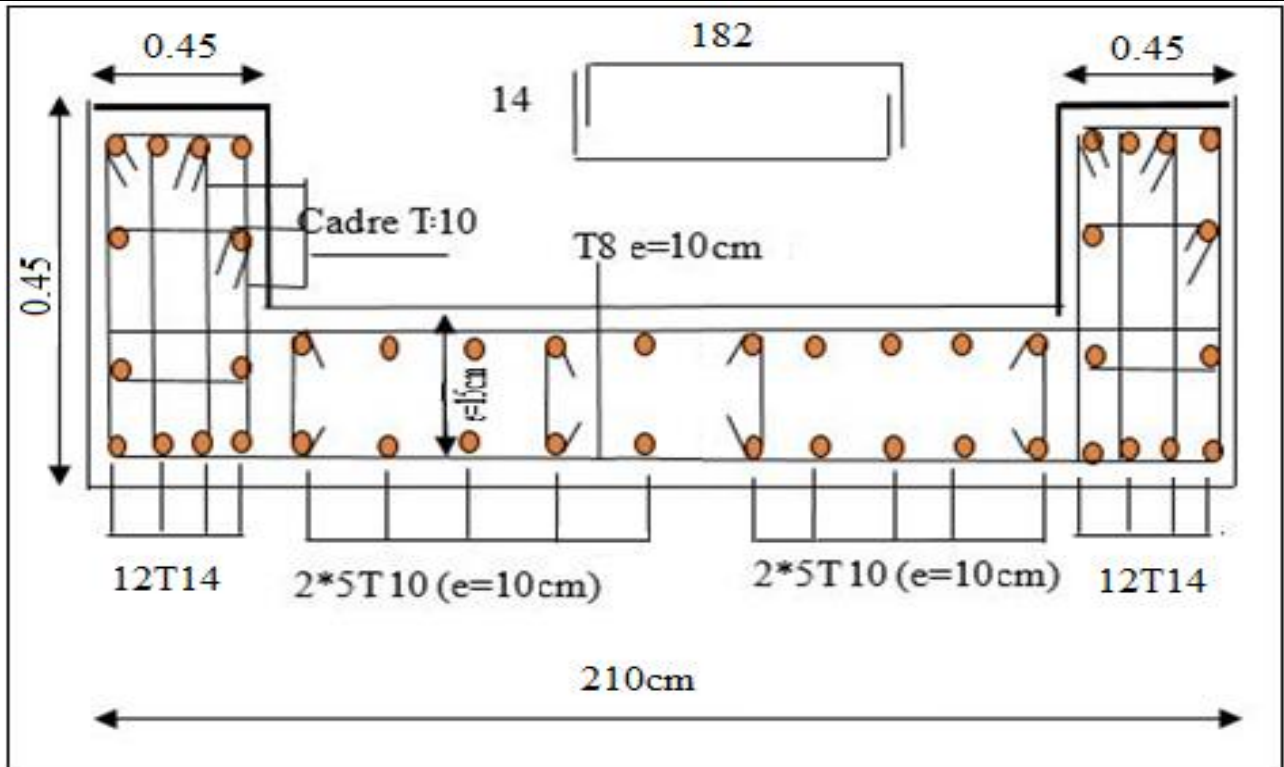


Fig V.3. schéma de ferrailage du Vy4 (7^{eme} ;.... ;11^{eme})



Tab V.31 ferrailage du voile Vy1 (ssol :rdc:.....:6^{eme})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy1,Vy2,Vy3 et Vy2/S-S→E6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,5	B (m ²) =	0,645
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,345
V' (m) =	0,86	h (m) =	3,96
V (m) =	1,64		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1027	σ_{max} (KN / m ²)	-777,314
M (KN.m)	-950,58	σ_{min} (KN / m ²)	6110,948
V (KN)	144,03	Lc (m)	0,282115431
		Lt (m)	2,217884569

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPa)	5

d (m) ≤ 1,48

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0,4	d3 (m)	0
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0
σ_1 (KN/m ²)	8852,5902	σ_2 (KN/m ²)	4426,2951	σ_3 (KN/m ²)	3631,1737
N1 (KN)	748,177	N2 (KN)	354,103608	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	18,7045	Av2 (cm ²)	8,8526	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 3,960825

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	9,675
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	0,564230861
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	8,871538278

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(6T16/10 ≅24,13 cm ²)	2*(5T14)/15cm ≅15,39 cm ²	2 nappes T12/15
--	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	4,676125	AH2 (cm ²)	2,21315	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	201,642		
τ (MPa)	0,403284	≤	Tadm (MPa) 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy1,Vy2,Vy3 et Vx2/E7→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,425	B (m ²) =	0,498
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,276
V' (m) =	0,945	h (m) =	2,88
V (m) =	1,48		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	440,76	σ_{max} (KN / m ²)	291,902
M (KN.m)	-173,24	σ_{min} (KN / m ²)	1814,029
V (KN)	94,98	Lc (m)	0,33612799
		Lt (m)	2,08887201

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPa)	5

d (m) ≤ 0,23

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0,4	d3 (m)	0
e1 (m)	0,15	e2 (m)	0,15	e3 (m)	0
σ_1 (KN/m ²)	2121,8969	σ_2 (KN/m ²)	1060,94845	σ_3 (KN/m ²)	1032,4464
N1 (KN)	147,598	N2 (KN)	63,656907	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	3,69	Av2 (cm ²)	1,5915	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 2,61195

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	7,47
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	0,504191982
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	6,266616036

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(3T12/20 ≅6,79 cm ²)	2*(2T10)/20cm ≅3,14 cm ²	2 nappes T10/25
---------------------------------------	--	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,9225	AH2 (cm ²)	0,397875	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	132,972		
τ (MPa)	0,36555876	≤	Tadm (MPa) 5

V.4.1.7.Schémas de ferrailage Vy1

Tab V.33. Schéma de ferrailage du Vy1

Fig V.4. schéma de ferrailage du Vy1 (Ssol ; rdc;1;2^{ème})

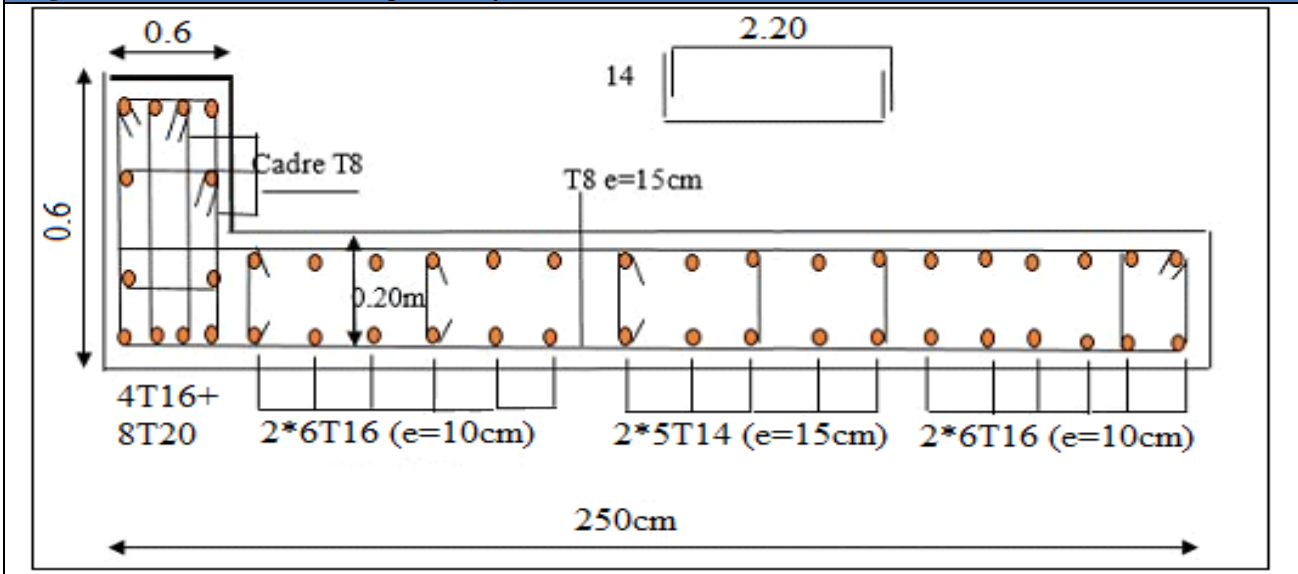
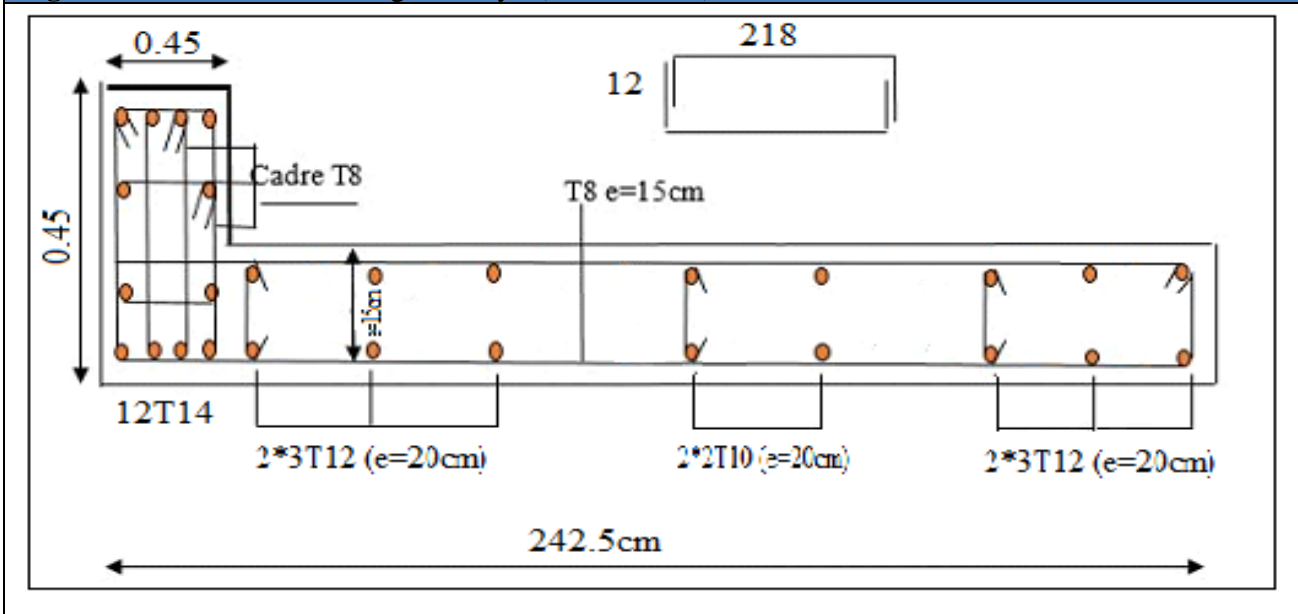


Fig V.5. Schéma de ferrailage du Vy1 (3;4;5 ;6;7^{ème})



Tab V.34. ferrailage du voile Vx1 + Ex (ssol ;rdc ;1^{er} ;2^{eme})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vx1,Vx3,Vx4 et Vy5/S-S→E6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,85	B (m ²) =	0,6
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,156
V' (m) =	0,71	h (m) =	3,96
V (m) =	1,14		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1823,27	σ_{max} (KN /m ²)	-1348,016
M (KN.m)	-963,86	σ_{min} (KN /m ²)	10082,376
V (KN)	153,28	Lc (m)	0,218175335
		Lt (m)	1,631824665

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPa)	5

$d (m) \leq 1,09$ Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,3	d2 (m)	0,3	d3 (m)	0
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0
σ_1 (KN/m ²)	9033,1048	σ_2 (KN/m ²)	4516,5524	σ_3 (KN/m ²)	6375,2219
N1 (KN)	573,465	N2 (KN)	270,993144	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	14,3367	Av2 (cm ²)	6,7749	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 4,2152

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	9
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	0,436350669
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	6,527298661

