



Mémoire de Master

Présenté par :

- BOUSEKKINE Hamza
- SAADI Mohand

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Spécialité : structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R + 9 + entre sol) à usage d'habitation
contreventé par un Système Mixte (Voile_Portiques)**

Soutenu le : 11/10/2021

Devant le jury composé de :

Nom&Prénom	Département d'affiliation	Qualité
M ^r Ourabah	Génie civil	Président
M ^m Chikh Amar	Génie civil	Examineur
M ^r Sadaoui Omar	Génie civil	Encadrant

2020-2021

REMERCIEMENTS

*Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à
l'université Abderrahmane*

Mira-Bejaia

*Tout d'abord, nous tenons à remercier, le Dieu
miséricordieux qui nous a donné la force et le courage
d'achever cette réalisation.*

*A nos chers parents, qui nous ont toujours
encouragé et soutenu durant toute la période de nos
études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*Au terme de notre formation en général et notre projet
de fin d'étude en*

*Particulier, nous tenons à remercier, notre encadrant
Mr : **SADAOUI.O** pour*

Son aide et son soutien scientifique et moral.

*Nos gratitude à tous les membres du jury qui font
l'honneur de juger notre
travail.*

*Un grand merci à toutes les personnes ayant
contribués à l'élaboration de ce
mémoire.*

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères et sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon
parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et
Binôme HAMZA et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien
durant ces années de formation.*

Merci à tous.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à
celle qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et
Binôme MOHAND et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien
durant ces années de formation.*

Merci à tous.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3.caractéristiques géométriques de l'ouvrage	02
I.4.Données géotechniques du sol d'assise	02
I.5.Choix du système de contreventement	02
I.6.Définition des éléments de l'ouvrage	03
I.7.Lesrèglements et normes appliqués.....	04
I.8.Définition de l'état limite.....	04
I.9.Les caractéristiques des matériaux.....	04
I.10 : Règle des trois pivots.....	08
I.11 : Combinaisons d'action donnée par le RPA	09
I.12 : conclusion	09
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments secondaires	
II.1. INTRODUCTION.....	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	10
II.2.1. Les planchers.....	10
II.2.1.1. Les planchers à corps creux	10
II.2.1.2. Les dalles pleines	10
II.2.1.3. pré-dimensionnement des poutrelles	12
II.2.1.4. Pré dimensionnement des escaliers	13
II.2.1.5.la poutre palière	16
II.2.1.6.la poutre de chaînage.....	16
II. 3. . pré-dimensionnement des éléments principaux.....	17
II. 3. 1. Poutres principales [P.P]	17

SOMMAIRE

II. 3.2. Les poutres secondaires [P. S]	17
II.3.3. Les voile.....	18
II.3.4. Les poteaux.....	18
II.3.5. Evaluation des charges et surcharges	19
II.3.6. DESCENTE DE CHARGES	23
II.3.6.1.Poteau B-2	24
II.3.6.2.VERIFICATION DES POTEAUX	27
II.3.6.2.1. Vérification à la résistance.....	28
II.3.6.2.2.Vérification au flambement	28
II.3.7. CONCLUSION	29
Chapitre III : étude des éléments secondaires	
III.1.Introduction	30
III.2. Etude des planchers.....	30
III.2.1. Plancher à corps creux.....	30
III.2.1.1. Etude des poutrelles.....	30
III.2.1.1.1. La disposition des poutrelles	30
III.2.1.1.2: les différents types de poutrelles.....	31
III.2.1.1.3 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.....	32
III.2.1.1.4 : Calcul des sollicitations.....	32
III.2.1.1.4.1 : Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles.....	35
III.2.1.1.4.2 : Les sollicitations les plus défavorables.....	36
III.2.1.1.5 : Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles...	36
III.2.1.1.6: Les vérifications nécessaires	39
III.2.1.2. Etude de la dalle de compression.....	48
III.2.2. Plancher à dalle plein.....	48
III.3. Etude des escaliers	53

SOMMAIRE

III.3.1.les types d'escaliers	53
III.3.2.Combinaisons de charge	54
III.3.3.Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant.....	54
III. 3.4. Ferrailage des escaliers.....	56
III. 3. 5 .vérification de la flèche	59
III.4.Pré dimensionnement de la poutre palière.....	60
III. 4. 1. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple	62
III. 4. 2. Calcul de la section d'armature a la torsion.....	62
III.5.Etude de La poutre de chainage	67
III.6.Calcul de l'acrotère.....	69
III.6.1.Hypothèse de calcul	70
III.6.2. Evaluation des charges.....	70
III.6.3. Calcul des sollicitations	71
III.6.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	71
III.6.5.Ferrailage de l'acrotère.....	72
III.7. Etude de l'ascenseur.....	73
III.7.1. Définition	73
III.7.2. Evaluation des charges	73
III.7.2. Charge uniformément répartie.....	73
III.7.3. Calcul du ferrailage	74
III. 7. 4 .vérification de la flèche	74
Chapitre IV : étude dynamique	
IV. Etude dynamique de la structure.....	77
IV.1. Introduction.....	77
IV.2. Objectifs et exigences	77
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	77
IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	77
IV.4.1. Principe.....	77
IV.4.2. Domaine d'application.....	77
IV.4.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	77
IV.5.Spectre de réponse de calcul.....	79
IV.5.1.résultats obtenus après modélisation	80
IV.5.1.1.Disposition et longueur des voiles.....	80
IV.5.1.2.Analyse modale	82
IV.6 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	84

SOMMAIRE

IV.6.1 Période de vibration et participation massique	84
IV.6.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	85
IV.6.3. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	86
IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit	87
IV.6.5. Vérification du déplacement inter étage	88
IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	90
IV.7.Conclusion	91
Chapitre V : étude des éléments structuraux	
V.1.Introduction.....	92
V.2.Les poteaux.....	92
V.2.1.Combinaisons spécifiques de calcul.....	92
V.2.2.Ferraillage des poteaux	93
V.2.3 : Vérifications	98
V.3.Etude des poutres	103
V.3.1.Recommandation du RPA99.....	103
V.3.2 : Sollicitation et ferraillage des poutres	104
V.3.3.Les Vérifications nécessaire.....	106
V.4.Les voiles.....	114
V.4.1.Recommandation du RPA99 version 2003.....	114
V.4.2. Ferraillage des voiles.....	115
Chapitre VI: étude de l'infrastructure	
VI.1 : Introduction	122
VI.2 : Choix du type de fondation	122
VI.2.1 : Semelle isolée	122
VI.2.2 : Semelles filantes	123
VI.3 : Etude de la poutre de rigidité	127

SOMMAIRE

VI.4 : Les longrines	132
VI.5 : Etude de mur de soutènement.....	133
VI.6 : étude du voile périphérique	138

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge.....	05
Figure I.2: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} En fonction de celle à la compression f_{cj}	06
Figure I.3: diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	06
Figure I.4: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	07
Figure I.5: Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	07
Figure I.6: Diagrammes des différents pivots.....	08
Figure II.1: planché à corps creux.....	10
Figure II.2: dalle pleine sur 1 appui.....	11
Figure II.3 : dalle pleine sur 2 appuis.....	11
Figure II.4: dalle pleine sur 4 appuis.....	12
Figure II.5: dalle pleine sur 4 appuis(RDC).....	12
Figure II.6: Schéma d'une poutrelle.....	13
Figure II.7: disposition des poutrelles.....	13
Figure II. 8: Schéma terminologie d'escalier.....	14
Figure II.9: vue en plan escalier étage courant.....	14
Figure II.10: schéma statique volée1 d'étage courant.....	15
Figure II.11: schéma statique volée1RDC.....	15
FigureII.12 : vue en plan escalier RDC.....	15
FigureII.13 : schéma statique volée 2 RDC.....	16
FigureII.14: Coupes de voiles en élévation.....	18
FigureII.15: Vue en plan d'un voile.....	18
FigureII.16: Hauteur libre d'étage.....	19
FigureII.17: La loi de dégression des charges.....	24
FigureII.18: surface afférente poteau B2.....	24

LISTE DES FIGURES

Figure III.1 : schéma montrons la disposition des poutrelles dans la terrasse inaccessible.....	30
Figure III.2 : schéma montrons la disposition des poutrelles dans l'étage courant.....	31
Figure III.3 : ferrailage des poutrelles d'étage courant et terrasse	48
Figure III.4: schéma statique de la dalle (type 1).....	48
Figure III.5 : schéma de ferrailage des dalles pleines dans les différents étages	53
Figure III.6: schéma statique volée d'étage courant.....	53
Figure III.7: Schéma de ferrailage d'escalier étage courant.....	60
Figure III.8: Schéma de ferrailage d'escalier RDC.....	60
Figure III.9: Schéma statique du la poutre palière.....	60
Figure III.10 : Section creuse équivalente.....	63
Figure III.11: Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	67
Figure III.12: Schéma statique chaînage.....	67
Figure III.13: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.....	69
Figure III.14: L'acrotère.....	70
Figure III.15: Schéma statique de l'acrotère.....	70
Figure III.16: Section à ferrailer.....	72
Figure III.17: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	72
Figure IV.1: Spectre de réponse pour les deux sens X et Y.....	80
Figure IV.2: Vue en plan de la disposition des voiles.....	81
Figure IV.3: Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	82
Figure IV.4: Vue en plan de 1 ^{er} mode de translation selon x.....	83
Figure IV.5: Vue en plan de 2 ^{eme} mode de translation selon y.....	83
Figure IV.6: Vue en plan de 3 ^{eme} mode de torsion selon z.....	84

LISTE DES FIGURES

Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux dans les déférents étages.....	103
Figure V.2 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.....	108
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales dans les déférents étages.....	112
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires dans les déférents étages.....	113
Figure .V.5 : Disposition des armatures dans les voiles.....	114
Figure V.6: Schéma de ferrailage du voile V_{X1}	121
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	123
Figure VI.2 : Semelle filante (sous poteau).....	124
Figure VI.3 : Vue en plan de la disposition des semelles filantes.....	125
Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	126
Figure VI.5 : Schéma statique de la poutre de rigidité	128
Figure VI.6 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU....	128
Figure VI.7 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU.....	128
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des déférentes semelles filantes.....	132
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des longrines.....	133
Figure VI.10 : schéma de mur de soutènement.....	134
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....	138
Figure VI.12: Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.....	139
Figure VI.13 : ferrailagedu voile périphérique.....	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant.....	20
Tableau II.3: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant.....	20
Tableau II.4: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine RDC.....	21
Tableau II.5 : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse.....	21
Tableau II.6: Évaluation des charges des murs double cloison.....	21
Tableau II.7: évaluation des charges revenant au palier.....	22
Tableau II.8 : Évaluation des charges revenant à la volée.....	22
Tableau II.9: charge revenant à l'acrotère.....	23
Tableau II.10: Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau B2).....	25
Tableau II.11 : résumé de la vérification à la résistance des poteaux.....	28
Tableau II.12: résultat de vérification au flambement.....	29
Tableau .III.1: les différents types de poutrelles dans les différents niveaux.....	31
Tableau.III.2 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.....	32
Tableau III.3: Sollicitations des différents types de poutrelles.....	36
Tableau III.4 : Sollicitation maximale dans les poutrelles.....	36
Tableau III.5 : résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux.....	39
Tableau III.6 : Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U.....	40
Tableau III.7 : vérifications des contraintes à l'ELS.....	43
Tableau III.8 : Vérification des états limites de déformation.....	47
Tableau III.9 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant et RDC.....	49

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.10 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse.....	49
Tableau III.11 : récapitulatif des vérifications au cisaillement dans les différents types de dalles.....	50
Tableau III.12 : récapitulatif des vérifications des contraintes dans les étages courants.....	50
Tableau III.13 : récapitulatif des vérifications des contraintes dans la terrasse.....	51
Tableau III.14 : récapitulatif des vérifications de la flèche.....	52
Tableau III.15 . Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant a L'ELU.....	54
Tableau III.16 . Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant a L'ELS.....	55
Tableau III.17 : Les moments max et l'effort tranchants dans les 03 types d'escaliers.....	56
Tableau III.18 . Calcul des armatures principales.....	56
Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	58
Tableau III.20 : Les armatures de répartition d'escaliers.....	59
Tableau III.21 :Vérification des contraintes dans le béton.....	59
Tableau III.22 : Les sollicitations de la poutre palière.....	61
Tableau III.23 : Calcul des armatures principales.....	62
Tableau III.24 : Les sollicitations de la poutre palière.....	64
Tableau III.25 : Calcul des armatures principales.....	64
Tableau III.26 : Vérification des contraintes dans le béton.....	66
Tableau III.27 : Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage.....	68
Tableau III.28 : Récapitulatifs des vérifications des contraintes.....	69
Tableau III.29 : Récapitulatif des vérifications de la flèche.....	69
Tableau. III. 30 : Combinaison d'action de l'acrotère.....	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.31 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.....	72
Tableau.III.32 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	74
Tableau III.33 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	74
Tableau III.34 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier après recalculé a l'ELS.....	75
Tableau IV.1 : valeurs des pénalités.....	78
Tableau IV.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique.....	84
Tableau IV. 3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base....	85
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction verticale.....	86
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	87
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.....	88
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements entres étages sens xx.....	88
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements entres étages sens yy.....	89
Tableau IV.9 : Vérification des effets du second ordre sens xx.....	90
Tableau IV.10 : Vérification des effets du second ordre sens yy.....	91
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.....	93
TableauV.2 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.....	93
Tableau V. 3 : Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage.....	95
Tableau V.4 : Ferrailage transversale des poteaux.....	97
Tableau V.5 : Vérification des armatures transversales pour chaque étage....	98
Tableau V.6 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.....	99
Tableau V.7 : Vérification au cisaillement des poteaux.....	100
Tableau V.8 : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	100
Tableau V.9 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage	104
Tableau V.10 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage.....	105
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	107
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression de déformation.....	109
Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poteaux.....	109
Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poutres principales.....	109
Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	109
Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....	110
Tableau V.18 : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	110
Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V_{X1} dans tous les niveaux.....	116
Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V_{X2} dans tous les niveaux.....	116
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles V_{X3} dans tous les niveaux.....	117
Tableau V.22 : Ferrailage des voiles V_{X4} dans tous les niveaux.....	118
Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_{Y1} dans tous les niveaux.....	118
Tableau V.24 : Ferrailage des voiles V_{Y2} dans tous les niveaux.....	119
Tableau V.25 : Ferrailage des voiles V_{Y3} dans tous les niveaux.....	120
Tableau V.26 : Ferrailage des voiles V_{Y4} dans tous les niveaux.....	120
Tableau VI.1 : résumé le dimensionnement des différents semelles.....	126
Tableau VI.2 Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU.....	127
Tableau VI.3 : Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.....	130
Tableau VI.4 : Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.....	130
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.....	130
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.....	131
Tableau VI.7 : Sections d'armatures du voile périphérique.....	140
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	141
Tableau VI.9 : Sections d'armatures calculées à l'ELS.....	14

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Il existe plusieurs phénomènes dévastateurs qui menacent les ouvrages de génie civil, parmi eux on distingue le plus dangereux qui est le séisme, ce phénomène attaque le plus souvent les ouvrages lourds, c'est dans ce cas que le génie civil intervient pour remédier ses risque.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc considérée comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à des tremblements de terre d'intensité variable de moyen à élevée.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Après chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés lors du tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il ya lieu de respecter les normes et recommandations parasismiques prescrites par le règlement parasismique algérien (RPA/2003).