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(4T16/10 ≅16,08 cm ²)	2*(3T12)/10cm =6,79 cm ²	2 nappes T12/15
--	--	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	3,584175	AH2 (cm ²)	1,693725	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	214,592		
τ (MPa)	0,579978378	\leq	Tadm (MPa) 5

Tab V.35. ferrailage du voile Vx1 + Ex (3 ;4;5 ;6;7^{eme})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vx1,Vx3,Vx4 et Vy5/E7→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,76	B (m ²) =	0,39
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,103
V' (m) =	0,68	h (m) =	2,88
V (m) =	1,08		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	352,01	σ_{max} (KN /m ²)	1563,247
M (KN.m)	100,07	σ_{min} (KN /m ²)	-146,688
V (KN)	82,69	Lc (m)	1,60901714
		Lt (m)	0,15098286

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPa)	5

$d (m) \leq 1,08$ Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,3	d2 (m)	0,3	d3 (m)	0
e1 (m)	0,15	e2 (m)	0,15	e3 (m)	0
σ_1 (KN/m ²)	619,0429	σ_2 (KN/m ²)	309,52145	σ_3 (KN/m ²)	436,2444
N1 (KN)	10,628	N2 (KN)	13,92846525	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,2657	Av2 (cm ²)	0,3483	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 2,273975

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	5,85
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,413525707
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	0,452948586

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(4T10/10 ≅6,26 cm ²)	2*(3T10)/10cm =4,71 cm ²	2 nappes T10/15
---------------------------------------	--	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,066425	AH2 (cm ²)	0,087075	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	115,766		
τ (MPa)	0,438507576	\leq	Tadm (MPa) 5

V.4.1.8.Schémas de ferrailage voile Vx1

Tab V.36. schéma de ferrailage du Vy1

Fig V.6. Schéma de ferrailage du Vy1 (S-sol ;rdc;1;2^{eme})

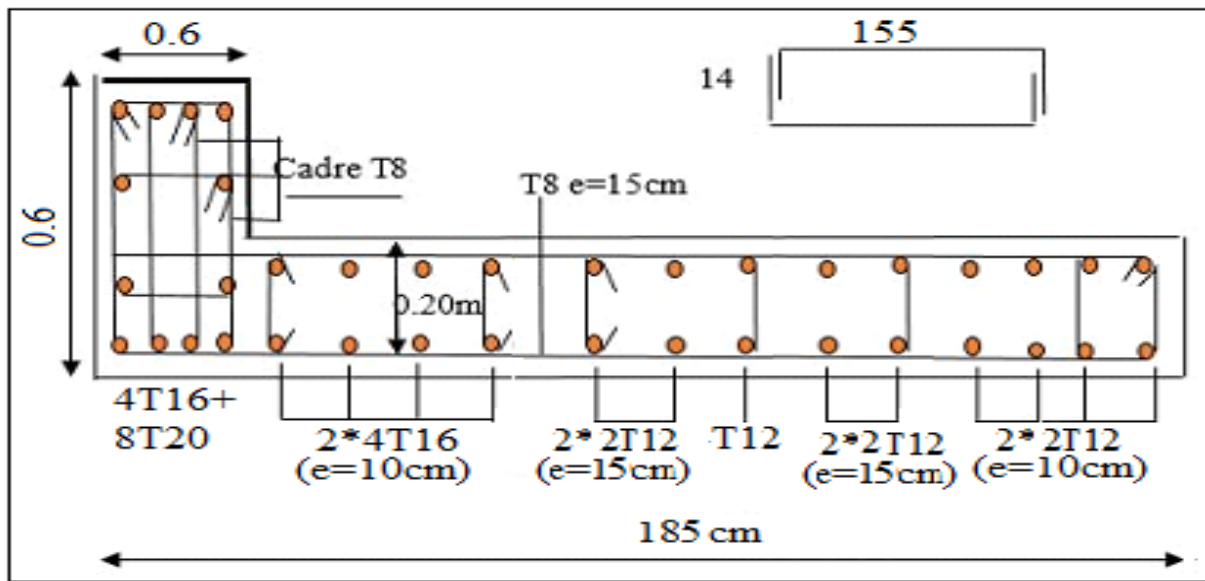
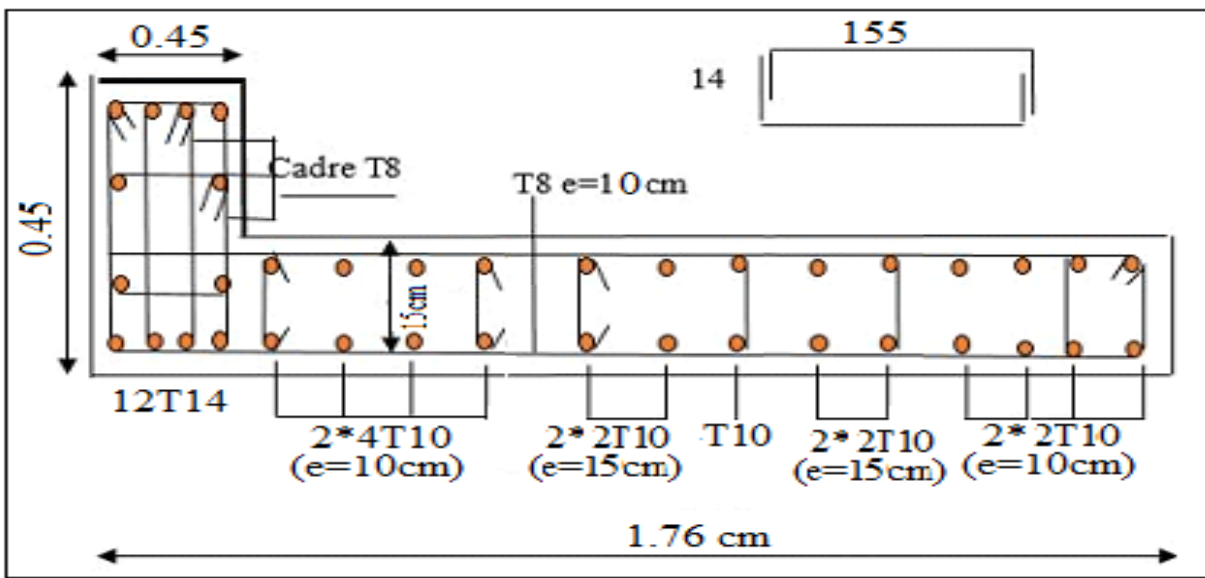


Fig V.7. Schéma de ferrailage du Vy1 (3;4;5 ;6;7^{eme})



Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.75 bar à une profondeur de 4 m.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4.Etude des fondations

Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow S=A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par la surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

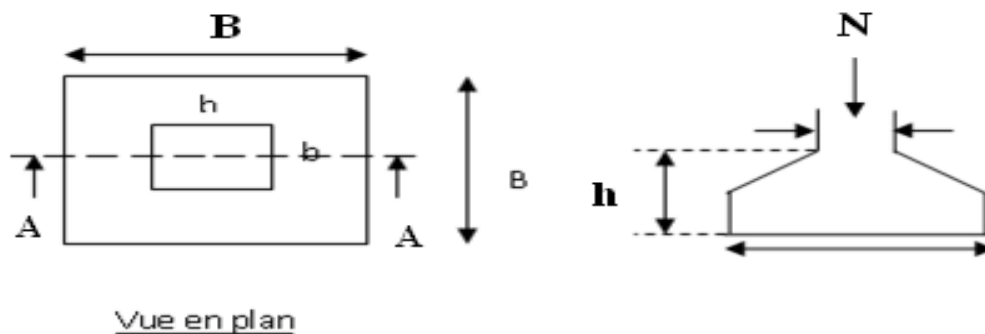


Fig VI.8. Schéma de la Semelle isolée de fondation.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} ; \quad N = 1568,36 \text{ KN} ; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0,175 \text{ MPa}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans (*) et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,6}{0,6} \times \frac{1568,36}{175}} = 3 \text{ m} .$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

Vérification des semelles filantes

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel **ETABS V16**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

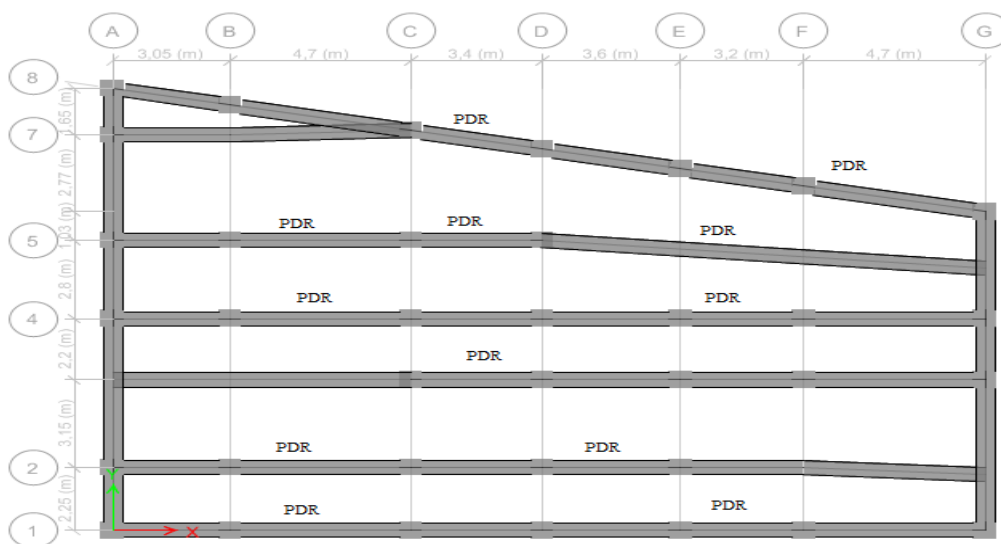


Fig.VI.2. Les différentes files de semelles filantes.

Tab.VI.1. L'effort revenant dans chaque file de portique :

Les files	Fille «1»	Fille «2»	Fille «3»	Fille «4»	Fille «5»	Fille «6»
La somme(KN)	6145,031	8685,098	9460,815	12523,825	7046,271	9887,414

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file 4 est la plus sollicitée. De longueur L et largeur B , située sous un portique formé de 7 poteaux $N_1, N_2, N_3, N_4, N_5, N_6, N_7$ avec un débord de 0.5m de chaque cotée.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \rightarrow B \geq \frac{12523,825}{175 \times 22.65} = \mathbf{3.16m.}$$

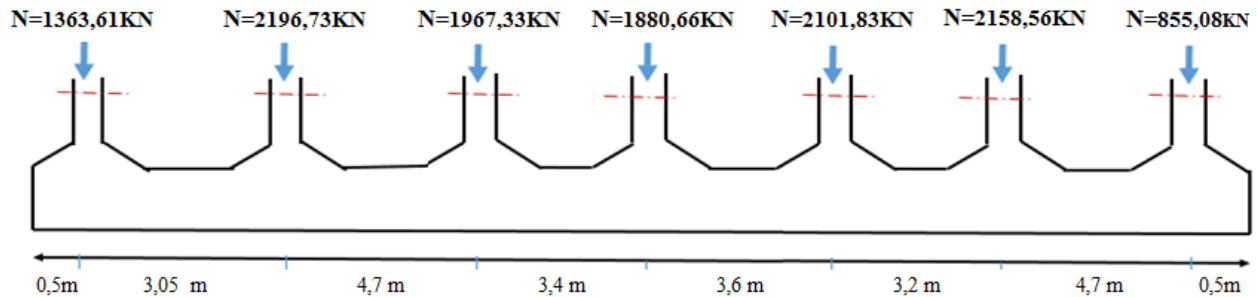


Fig.VI.3.L'effort normal dans chaque poteau da la file la plus sollicitée.

Vu que l'entraxe minimal de deux portiques parallèles est de 2.2m, on remarque qu'il y a un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation n'est pas adéquat pour notre cas.