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un entre-sol, un RDC et 9 étages qui est réalisé à la commune d'Akbou de la willaya de Bejaïa.

Notre travail est organisé comme suit : le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois est dédié au calcul des éléments secondaires. Au quatrième chapitre, nous avons effectué l'étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre a constitué en l'étude des éléments structuraux, Le calcul de l'infrastructure est l'objet du sixième chapitre.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc considérée comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à des tremblements de terre d'intensité variable de moyen à élevée.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Après chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés lors du tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations parasismiques prescrites par le règlement parasismique algérien (RPA/2003).

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un entre-sol, un RDC et 9 étages qui est réalisé à la commune d'Akbou de la wilaya de Bejaïa.

Notre travail est organisé comme suit : le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois est dédié au calcul des éléments secondaires. Au quatrième chapitre, nous avons effectué l'étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre a constitué en l'étude des éléments structuraux, Le calcul de l'infrastructure est l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/V2003...) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9+entre sol) implanté à AKBOU, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation dans les étages courants et pour l'usage garage dans le RDC, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe au lieu dit TIFRT commune, Daïra AKBOU, wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3. caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur du RDC ----- **4.08m**
 - Hauteur étage courant ----- **3.06m**
 - Hauteur totale y compris l'acrotère ----- **35.48m**
 - Hauteur d'entre sol ----- **3.06m**
- **Dimension en plan:**
 - Longueur en plan ----- **19.50m**
 - Largeur en plan ----- **13.40m**
 - Longueur du balcon ----- **1.2m**

I.4. Données géotechniques du sol d'assise :

En tenant compte des résultats d'analyse des échantillons prélevés du sondage carotter, on peut conclure que :

- **Type et ancrage des fondations :**

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de **2.50m** de profondeur par rapport à cote du terrain actuel dans la formation naturelle en place (marne argileuse peu compacte ou argile marneuse).

- **Contrainte admissible du sol :**

Le taux de travail admissible a été limité à **1.70 bars** ou (**kg/cm²**) pour l'ensemble du projet.

- **Classification de site :**

Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet, nous ont permis de classer le site en **catégorie s3 << site meubles >>** selon RPA99 version 2003.

I.5. Choix du système de contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.6.Définition des éléments de l'ouvrage :

A. Les planchers :

Ces sont des aires, généralement planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment, leur rôle essentiel est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux).

Dans notre structure les planchers des étages courants et de la terrasse inaccessible seront en corps creux et en dalle de compression.

B. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend deux type d'escalier : escalier étage courant et RDC.

C. Les éléments de remplissage :

Les éléments de remplissage seront réalisés pour :

- Les murs extérieurs en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15 cm et 10 cm respectivement, qui sont séparées par un espace d'air d'épaisseur 5 cm pour une bonne isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

D. La terrasse :

Notre structure comporte une terrasse inaccessible d'une forme de pente de 1,5% pour l'écoulement de l'eau et équipée d'une isolation thermique ainsi que d'une étanchéité multicouches et d'un gravier de protection.

E. Les balcons :

Le balcon est une plate-forme sous forme de consol fait en corps creux ou en dalle pleine. Dans notre structure ils seront en corps creux et en dalle plein.

F.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastrés a sa base au plancher terrasse.

J. L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

H.L'infrastructure :

Est un ensemble d'éléments d'ouvrages ou interdépendants qui supportent en partie ou en totalité une structure ou réseau. Ces infrastructures peuvent être (la fondation d'une construction, une construction implantée sur le sol ...). Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.7.Les règlements et normes appliqués :

Pour étudier notre projet nous aurons besoin des règlements suivants :

- Le code du béton armé (CBA 93).
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2, Charges et surcharges).
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).
- Le régleme nt parasismique algérien (RPA99/V2003).

I.8.Définition de l'état limite :

C'est l'état qui comporte un ensemble de règles conçues pour vérifier les conditions de sécurité de l'ouvrage, il existe deux types d'états limites :

a. L'ELU : C'est l'état limite ultime, où la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage ne doit pas dépasser ses limites, cependant son dépassement entraînera la ruine de l'ouvrage.

b. L'ELS : C'est l'état limite de service, où l'exploitation normale d'un ouvrage et sa durabilité doivent être satisfaites.

I.9.Les caractéristiques des matériaux :

a. Le béton : C'est un matériau hétérogène comportant un mélange de liant hydraulique (ciment), de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Ses avantages sont :

- ✓ Une bonne résistance à la compression.
- ✓ Une souplesse d'utilisation.
- ✓ Une bonne résistance au feu.
- ✓ Moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.

Parmi ses inconvénients on trouve que :

- ✓ Le béton est plus lourd comparant aux autres matériaux.
- ✓ Son exécution est plus longue en commençant par le coffrage puis l'emplacement des armatures et enfin faire attention aux facteurs qui peuvent briser la résistance de ce dernier.

❖ **Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un mélange de certains matériaux qui sont :

- **Le ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Les granulats** : Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :
- **Le sable** : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petites.
- **Le gravier** : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

❖ **Résistance mécanique du béton :**

• **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c,j}$ à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$: (CBA93 article A.2.1.1.1)

$$f_{c,j} = j f_{c28} / (4,76 + 0,83j) \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{c,j} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

-Pour des résistances $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$: (CBA93 article A.2.1.1.1)

$$f_{c,j} = j f_{c28} / (1,4 + 0,95j) \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{c,j} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

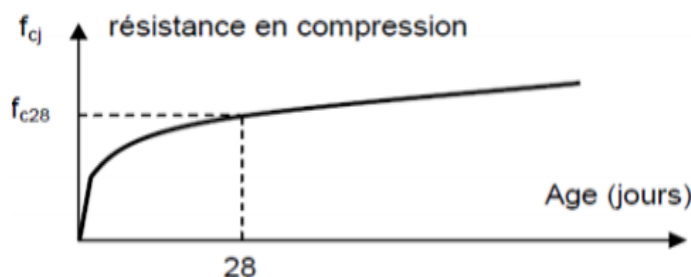


Figure I.1 : Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge.

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment (CPA 325) la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa

On prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

• **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : (CBA93 article A.2.1.1.2)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$$

Si $f_{c28} \leq 60$ MPa
 Si $f_{c28} > 60$ MPa

Pour $j=28$ jours $f_{t28} = 2,1$ MPa

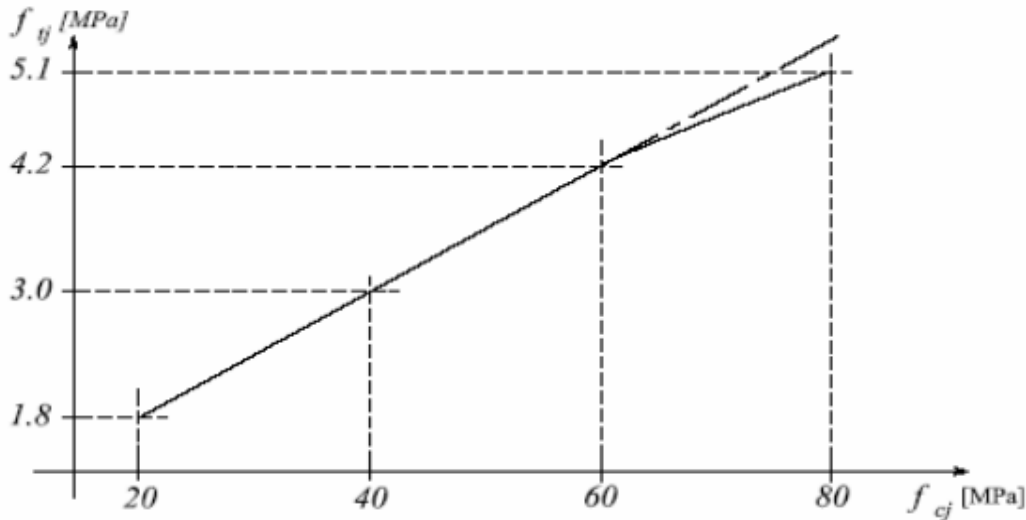


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} En fonction de celle à la compression f_{cj} .

❖ **Contrainte limite :**

• **Etat limite ultime (ELU) :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5\text{‰}, & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

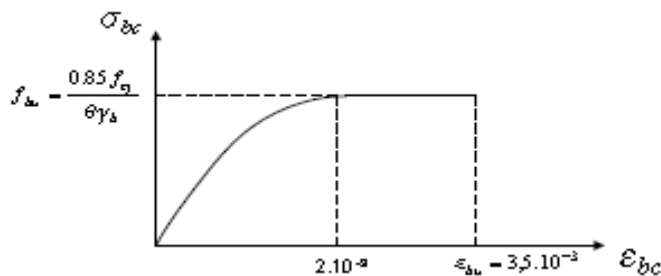


Figure I.3 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

❖ **Contraintes admissibles de cisaillement du béton**

- ✓ Pour la fissuration peut nuisible (FPN) : $\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- $\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 3,33 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,35 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$
- ✓ Pour la fissuration nuisible (FN) : $\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- $\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 2,5 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,26 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$

- **État limite de service :** CBA93 (Art A.4.5.2).

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MP.}$$

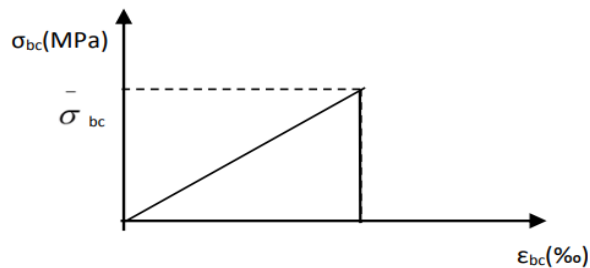


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

b. L'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

❖ **Contrainte limite :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation suivant :

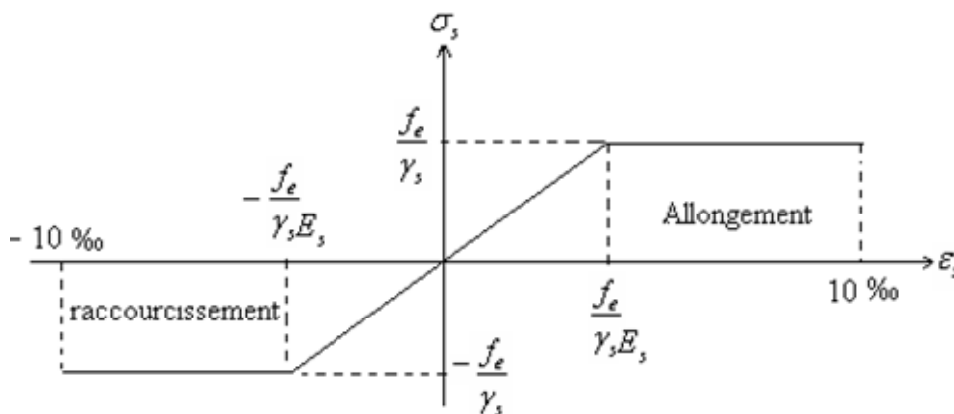


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de calcul.

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

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

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{situation courante} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \begin{cases} 400 & \text{situation accidentelle} \\ 348 & \text{situation courante} \end{cases}$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq [\sigma_{st}] = \text{Min} (2f_e/3 ; 110 (\eta f_{tj})^{0,5})$.
- Fissuration Très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq [\sigma_{st}] = \text{Min} (f_e/2 ; 90 (\eta f_{tj})^{0,5})$

I.10 : Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B et C) :

- **Pivot A :** L'armature la plus tendue atteint l'allongement limite qui est de 10‰, la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **Pivot B :** La fibre la plus comprimée atteint son raccourcissement limite qui est de 3,5‰, la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** La fibre la plus comprimée qui est à une distance de 3/7 de la hauteur totale de la section atteint son raccourcissement limite qui est de 2‰, la section est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

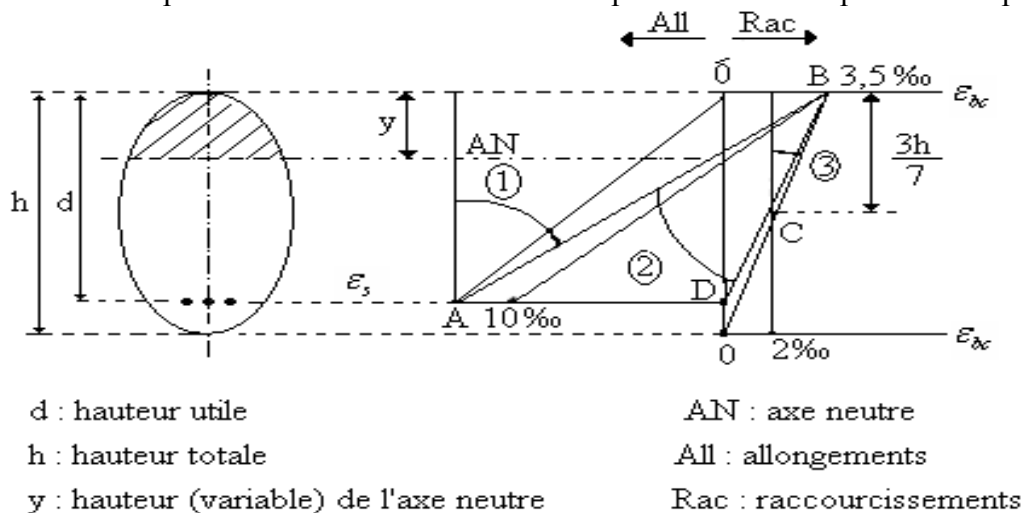


Figure I.6 : Diagrammes des différents pivots

I.11 : Combinaisons d'action donnée par le RPA :

$$\text{Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU} & 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8G + Ex \\ 0,8 G + Ey. \end{cases}$$

I.12 : conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeur (MPa)
Béton	- Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	- Contrainte limite à l'ELU :	
	✓ Situation durable	14,2
	✓ Situation accidentelle	18,45
	- Contrainte limite a l'ELS (σ_{bc})	15
	- Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	- Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	- Limite d'élasticité f_e	400
	- Module d'élasticité	$2,1 \cdot 10^5$
	- Contrainte de calcul à l'ELU :	
	✓ Situation accidentelle	400
	✓ Situation courante	348
	- Contrainte de calcul à l'ELU :	/
	✓ FPN	240
	✓ FN	176
	✓ FTN	

Chapitre II

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations réelles qu'elles doivent supporter.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Les planchers à corps creux :

a. Définition

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 475 - 40 = 435\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{435}{22.5} = 19.33\text{cm}$$

On opte pour un plancher de 20cm (16+4) cm

16cm : hauteur du corps creux

4cm : hauteur de la dalle de compression

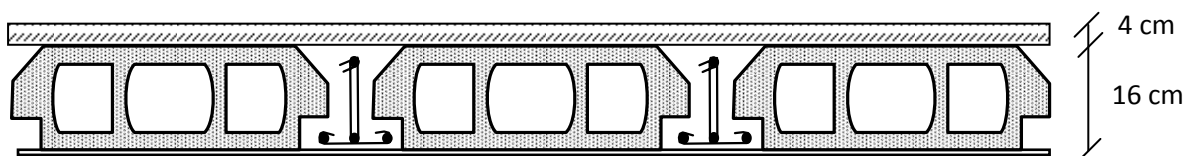


Figure II.1 : plancher à corps creux.