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– Condition de coffrage : [1]

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max}=4,70m$)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{470}{20} = 23,5cm$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47,0cm$$

– Condition de rigidité : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.1 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On } a : I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 67,7 \text{cm.}$$

Donc : $h \geq 67.7 \text{cm}$.

On prend $h_t = 75 \text{cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{Kb}} \geq 3,23 \text{m}$$

$$L_{\max} = 4,7 \text{m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 5,07 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La largeur de la nervure

$$0,3h_t < b < 0,7h_t$$

Soit $b = 50 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la surface du radier**

$$\text{Prad} = \rho \cdot h_r \cdot S_{\text{bat}}$$

$$\text{Prad} = 25 \cdot 0,45 \cdot 337,81 = 3800,36 \text{ KN}$$

$$N' = N + \text{Prad}$$

$$N' = 46892,8987 + 3800,36 = 50693,26 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N'}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow S_{\text{rad}} = \frac{50693,26}{175} = 289,67 \text{ m}^2$$

On prends : $S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} = 337,81 \text{ m}^2$

- hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{cm}$
- la largeur de la nervure $b = 50 \text{cm}$
- hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{cm}$
- enrobage $d' = 5 \text{cm}$
- La surface du radier $S_{\text{rad}} = 337,81 \text{m}^2$

– **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.07 \dots\dots\dots (1)$$

$$V_d = \frac{N_d \cdot L_{\max}}{2 \cdot S_{\text{rad}}} \cdot b$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus de favorable.

$$V_d = \frac{46892,89 \cdot 4,7 \cdot 1}{2 \cdot 337,81} = 326.21 \text{ KN}$$

$$\text{De (1)} \rightarrow d > \frac{V_d \cdot \gamma_b}{0.07 \cdot b \cdot f_{c28}} = 0,28 \text{m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 75\text{cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 30\text{cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 280.13\text{m}^2$.

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm×cm, le périmètre d'impact est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.60 + 0.75 = 1.35 \\ B = b + h_t = 0.60 + 0.75 = 1.35 \end{cases} \rightarrow U_c = 5.4\text{m}$$

$$\rightarrow N_d = 2.23492 \text{ MN} \leq 0.045 * 5.4 * 0.75 * \frac{25}{1.5} = 3.037 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

• Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moments sismique à la base.

D'après le programme **AUTOCAD** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 5871.52\text{m}^4 \text{ et } X_G = 11.14 \text{ m.}$$

$$I_y = 15645.51\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 7.24\text{m.}$$

$$M_x = 4662.37\text{KN.m}, M_y = 4064.68\text{KN.m.}$$

$$N = 46892,89\text{KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{46.89237}{337.81} + \frac{4.66237}{5871.52} 11,14 = 0.14766\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{46.89237}{337.81} - \frac{4.66237}{5871.52} 11,14 = 0.12996 \text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 0.14766 + 0.12996}{4} = 0.1432 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.175 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{46.89237}{337.81} + \frac{4.06468}{15645.51} 7,24 = 0.14069 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{46.89237}{337.81} - \frac{4.06468}{15645.51} 7,24 = 0.13693 \text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 0.14069 + 0.13693}{4} = 0.1397 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.175 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Sens X-X : $\sigma_{moy} = 0.1432 \text{MPa} < 0.175 \text{MPa}$.

Sens Y-Y : $\sigma_{moy} = 0.1397 \text{MPa} < 0.175 \text{MPa}$.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \alpha_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\alpha_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 337.81 \text{m}^2$ (surface du radier).

$H = 3.96 \text{m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N=46892.37\text{KN} > 1.15 \times 10 \times 3.96 \times 337.81 = 15383.87\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Vérification à la stabilité au renversement :

Selon le **RPA (ART 10.1.5)** on doit vérifier que ; $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Sens X-X** : $e = \frac{4.66237}{46.892} = 0.0994 \leq \frac{23.5}{4} = 5.857\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

- **Sens Y-Y** : $e = \frac{4.06468}{46.892} = 0.0867 \leq \frac{16.6}{4} = 4.150\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et P_u le poids propre du radier.

$$N_u = N_{u_{sup}} + N_{u_{rad}} \rightarrow N_{u_{rad}} = 1.35(0.3 \times 25 \times 337.81) = 3420.326 \text{ KN}$$

$$N_u = 64417.496 + 3420.326 = 67837.822 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{67837.822}{337.81} = 200.816 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.15\text{m}, L_y = 4.70\text{m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} \dots \dots \dots [Annexe II]$$

$$M_x = u_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0723 \cdot 200.816 \cdot 3.15^2 = 144.065 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x \rightarrow M_y = 0.3895 \cdot 144.065 = 56.113 \text{ KN.m}$$

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x, \quad M_{ty} = 0.85M_y$$

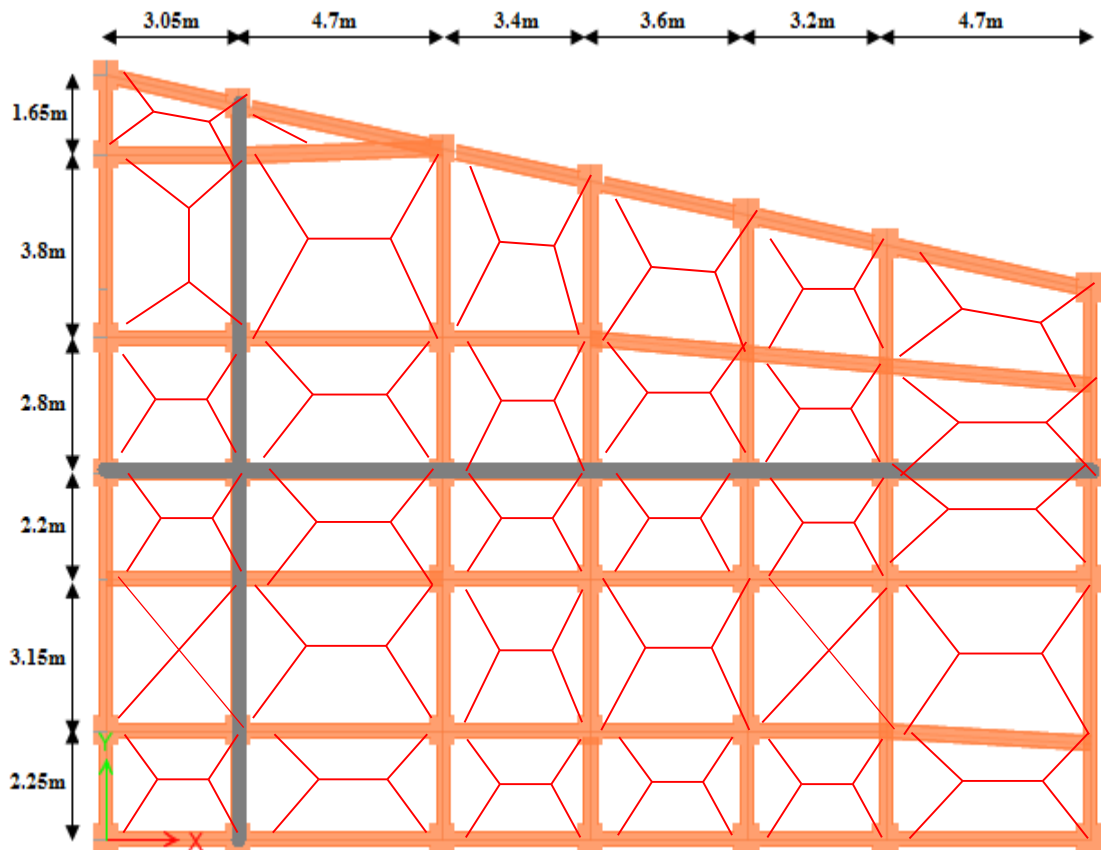


Fig.VI.4. Transfert des charges sur le radier selon les lignes de rupture.

✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$$

La section à ferriller est $1 \times 0.3 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.VI.2. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix par (m)	$St(\text{cm})$
Sens X-X	travée	122.48	15.22	3.061	16.08	8HA16	12.5
	appui	72.032	8.65	3.061	9.24	6HA14	15
Sens Y-Y	travée	47.696	5.64	2.4	6.79	6HA12	15
	appui	72.032	8.65	3.061	9.24	6HA14	15

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho_0 > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$A_x = 3.061 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 2.4 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: St = 12.5\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \end{array} \right.$$

A l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{Pu \cdot Lx}{2} * \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = 263.183 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{Pu \cdot Ly}{2} * \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 79.231 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{263.183 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.25} = 1.053 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} * 25 = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

A l'ELS :

$$\mu_x = 0.0780$$

$$\mu_y = 0.5469$$

$$N = 49426.474 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{49426.474}{337.81} = 146.314 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0780 \times 146.314 \times (3.15)^2 = 113.241 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 61.931 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 96.255 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 52.642 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 56.621 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 16.08 \times y - 15 \times 16.08 \times 25 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.83 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 86015.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.3. Résulte calcule des contraintes :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	96.322	8.83	86015.14	9.88	271.61
	yy	52.67	5.99	38964.57	8.09	358.27
Appui		56.66	7.05	56337.35	7.09	270.79

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Tab.VI.4. Vérification des contraintes :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA20	25.13	10.46	117839.78	8.27	178.27	12.5
	yy	6HA14	9.24	7.05	66098.30	5.61	190.64	16
Appui		7HA16	14.07	8.37	77913.20	6.08	181.40	14

• **Schéma de ferrailage**

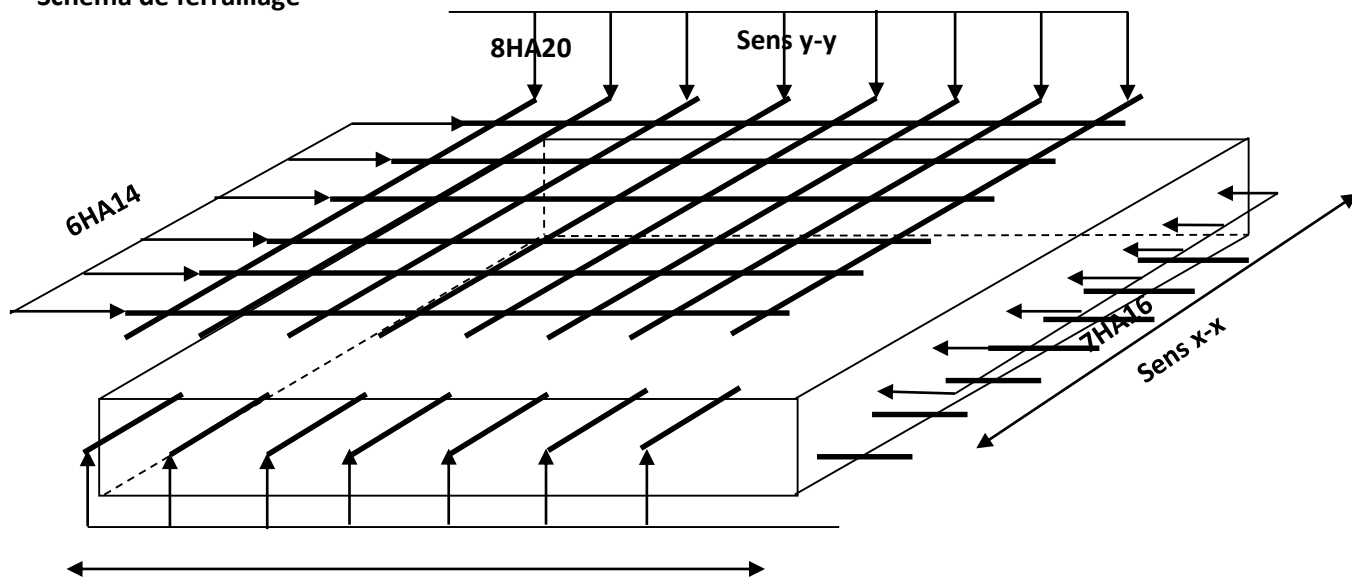


Fig.VI.5. Schéma de ferrailage de radier.

D-

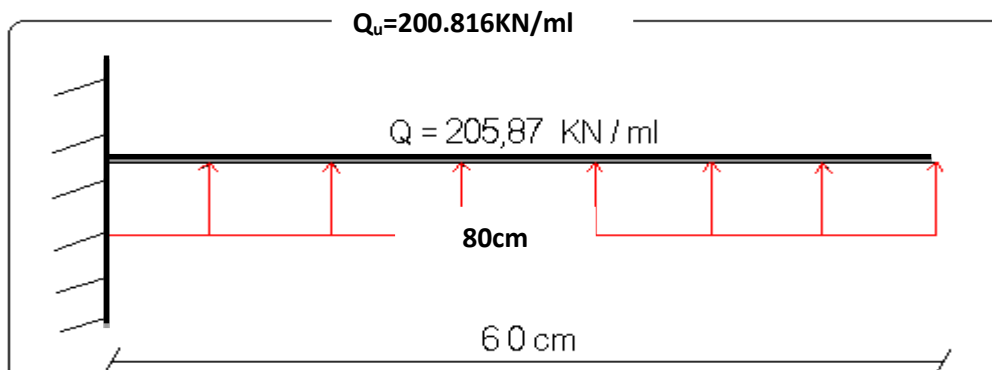


Fig.VI.6. Schéma statique du débord.

Ferraillage du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

$$M_u = Q_u * l^2 / 2 = 64.261 \text{ KN.m}$$

Tab.VI.5. Sections d'armatures du débord.

M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	choix par (m)	St (cm)	$A_r (cm^2/m)$	$A_r^{adoptée}$
64.261	7.80	3.02	9.24	6HA14	16.5	1.88	3HA10=2.36

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m, d = 0.25m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{160.653 * 10^{-3}}{1 * 0.25} = 0.642 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} * 25 = 1.16 \text{ MPa}$$

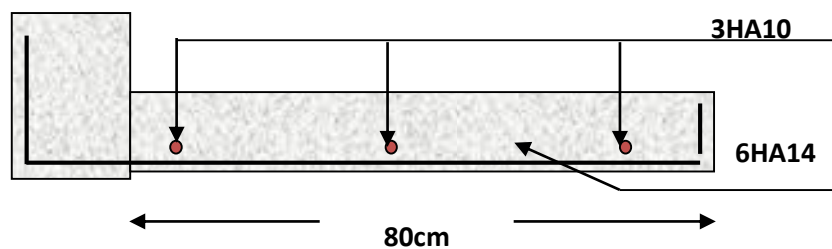


Fig.VI.7. Schéma de ferraillage du débord.

E-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 200.816 \text{ KN/m}^2,$$

$$Q_s = 146.314 \text{ KN/m}$$

Sens X-X

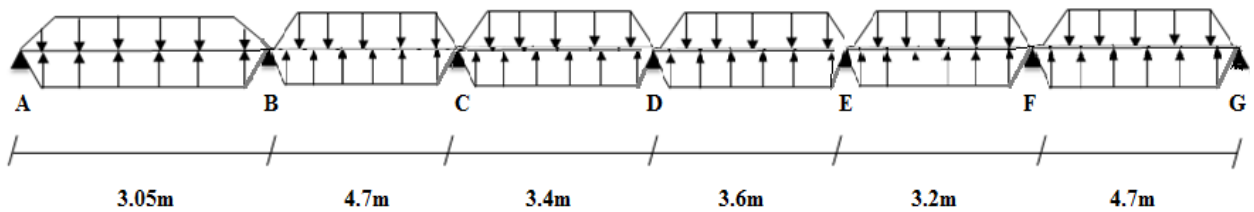


Fig.VI.8. Transfert des charges sur le radier selon les lignes de rupture.

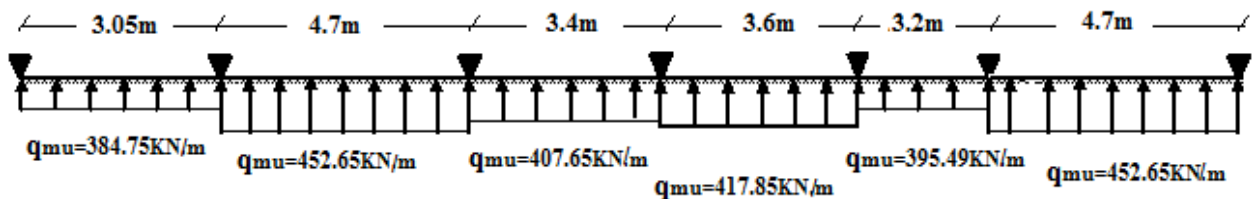


Figure.VI.9. Schéma statique équivalent de la nervure.

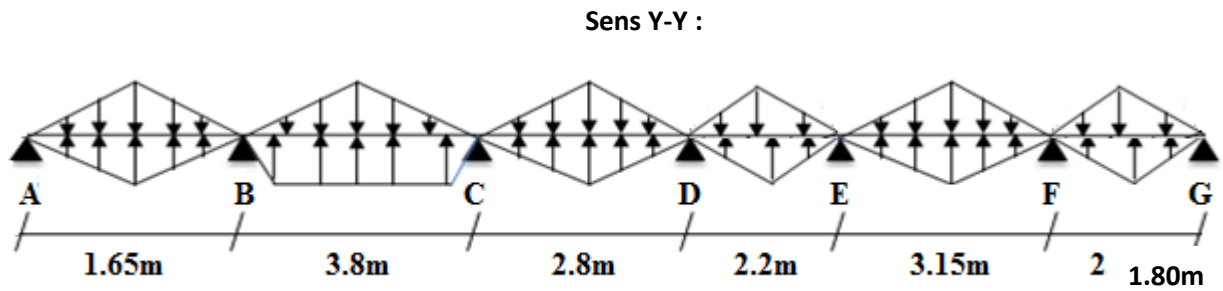


Fig.VI.10. Transfert des charges sur le radier selon les lignes de rupture.

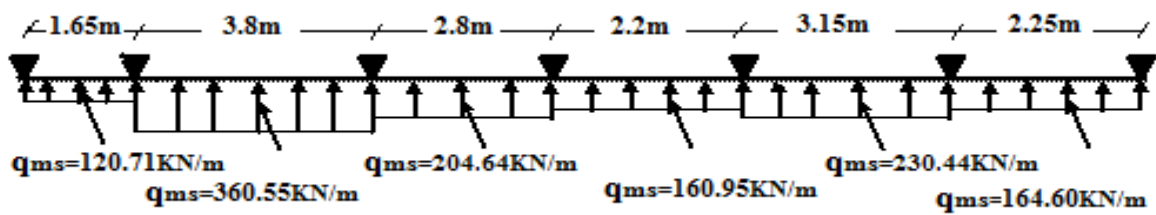


Figure.VI.11. Schéma statique équivalent de la nervure

- **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.6.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal a l'ELU :

<i>Sens</i>	<i>Travée</i>	<i>L</i> <i>(m)</i>	<i>p_m</i> <i>(KN)</i>	<i>M_g</i> <i>(KN.m)</i>	<i>M_d</i> <i>(KN.m)</i>	<i>X₀</i> <i>(m)</i>	<i>M_t</i> <i>(KN.m)</i>	<i>V_g</i> <i>(KN)</i>	<i>V_d</i> <i>(KN)</i>
X-X	AB	3.05	384.74	0	-604.25	1.01	-196.27	388.62	784.86
	BC	4.70	452.64	-604.25	-585.78	2.36	-654.87	1067.6	1059.7
	CD	3.40	407.65	-585.78	-382.04	1.85	-109.56	752.94	633.09
	DE	3.60	417.85	-382.04	-359.36	1.72	-233.15	717.02	703.68
	EF	3.20	395.48	-359.36	-571.42	1.43	-46.39	566.51	699.05
	FG	4.70	452.64	-571.42	0	2.66	-825.02	1050.9	807.82
Y-Y	AB	1.65	165.67	0	-367.41	0	-22.32	0	273.36
	BC	3.80	494.84	-367.41	-380.18	1.89	-519.42	936.85	943.57
	CD	2.80	281.14	-380.18	-128.36	1.72	-35.64	483.54	303.66
	DE	2.20	220.89	-128.36	-172.23	1.01	15.75	232.05	262.93
	EF	3.15	316.28	-172.23	-188.31	1.56	-212.07	493.05	503.25
	FG	2.25	225.91	-188.31	0	1.37	-123.29	432.37	279.29

Tab.VI.7.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal a l'ELS :

Sens	Travée	L (m)	P _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3.05	280.327	0	-440.27	1.01	-143.01
	BC	4.70	329.797	-440.27	-426.80	2.36	-477.13
	CD	3.40	297.016	-426.27	-278.35	1.85	-80.06
	DE	3.60	304.444	-278.35	-261.83	1.72	-223.15
	EF	3.20	288.151	-261.83	-633.20	1.43	55.31
	FG	4.70	329.797	-633.20	0	2.66	-510.55
Y-Y	AB	1.65	120.709	0	-267.69	0	-16.26
	BC	3.80	360.545	-267.69	-276.95	1.89	-378.47
	CD	2.80	204.639	-276.95	-93.46	1.72	-25.84
	DE	2.20	160.945	-93.49	-125.49	1.01	11.46
	EF	3.15	230.444	-125.49	-137.19	1.56	-154.51
	FG	2.25	164.603	-137.19	0	1.37	-85.29

• Ferrailage des nervures ;

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.75 \text{ m}$$

$$h_0=0.30\text{m}$$

$$b_0=0.50\text{m}$$

$$d=0.70\text{m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots(\text{CBA.ART 4.1.3})$$

Sens Y-Y :

$$\frac{b-0.50}{2} \leq \min(2.35 ; 0.165) = 0.165\text{m}$$

Donc b = 83cm → b1 = 16.5 cm

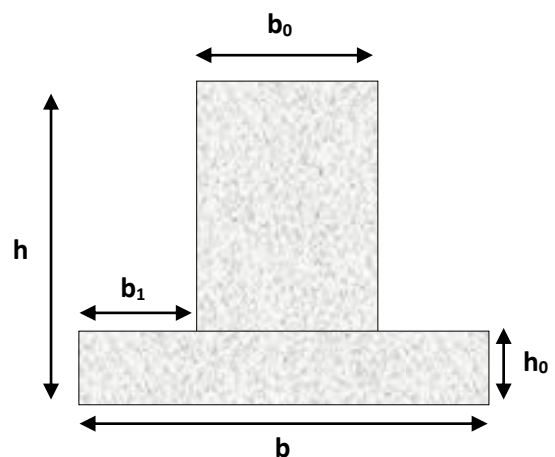


Fig.VI.12.Section à ferrailer.

Sens X-X :

$$\frac{b-0.50}{2} \leq \min(2.35 ; 0.305) = 0.305\text{m}$$

Donc $b = 1.11\text{m} \rightarrow b_1 = 30.5 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.VI.8.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y) :

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
Y-Y	Travée	-519.42	22.39	10.06	25.13	8HA20
	Appui	-380.18	16.58	10.06	18.85	6HA20

Tab.VI.9.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	-825.02	35.92	10.06	40.25	5HA20+5HA25
	Appui	-624.25	28.48	10.06	31.42	10HA20

- **Vérfications :**

A l'ELU :

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

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

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.10.Vérification de l'effort tranchant :

Sens	$V_u (\text{KN})$	$\tau_{bu} (\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{bu} (\text{MPa})$	Observation
Sens Y-Y	943.57	1.62	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1067.65	1.37	2.5	Vérifiée

A P'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.VI.11.Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Sens		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Y-Y	travée	378.47	21.08	1161264	6.87	15	239.15	201.63	N.V
	appui	276.95	18.69	925028	5.59	15	230.4	201.63	N.V
X-X	travée	510.57	22.68	1783555	6.49	15	203.16	201.63	N.V
	Appui	633.20	20.50	1473562	8.81	15	319.04	201.63	N.V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.12.Résumé des résultats (Ré-vérification des contraintes) :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	Travée	10HA20	31.42	23.08	1377705	6.34	193.32
	Appui	5HA16+5HA20	25.76	21.29	1183780	4.98	170.92
X-X	Travée	7HA20+5HA25	46.53	24.04	1988344	6.17	177.02
	Appui	10HA25+2HA20	55.37	25.73	2258000	7.22	186.18

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{ht}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmax} \right] = \min [21,43; 50; 25] \text{mm} = 21.43 \text{mm}$$

$$\phi_t \leq 21.43 \text{mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min (67.5; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A*fe}{0.4*b_0} = \frac{3.93*400*10^{-4}}{0.4*0.5} = 78.6\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A*fe}{b_0(\tau u - 0.3*fe)} = \frac{0.8*3.93*400*10^{-4}}{0.5*(2.34 - 0.3*2.1)} = 12.26\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$.