II.2.1.2. Les dalles pleines :

a. Définition

Une dalle est un élément porteur, généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à la troisième que l'on appelle épaisseur. Une dalle peut avoir une forme quelconque, être d'épaisseur variable.

• **Résistance au feu (CBA 93)**

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5\text{cm}$pour quatre heures de coupe-feu.

• **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en L'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne

Isolation acoustique.

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 13cm

• **Critère de résistance à la flexion**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis (X)

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

❖ **Dalle sur 1 seul appui :**

$L_x = 0.4 \text{ m}$

$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{40}{20}$

$\Rightarrow e \geq 2 \text{ cm}$

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

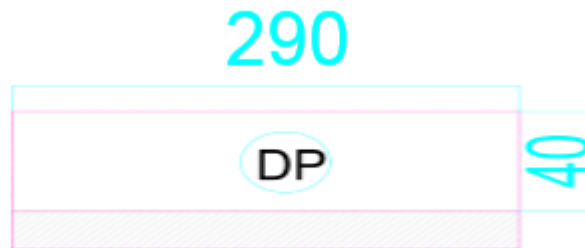


Figure II.2 : dalle pleine sur 1 appui.

❖ **Dalle sur deux appuis :**

$L_x=1.40\text{m}$; $L_y=3.35\text{m}$.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$

$\Rightarrow 3.428 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$

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

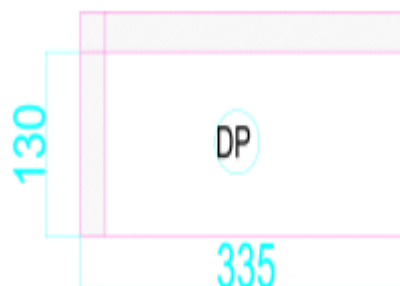


Figure II.3 : dalle pleine sur 2 appuis.

❖ Dalle sur 4 appuis :

$$L_x=2.80\text{m} ; \quad L_y=3.45\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{280}{45} \leq e \leq \frac{280}{40}$$

$$\Rightarrow 6.22 \text{ cm} \leq e \leq 7 \text{ cm}$$

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



Figure II.4 : dalle pleine sur 4 appuis.

❖ Dalle sur 4 appuis(RDC) :

$$L_x=4.45\text{m} ; \quad L_y=4.45\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{445}{45} \leq e \leq \frac{445}{40}$$

$$\Rightarrow 9.88 \text{ cm} \leq e \leq 11.125 \text{ cm}$$

On prend $e=18 \text{ cm}$

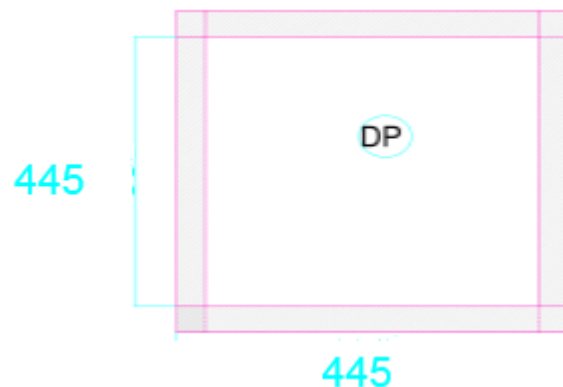


Figure II. 5: dalle pleine sur 4 appuis(RDC).

II.2.1.3. pré-dimensionnement des poutrelles :

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères essentiels, le critère de la petite portée et le critère de la continuité. Elles se calculent comme des sections en T, dont les dimensions sont :

$$(b - b_0)/2 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$

$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$

Donc on prend : $b_0 = 10\text{cm}$

$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$

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

$L_y = 320 - 40 = 280\text{cm}$

$b_1 \leq \min(55/2 ; 280/10)$

$b_1 = 27.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc on prend : $b = 65\text{cm}$

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ❖ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ❖ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles

CBA93 (article A.4.1.3)

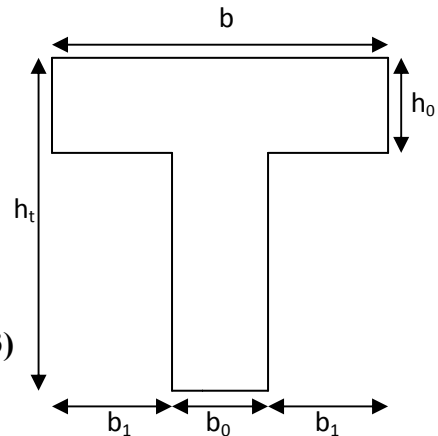
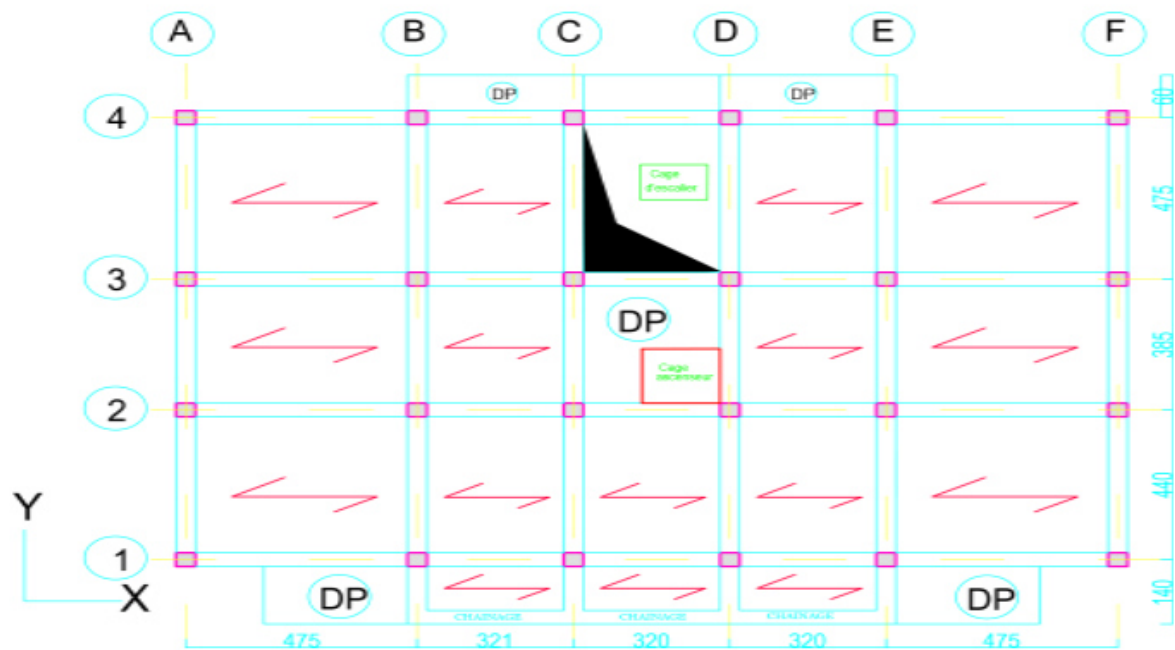


Figure II.6: Schéma d'une poutrelle.



sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Figure II.7 : disposition des poutrelles.

II.2.1.4. Pré dimensionnement des escaliers :

Définition

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre Les étages. Ils sont construits en B.A.