Les armatures de peau :

Vu la hauteur importante des nervures, il est indispensable de mettre des armatures de peau, afin d'éliminer tous risques de fissuration du béton.

$$\text{Ce qui donne : } A_p = 0.2\%(b_0*h) = 0.002*(50*75) = 7,5\text{cm}^2$$

On opte pour $4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA16 / \text{face}$

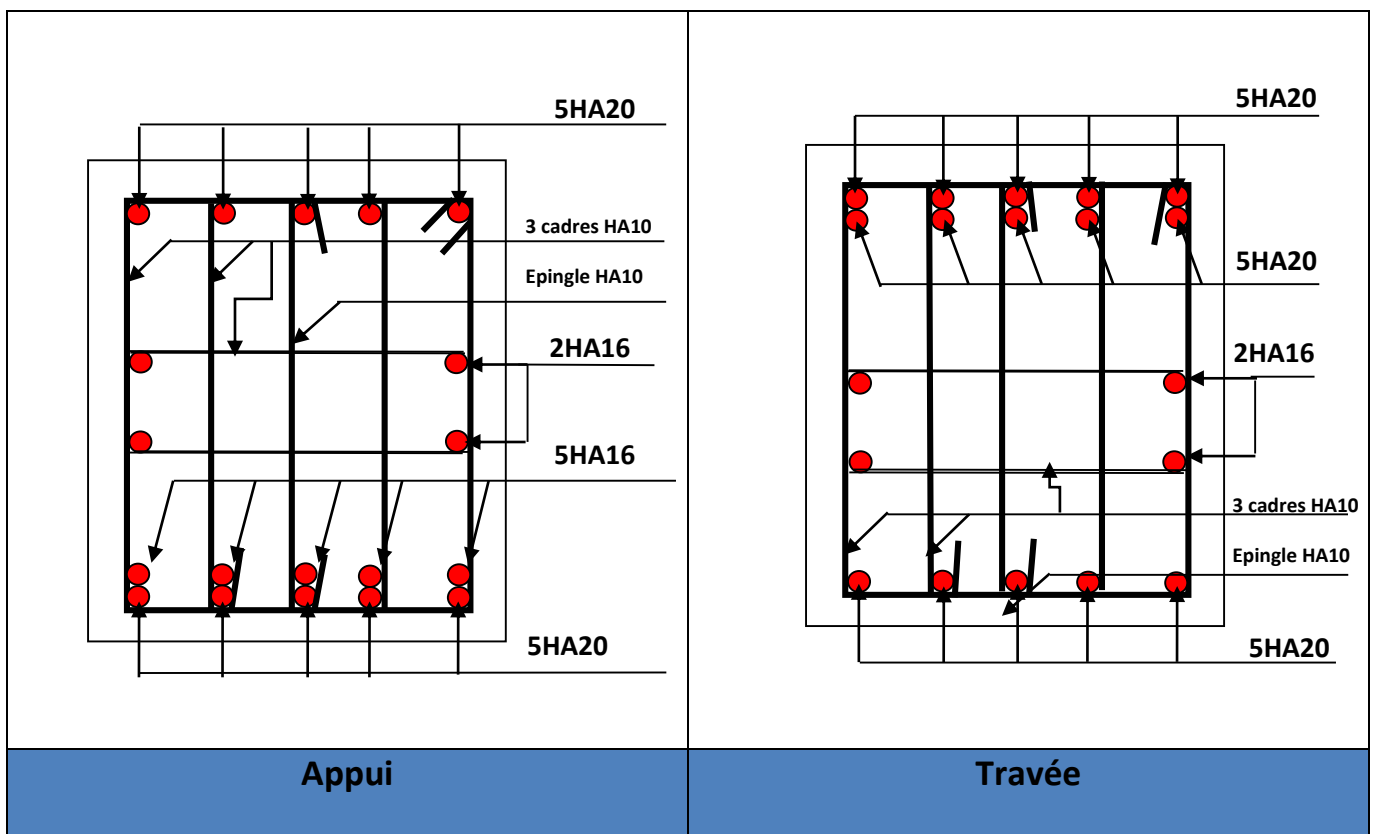
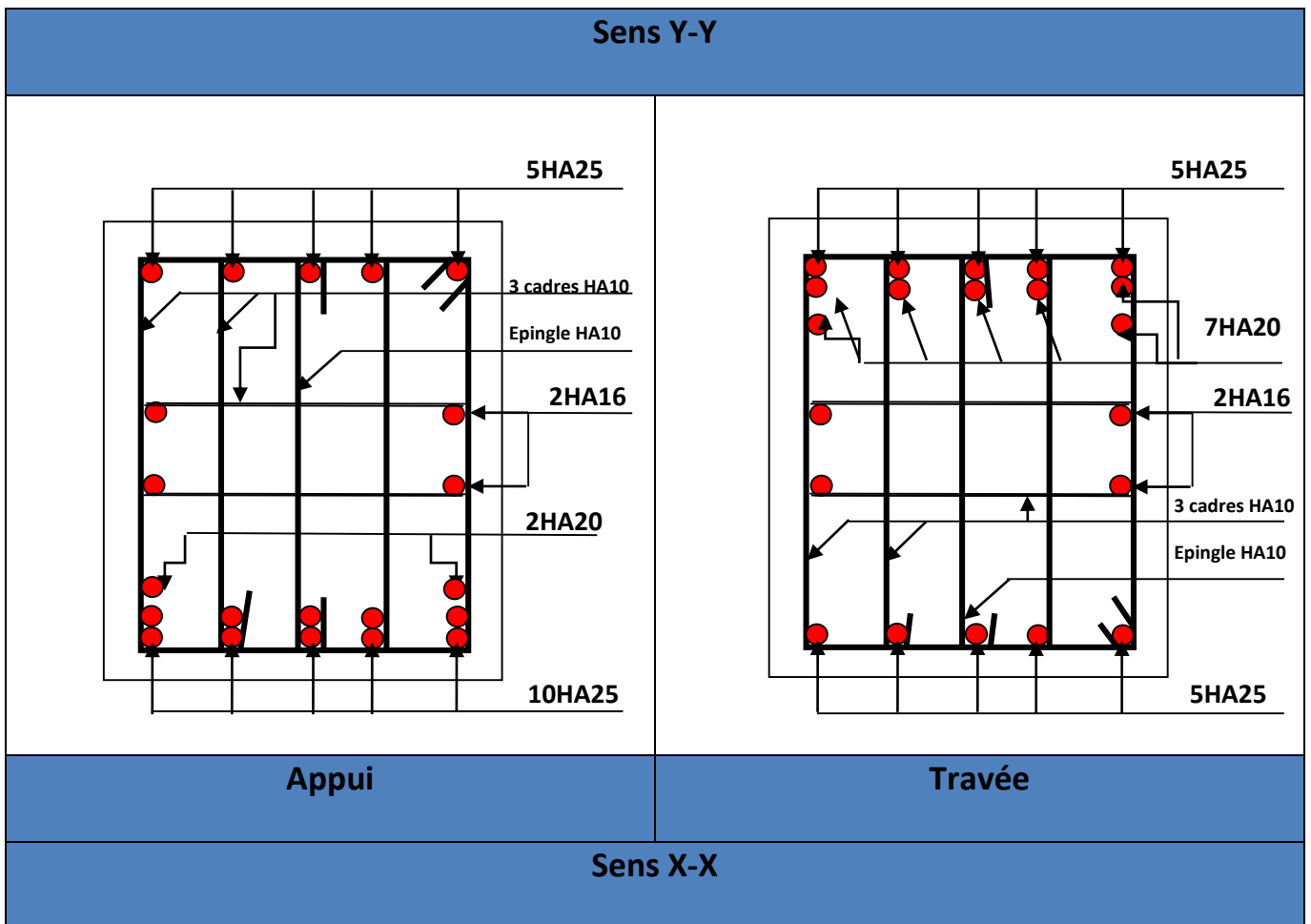


Fig.VI.13.Schémas de ferrailage des nervures



VI.5.Voile périphérique :

VI.5.1.Introduction :

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.60$ m
- La longueur $L=4.80$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

VI.5.3.Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_n = 18$ KN/m
- L'angle de frottement $\phi = 30^\circ$
- La cohésion $c=0$ KN/m²

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.60 \times (18 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}))$$

$$G = 16.82 \text{ KN/m}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 2,60 \text{ KN/ml}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 3.9 \text{ KN/m}$$

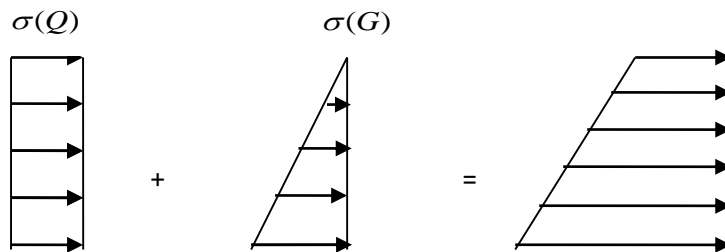


Fig.VI.14. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 26.61 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 20.93 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.6 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.8 \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

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

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

$$\rho = 0.75 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} U_x = 0.0621 \\ U_y = 0.5105 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{ANNEXEI})$$

$$M_{0x} = 16.85 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 8.59 \text{KN.m}$$

$$M_{Tx} = 0.85 * M_{0x} = 14.32 \text{KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.85 * M_{0y} = 7.31 \text{KN.m}$$

$$M_{Ax} = 0.5 * M_{0x} = 8.42 \text{KN.m}$$

$$M_{Ay} = 0.5 * M_{0x} = 4.29 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.VI.13. Section des armatures du voile périphérique :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	x-x	14.32	0.059	0.077	0.126	3.26	1.5	4HA12= 4.52
	y-y	7.31	0.031	0.039	0.128	1.64	1.5	4HA8= 2.01
Appui		8.42	0.035	0.045	0.128	1.89	1.5	4HA10= 3.14

- **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sensxx} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

VI.5.6. Vérifications :

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa, (fissuration nuisible).}$$

Tab.VI.14.Vérification de l'effort tranchant :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	25.12	0.27	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	36.53	1.25	2.5	Vérifiée

A L'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 2.6 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G + 1 * Q = 15.215 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.75 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} U_x = 0.0684 \\ U_y = 0.6447 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{ANNEXEII})$$

$$M_{0x} = 13.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 8.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tx} = 0.85 * M_{0x} = 11.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.85 * M_{0y} = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ax} = 0.5 * M_{0x} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ay} = 0.5 * M_{0x} = 4.35 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

Contraintes du béton et l'acier ;

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tab.VI.15.Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Sens		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	OBS
X-X	Travée	11.46	3.57	7545.74	3.43	15	214.80	201.63	N.V
Y-Y	Travée	7.39	2.515	3844.81	4.83	15	302.35	201.63	N.V
appui		6.74	3.060	5608.74	3.68	15	179.7	201.63	V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.16.Résumé des résultats (Ré-vérification des contraintes) :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X	travée	5HA12/20	5.65	3.92	8995.21	4.99	173.54
Y-Y	travée	5HA10/20	3.93	3.37	6742.57	3.69	158.37
appui		5HA10/20	3.93	3.37	6742.59	3.37	144.48

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

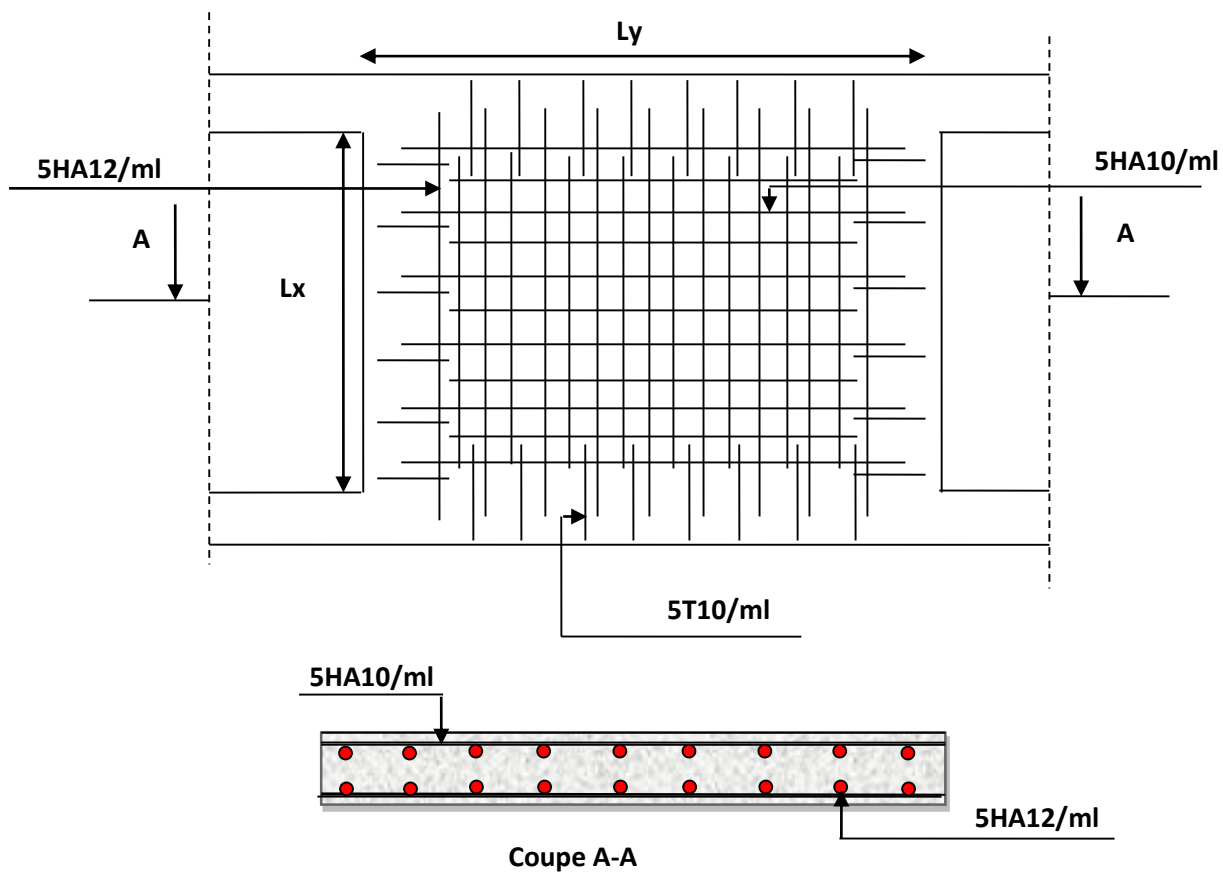


Fig.VI.15.Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, elle commence par l'exploitation des données géométriques (plan d'architecture), et des données géotechniques du site l'implantation de l'ouvrage et des détails concernant la géologie et la sismicité de la région, à cela s'ajoute la connaissance détaillée des matériaux utilisés dans la région et évidemment leur qualité.

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisés par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents techniques réglementaires et des différents règlements qui régissent le bâtiment. L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer d'une manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armature correspondantes à chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition des voiles dans les deux sens (XX) et (YY), les vérifications de l'interaction verticale nous ont donné que les voiles reprennent moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge verticale à chaque niveau et pour l'interaction horizontale les voiles et les portiques travaillent conjointement les voiles reprennent moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontale dans les deux directions orthogonales.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoiqu'il en soit nous avons un sol qui a un taux de travail de 2.4 bars à une profondeur de 3 m. Le type de fondation opté est semelles filantes, qui vont assurer la stabilité de notre structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie

✚ **Règles BAEL 91 modifiées 99.**

(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).

✚ **Règles Parasismiques Algériennes.**

(Edition CGS RPA 99 / version 2003).

✚ **DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.**

(Edition CGS Octobre 1988).

✚ **DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.**

(Edition OPU 2005).

✚ **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).**

(Edition CGS Décembre 1993).

✚ **Cours de béton armé, 3^{ème} année et Master 1 Génie Civil.**

✚ **Anciens mémoires de fin d'étude.**

Logiciels

✚ **ETABS V 2016**

✚ **Auto CAD 2016. Auto Desk Inc. 2016**

Symboles Et Notations

A : Aire d'une section d'acier.

A' :Section d'aciers comprimées.

A_{ser} :Section d'aciers pour l'ELS.

A_u :Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU :Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E :Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h :Module de déformation longitudinal du béton.

E_j :Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u :Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N :Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V :Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a :Moment sur appui.

M_t :Moment en travée.

a : Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀: Épaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj}: Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** Résistance calculé à 28 jours.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général

l: Longueur ou porté

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

St: Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z: Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α: Angle en général, coefficient.

γ: Coefficient

ε: Déformation relative.

θ: Coefficient.

λ: Élanement.

μ: Coefficient.

u: Coefficient de poison.

ρ: Rapport de deux dimensions.

σ: Contrainte normale.

σ_b: Contrainte de compression du béton.

σ_s: Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i: Contrainte de traction.

τ: Contrainte tangente

ANEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEX 2

Valeurs de $MI (M2)$ pour $\rho = 1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

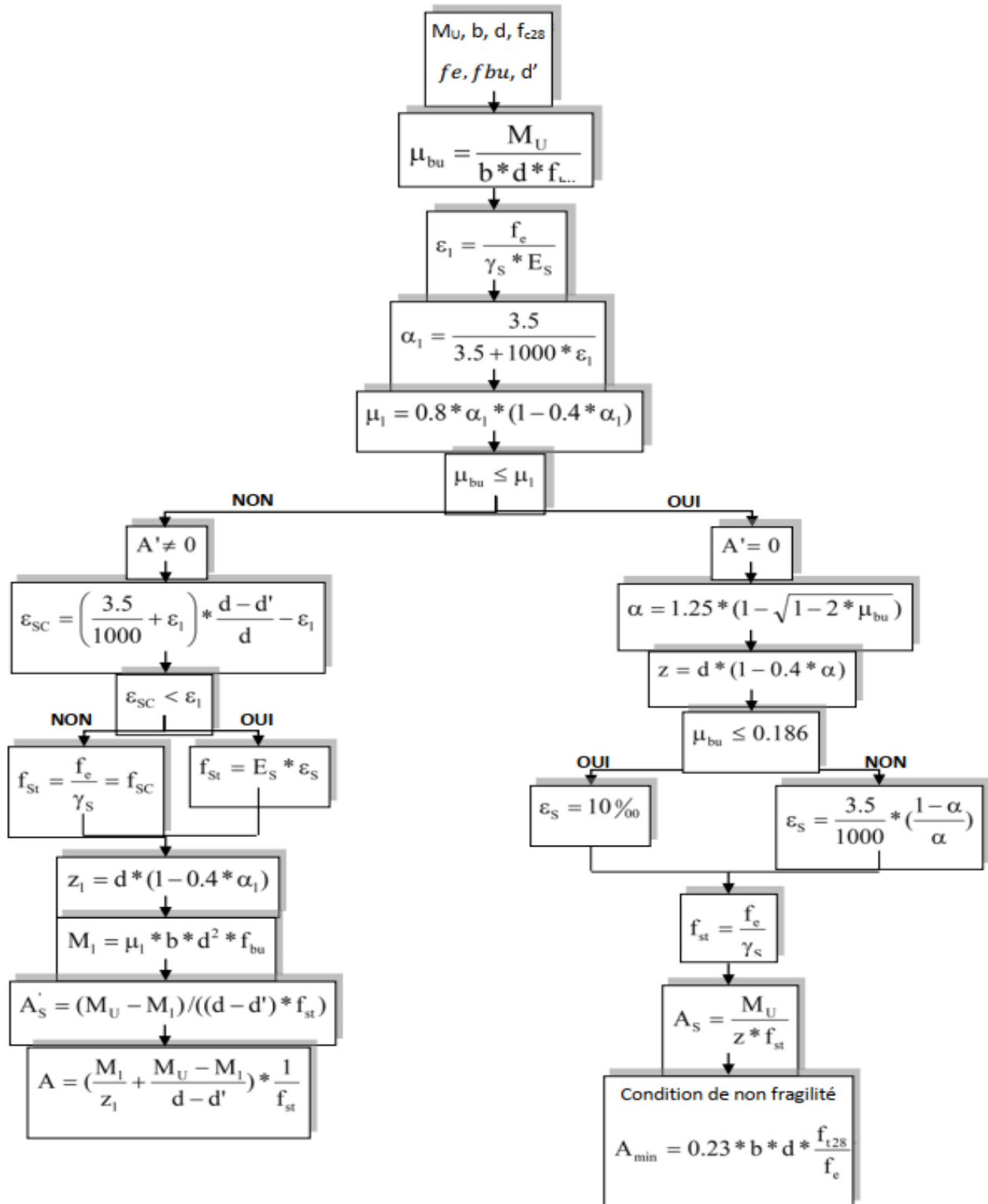
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 4