Terminologie

- e : Epaisseur d'escalier
- L_0 : Longueur projeté de la paillasse
- h : Hauteur de la contre marche
- α : Inclinaison de la paillasse
- E : Emmarchement.
- L' : longueur réel de l'escalier.
- H : hauteur d'une volée.
- L : longueur réel de la volée.

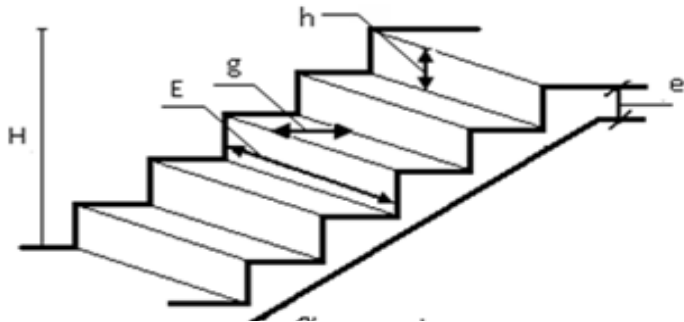


Figure II. 8: Schéma terminologie d'escalier

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

Escaliers étages courants et RDC.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

Or: $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : la hauteur séparant deux paliers successif.

n : Nombre de contre marche.

n - 1 : Nombre de marches.

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

❖ Escalier étage courant :

$H = 1.53\text{m}$ et $L_0 = 2.40\text{m}$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.85\text{m}$$

$L' = 5.19 \text{ m}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.637$$

$\alpha = 32.52^\circ$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

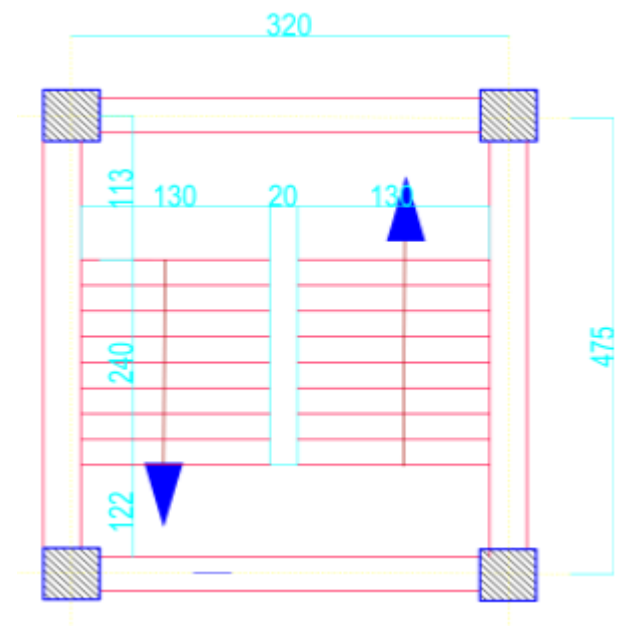


Figure II.9 : vue en plan escalier étage courant.

$$g = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$\frac{519'}{30} \leq e \leq \frac{519}{20} \rightarrow 17.3\text{cm} \leq e \leq 25.95\text{cm}$$

Donc on prend $e = 18\text{ cm}$

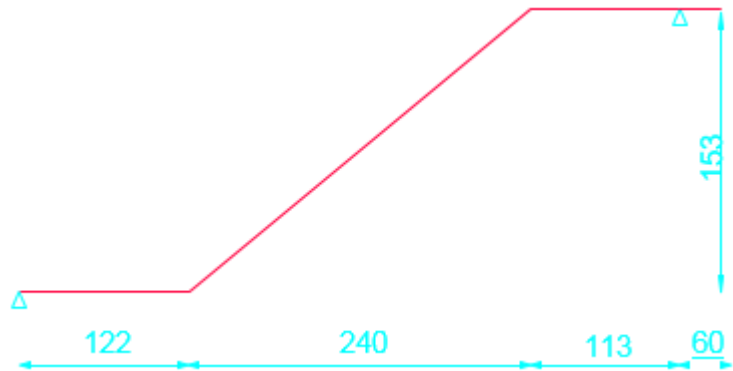


Figure II.10 : schéma statique volée1 de étage courant.

❖ Escalier RDC :

• Type 1 :

$H = 1.53\text{m}$ et $L_0 = 2.40\text{m}$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.85\text{m}$$

$L' = 5.19\text{ m}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.637$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$g = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$\frac{519'}{30} \leq e \leq \frac{519}{20} \rightarrow 17.3\text{cm} \leq e \leq 25.95\text{cm}$$

Donc on prend $e = 18\text{ cm}$

• Type 2 :

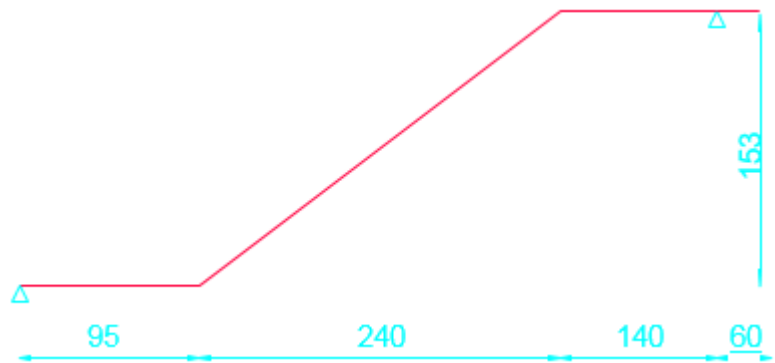


Figure II.11: schéma statique volée1RDC.

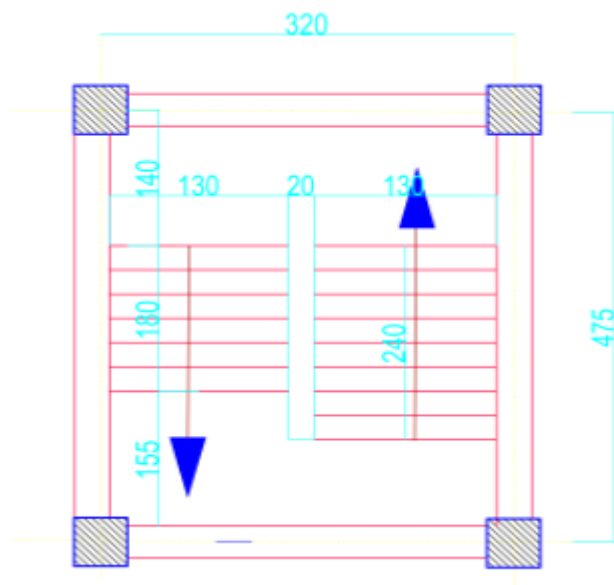


Figure II.12 : vue en plan escalier RDC.

$H = 1.02m$ et $L_0 = 1.50m$

$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 1.81m$

$L' = 3.96 m$

$tg \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{102}{150} = 0.68$

$\alpha = 34.22^\circ$

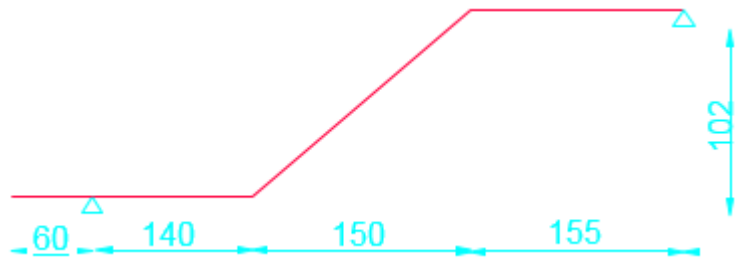


Figure II.13 : schéma statique volée 2RDC.

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$g = \frac{150}{6-1} = 30cm$

$h = \frac{102}{6} = 17m$

$\frac{396'}{30} \leq e \leq \frac{396}{20} \rightarrow 13.2cm \leq e \leq 19.8cm$

→Donc on prend $e = 18 cm$

II.2.1.5.la poutre palière :

La poutre palière est sollicitée en flexion simple, elle est soumise aux actions suivant.

- Action permanente (poids propre G).
- La réaction des volées.

$L_{max} = 280 cm$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 18.66cm \leq h \leq 28cm$

On prend : $h = 30cm$; $b = 30cm$.

II.2.1.6.la poutre de chaînage :

$L_{max} = 321 - 40 = 281 cm$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 18.73cm \leq h \leq 28.1cm$

$h = 20 cm$; $b = 30 cm$

→On prend $h = 20 cm$

$b = 30 cm$

II. 3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

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

II. 3. 1. Poutres principales [P.P] :

a. Définition

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

b. Pré dimensionnement

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

$$L_{\max} = 4.75 - 0.4 = 4.35 \text{ m}$$

$$D'où : 29\text{cm} \leq h_{pp} \leq 43.5\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

{	b=30 ≥ 20 cm.....vérifie	(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)
	h=35 ≥ 30 cm.....vérifie	
	h /b=1.16 ≤ 4.....vérifie	

II. 3.2. Les poutres secondaires [P. S] :

a. Définition

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

b. Pré dimensionnement

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

$$L_{\max} = 4.75 - 0.40 = 4.35 \text{ m}$$

$$D'où : 29\text{cm} \leq h_{pp} \leq 43.5\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b=30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h=35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h/b=1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right\} \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

II.3.3. Les voile :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du 'RPA 99' Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, Vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$, Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

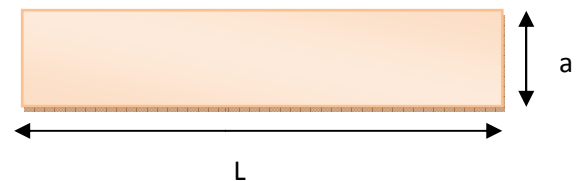
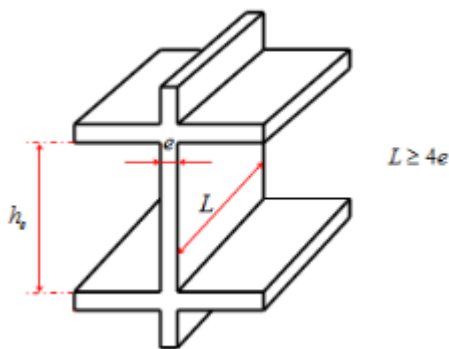


Figure II.15: Vue en plan d'un voile.

Figure II.14: Coupes de voiles en élévation.

- **RDC**

$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$

$e \geq \text{Max}(h_e / 20; 15) \Rightarrow e \geq \text{max}(18.65; 15) \text{ cm}$

\Rightarrow On prende = 20 cm

- **Etage courant**

$e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$e \geq \text{Max}(h_e / 20; 15) \Rightarrow e \geq \text{max}(13.55; 15) \text{ cm}$

\Rightarrow On prende = 15 cm

II.3.4. Les poteaux:

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression

Simple centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

On mènera le calcul à ELU et les vérifications selon RPA 99 version 2003.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les

Conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

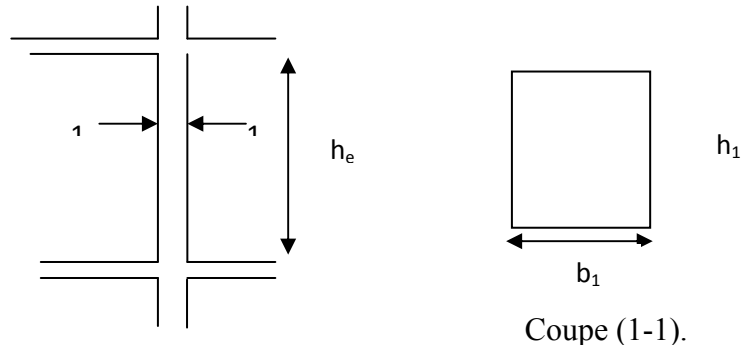


Figure II.16: Hauteur libre d'étage.

Section des poteaux pour les différents niveaux :

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06m$ Pour les étages courants et l'entre sol.

$h_e = 4.08m$ Pour le RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ Pour les poteaux de RDC et entre sol on prend : $b_1 \times h_1 = 45 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 1^{er} et 2^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 3^{ème} et 4^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 35 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 5^{ème} et 6^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 35 \times 35 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 7^{ème} et 8^{ème} étages on prend : $b_1 \times h_1 = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.
- ✓ Pour les poteaux de 9^{ème} étage et 10^{ème} étage (cage d'ascenseur) on prend : $b_1 \times h_1 = 30 \times 30 \text{ cm}^2$.

II.3.5. Evaluation des charges et surcharges :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.1 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Forme de pente en béton nègre	0,115	22	2,53

5	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G= 6.80
				Q=1

• **Plancher étage courant :**

Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				G= 5.16
				Q=1.5

• **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant :**

Tableau II.3: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				G = 6.11
				Q=var

• **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage RDC :**

Tableau II.4: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine RDC.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.18	25	4.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				G = 6.86
				Q=2.5

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine de terrasse inaccessible :

Tableau II.5 : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (K/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	/	0.16
4	Forme de pente	0.115	22	2.53
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				G = 7.76
				Q=1

- Evaluation des charges dues aux murs extérieurs :

Tableau II.6: Évaluation des charges des murs double cloison.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse 15 cm	0.15	/	1.3

3	Brique creuse 10 cm	0.10	/	0.90
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G = 2.76

- Evaluation des charges et surcharges d'escalier :

a. Palier :

Tableau II.7: évaluation des charges revenant au palier.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.18	25	4.5
5	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
				G= 6.02
				Q=2.5

b. La volée :

Tableau II.8 : Évaluation des charges revenant à la volée.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Paillasse	0.21	25	5.33
2	Marche	0.09	22	1.98
3	Mortier	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	20	0.4
5	Marbre (marche)	0.02	28	0.56
6	Marbre (contre marche)	0.02	20	0.24
7	Enduit mortier	0.02	20	0.47

G = 9.38

Q=2.5

- Evaluation des charges :

Tableau II.9: charge revenant à l'acrotère.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids"G"(KN/m ²)
1	Enduit de ciment intérieur	0.02	18	0.36
2	Corps de l'acrotère	0.1285	25	3.21
3	Enduit de ciment extérieur	0.02	20	0.40
				G = 3.97
				Q=1

II.3.6. DESCENTE DE CHARGES :

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 et qui à souvent la plus

grande surface afférente.