Flexion simple : Section rectangulaire Calcul à 'ELU

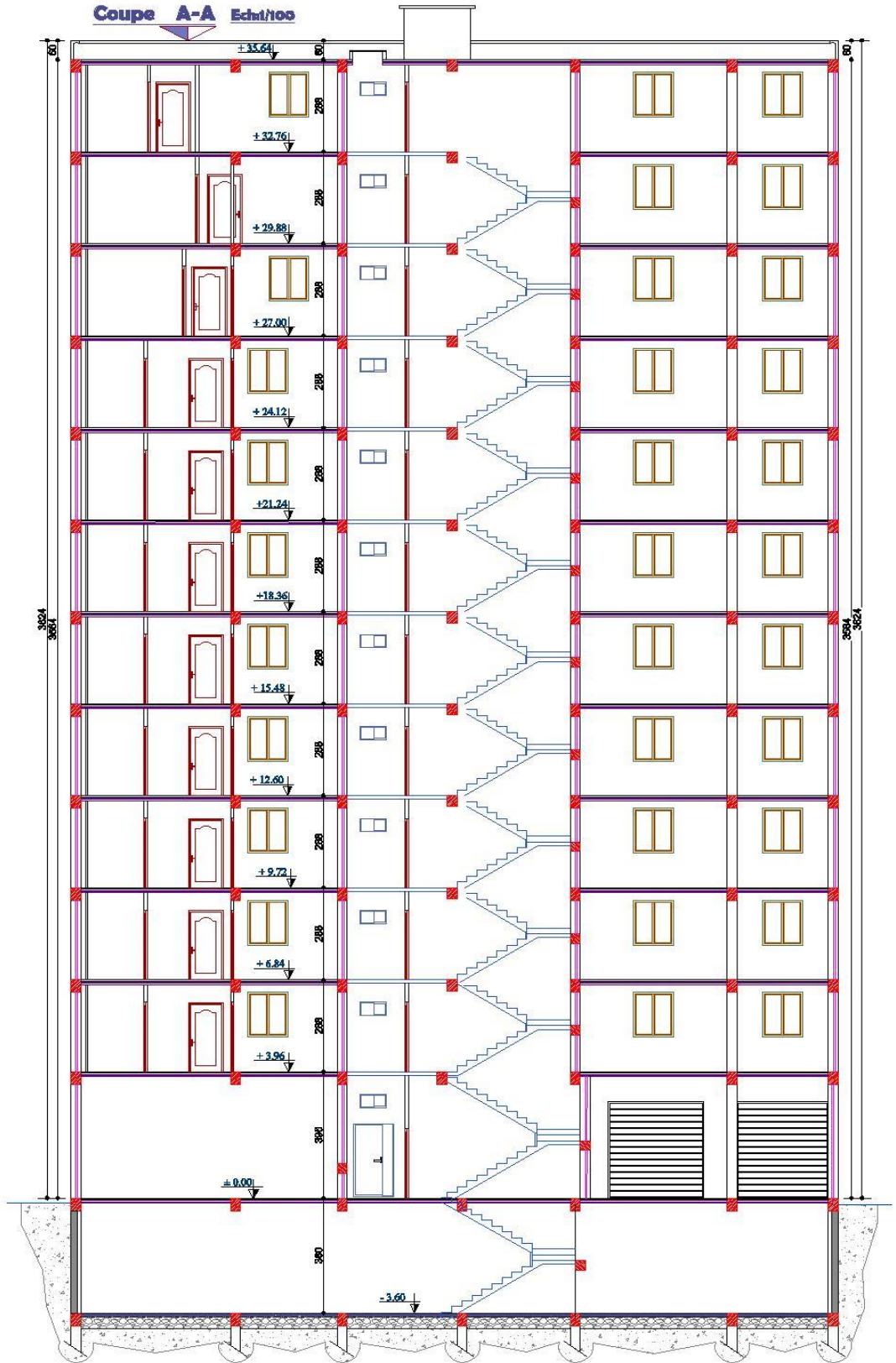


Les Plans

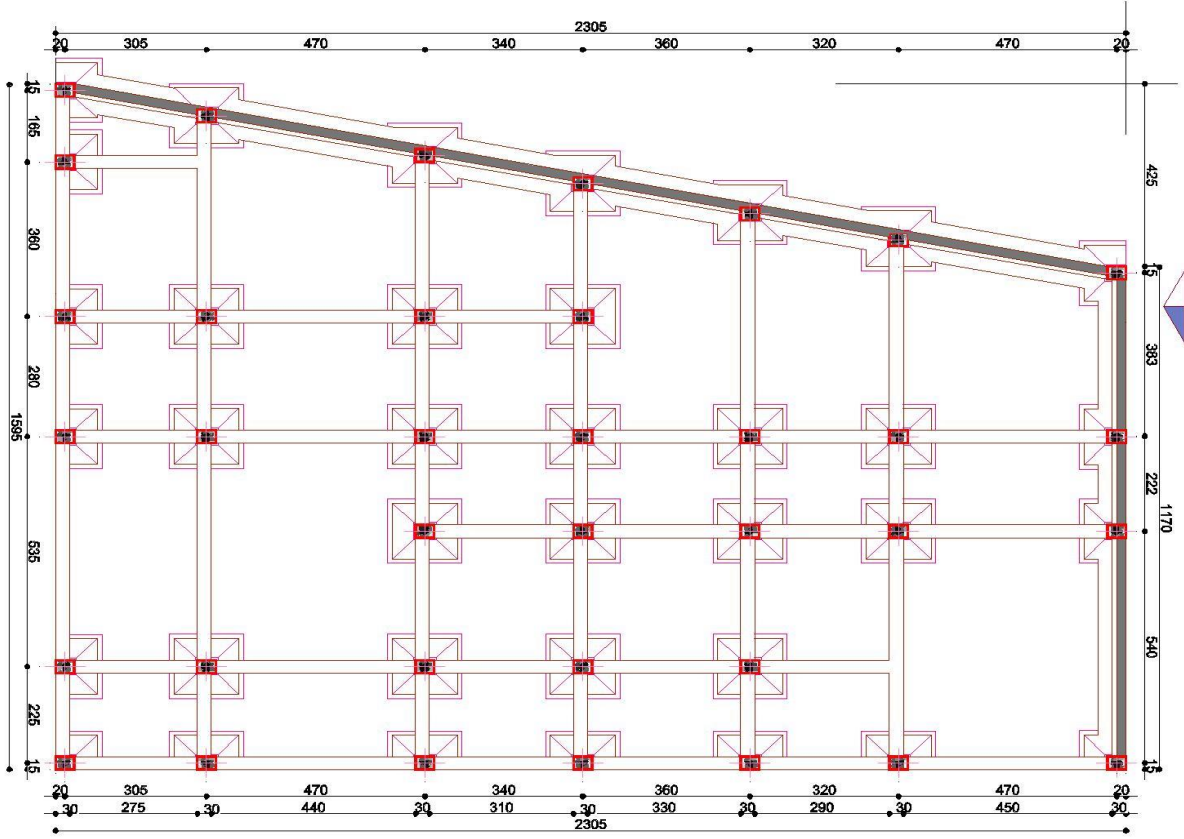
Façade Ouest Ech: 1/100

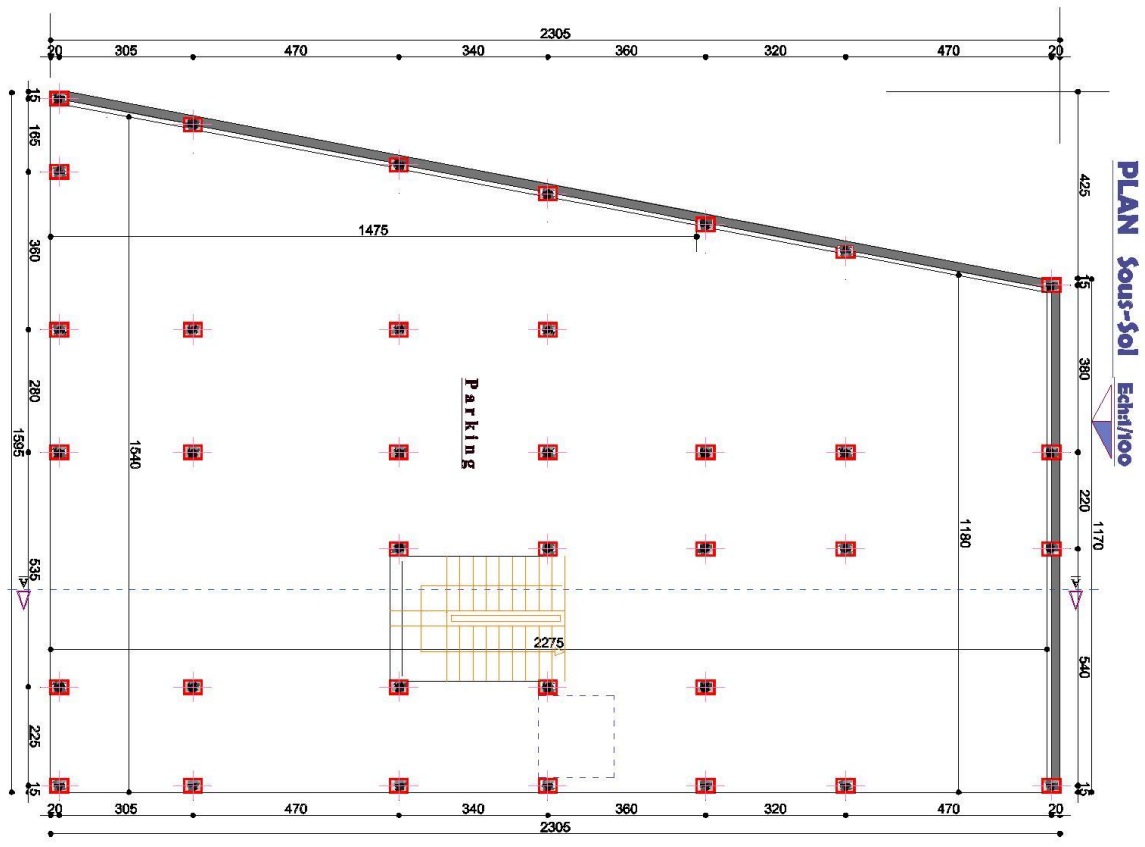


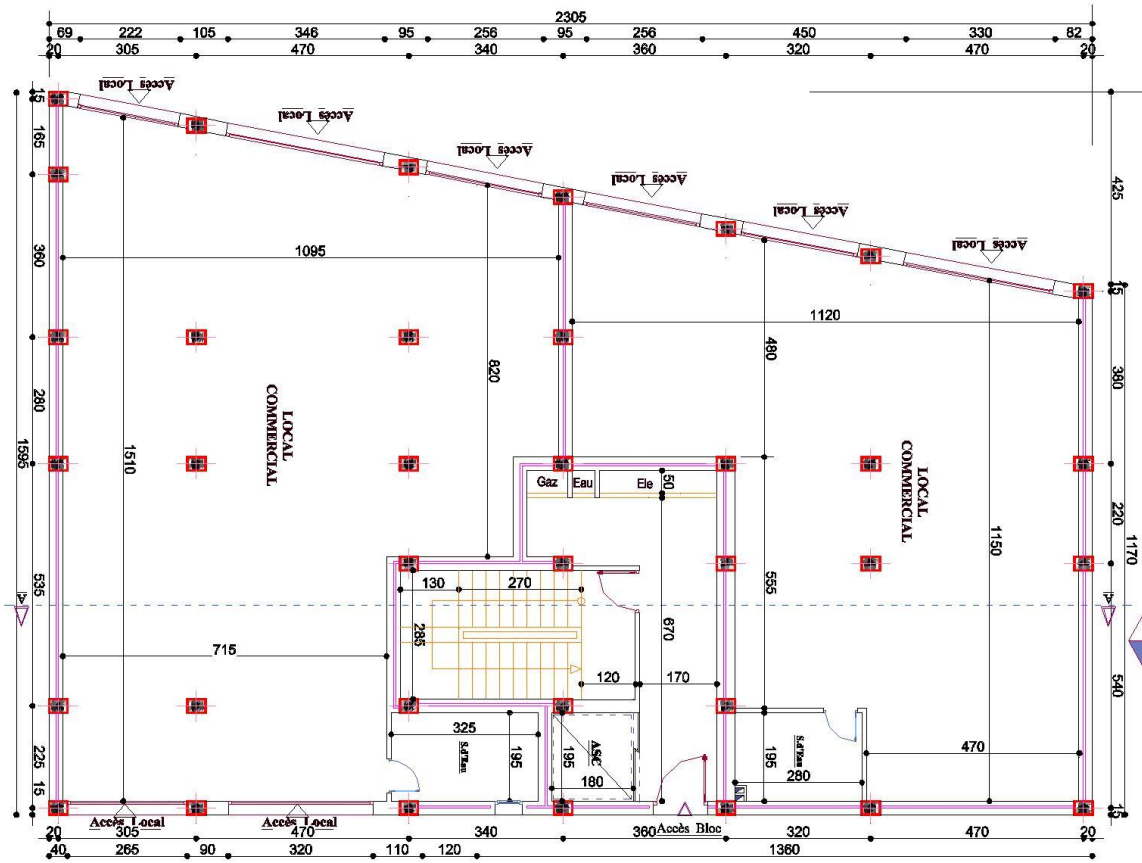
Coupe A-A Ech.1/100



PLAN Fondations Echivo

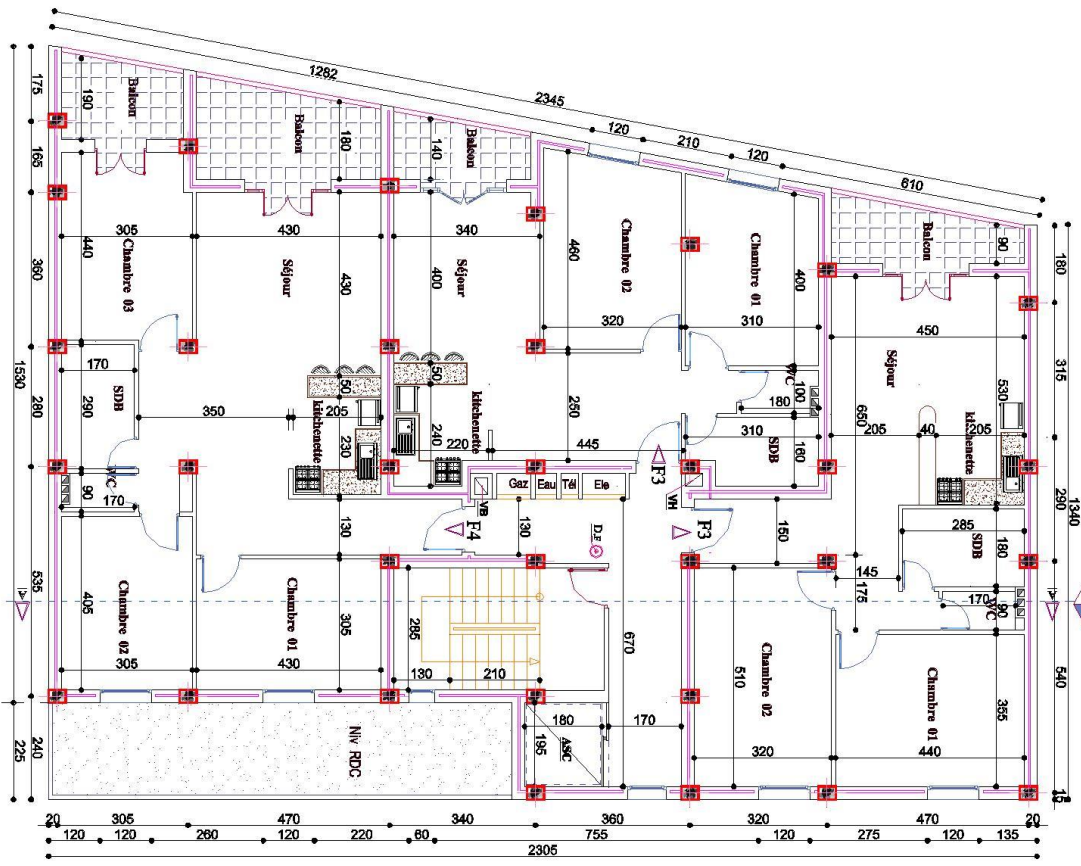


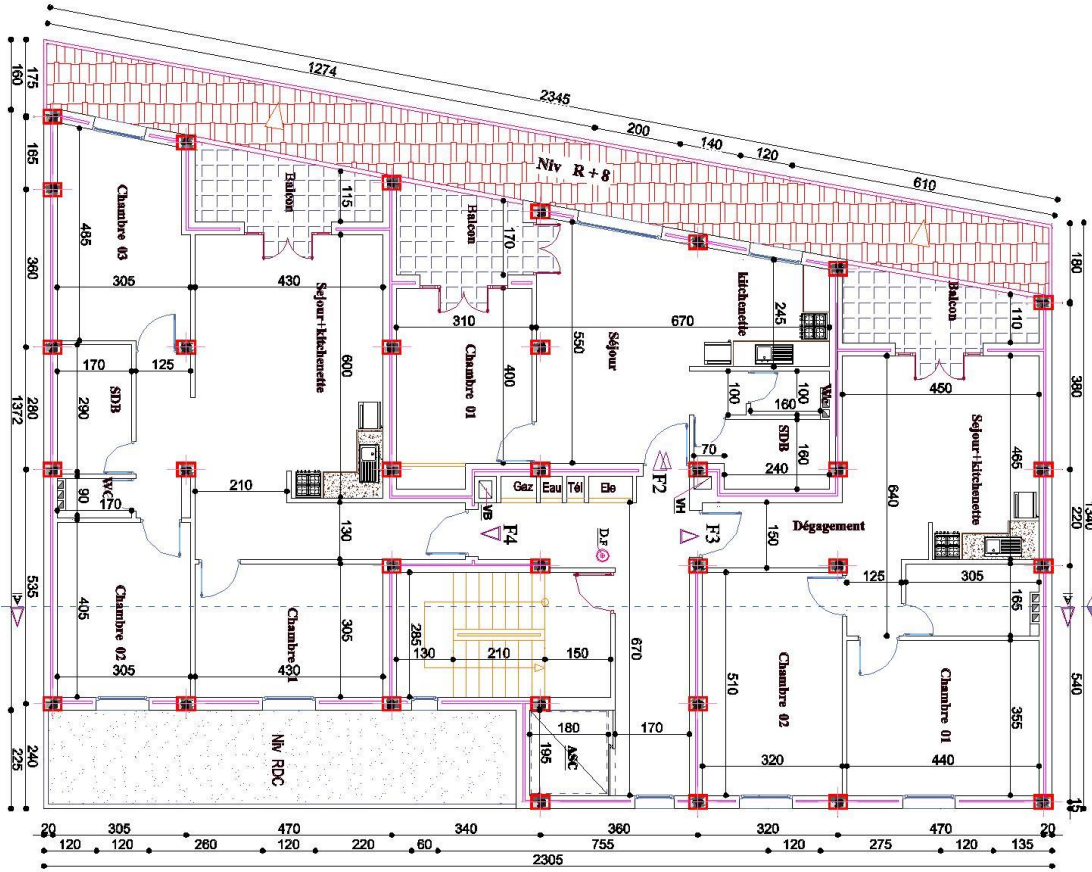




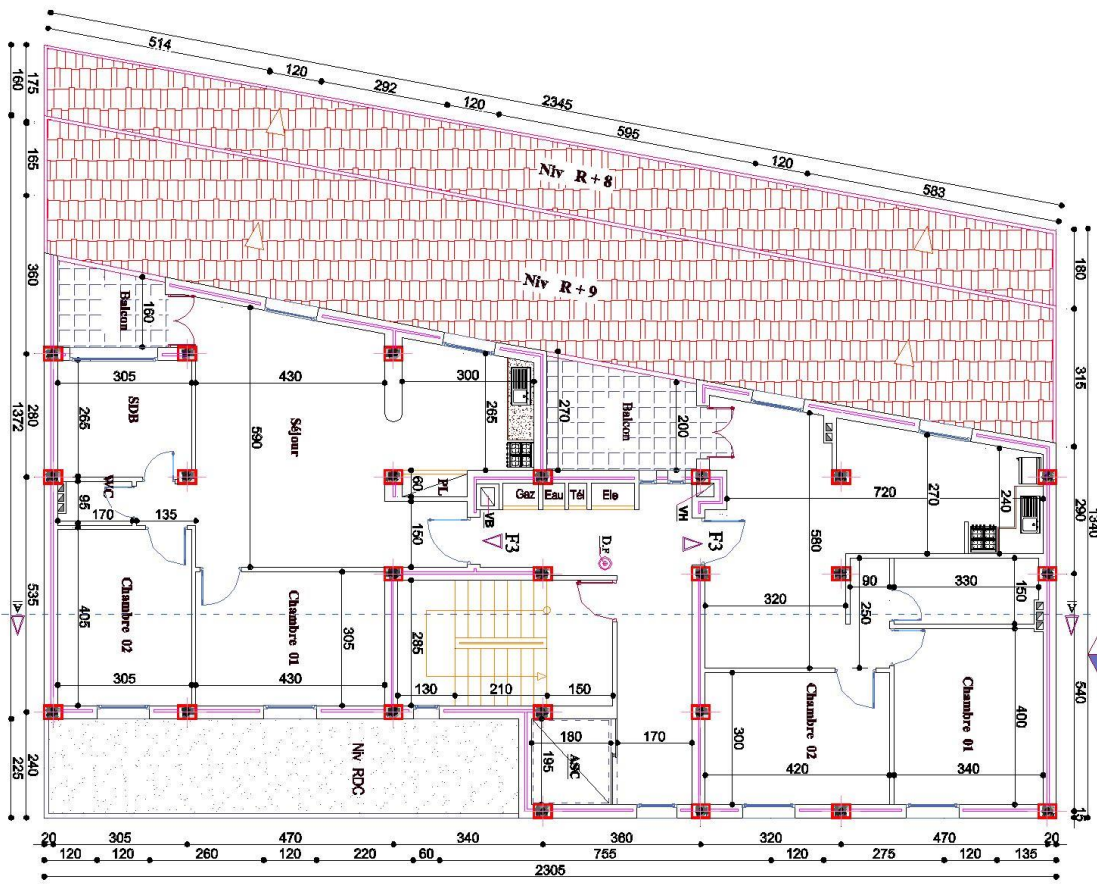
Plan R.D.C. Edm/100

Plan Etages 01-08 Echel/100

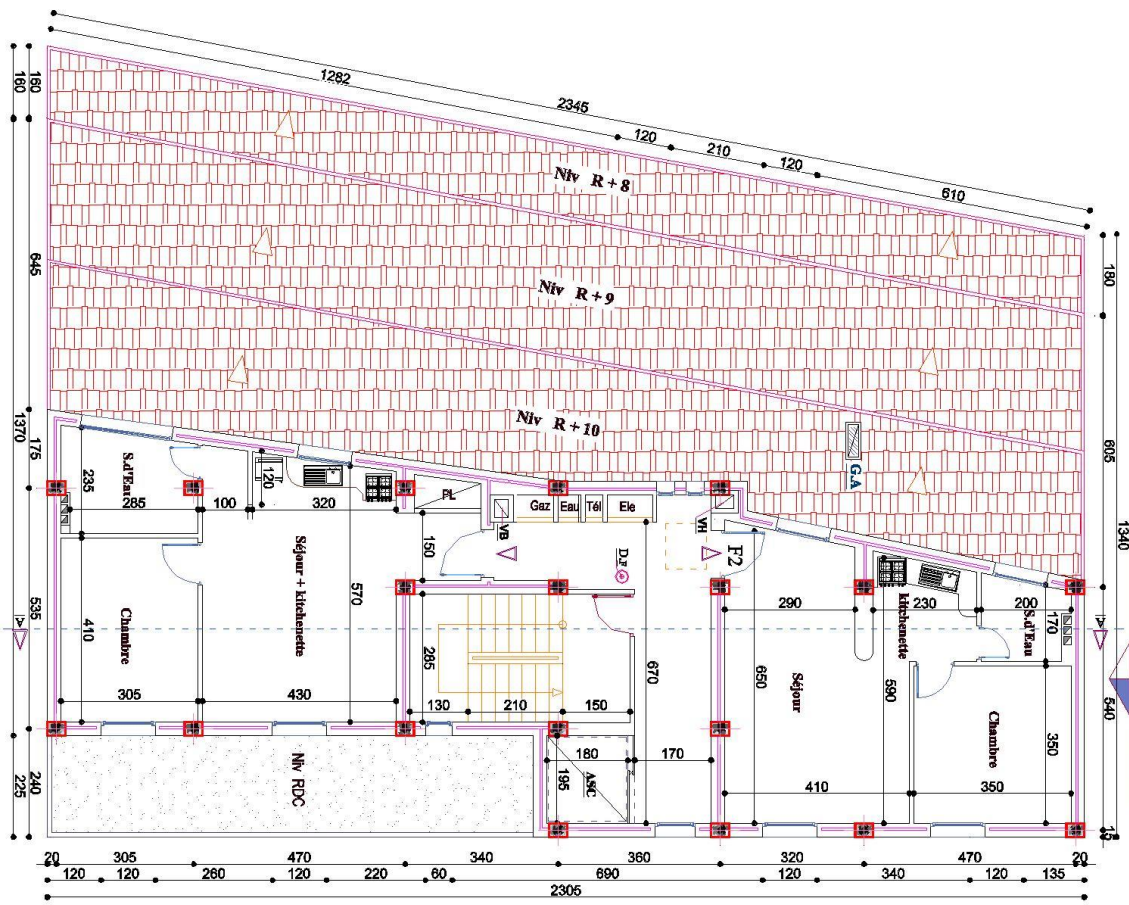




Plan Etage 09 Echelle/100



Plan Etage 10 Echelle/100



Plan Etage II Edm/100

Plan Toiture Edm/100