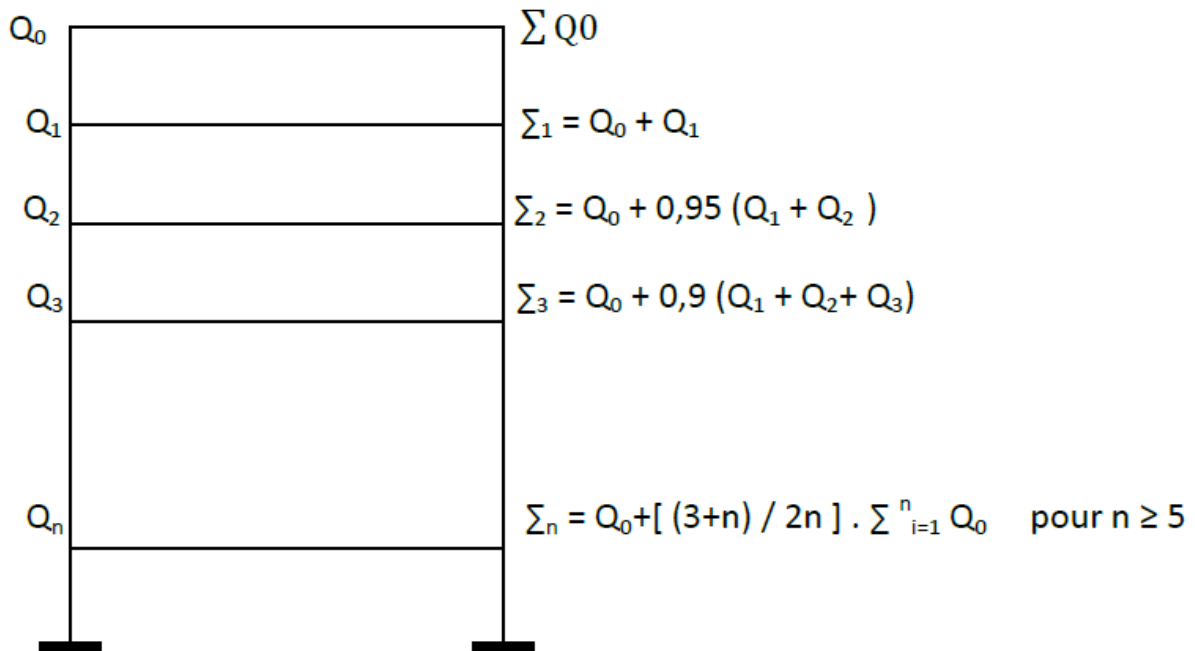


Figure II.17 : La loi de dégression des charges.

- **Enoncé de la loi de dégression : DTR B.C 2.2** (article 6.3) :

Elle s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d’habitation, cette loi de dégression s’applique entièrement sur tous les niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

II.3.6.1.Poteau B-2 :

- ❖ **La surface afférente**

$$S_g^{aff} = 3.95 + 2.58 + 2.98 + 4.58 = 14.07 m^2$$

$$S_q^{aff} = 14.07 + (1.775 + 2.05 + 1.455 + 2.225) * 0.3 = 16.32 m^2$$

- ❖ **Les charges et surcharges**

- **Poids du plancher terrasse inaccessible :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_p = G * S_g^{aff} = 6.80 * 14.07 = 95.67 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 1 * 16.32 = 16.32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Poids du plancher étage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_p = G * S_g^{aff} = 5.16 * 14.07 = 72.60 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 1.5 * 16.32 = 24.48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

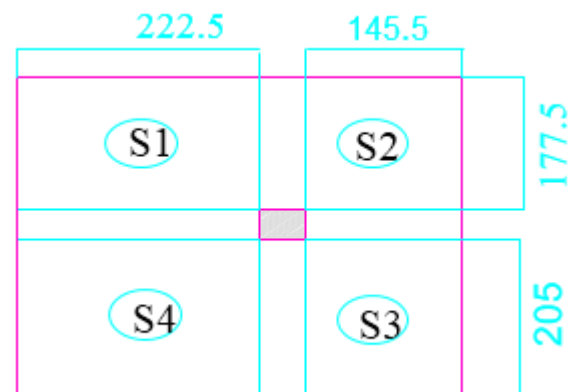


Figure II.18 : surface afférente poteau B2.

- Poids du plancher RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_p = G * S_g^{aff} = 5.16 * 14.07 = 72.60 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 2.5 * 16.32 = 40.8 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Poids des murs double cloison :

a. Mur double cloison RDC :

$$P_{dc(rdc)} = G_{dc} * h_e * L_{dc}$$

$$P_{dc(rdc)} = 2.76 * 3.73 * (1.97 + 1.045) \rightarrow P_{dc(rdc)} = 34.74 \text{ KN}$$

b. Mur double cloison étage courant:

$$P_{dc(etage)} = G_{dc} * h_e * L_{dc}$$

$$P_{dc(etage)} = 2.76 * 2.71 * (1.97 + 1.045) \rightarrow P_{dc(etage)} = 25.24 \text{ KN}$$

c. Mur double cloison entre sol :

$$P_{dc(entre\ sol)} = 2.76 * 2.71 * (1.97 + 1.7) \rightarrow P_{dc(entre\ sol)} = 27.45 \text{ KN}$$

- Poids des poteaux :

✓ Pour les poteaux entre sol : $P_1 = 25 * 0.4 * 0.45 * 3.06 = 13.77 \text{ KN}$

✓ Pour les poteaux RDC: $p_2 = 25 * 0.4 * 0.45 * 4.08 = 18.36 \text{ KN}$

✓ Pour les poteaux de 1^{er} et 2^{eme} étages: $p_3 = 25 * 0.4 * 0.4 * 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

✓ Pour les poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} étages: $p_4 = 25 * 0.4 * 0.35 * 3.06 = 10.71 \text{ KN}$

✓ Pour les poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} étages: $p_5 = 25 * 0.35 * 0.35 * 3.06 = 9.37 \text{ KN}$

✓ Pour les poteaux de 7^{eme} et 8^{eme} étages: $p_5 = 25 * 0.35 * 0.3 * 3.06 = 8.03 \text{ KN}$

✓ Pour les poteaux de 9^{eme} et 10^{eme} étages: $p_5 = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.06 = 6.89 \text{ KN}$

- Poids des poutres :

-Pour les poteaux entre sol et RDC : $P_p = 25 * 0.3 * 0.35 * (2.175 + 1.405 + 1.978 + 1.7) = 19.04 \text{ KN}$

-Pour les poteaux de 1^{er} et 2^{eme} étages: $P_p = 25 * 0.3 * 0.35 * (2.175 + 1.405 + 1.725 + 2) = 19.17 \text{ KN}$

-Pour les poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} étages: $P_p = 25 * 0.3 * 0.35 * (2.2 + 1.43 + 1.725 + 2) = 19.31 \text{ KN}$

-Pour les poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} étages: $P_p = 25 * 0.3 * 0.35 * (2.2 + 1.43 + 2.025 + 1.75) = 19.44 \text{ KN}$

-Pour les poteaux de 7^{eme} et 8^{eme} étages: $P_p = 25 * 0.3 * 0.35 * (2.225 + 1.455 + 2.025 + 1.75) = 19.57 \text{ KN}$

-Pour les poteaux de 9^{eme} et 10^{eme} étages: $P_p = 25 * 0.3 * 0.35 * (2.225 + 1.455 + 2.025 + 1.75) = 19.70 \text{ KN}$

Tableau II.10: Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau B2).

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G _t (KN)	Q _t (KN)
<i>N₀</i>	Plancher terrasse inaccessible	95.67	16.32	122.26	16.32
	Poteau	6.89			
	Poutres	19.70			
<i>N₁</i>	Venant de <i>N₀</i>	122.26	16.32	222.46	40.80
	Plancher étage courant	72.60	24.48		
	Poutres	19.57			
	Poteau	8.03			
	Cloison	0			
<i>N₂</i>	Venant de <i>N₁</i>	222.46	40.80	347.9	62.83
	Plancher courant	72.60	22.03		
	Poutres	19.57			
	Poteau	8.03			
	Cloison	25.24			
<i>N₃</i>	Venant de <i>N₂</i>	347.9	62.83	474.55	82.42
	Plancher courant	72.60	19.59		
	Poutres	19.44			
	Poteau	9.37			
	Cloison	25.24			
<i>N₄</i>	Venant de <i>N₃</i>	474.55	82.42	601.2	99.55
	Plancher courant	72.60	17.13		
	Poutres	19.44			
	Poteau	9.37			
	Cloison	25.24			
<i>N₅</i>	Venant de <i>N₄</i>	601.2	99.55	729.06	114.24
	Plancher courant	72.60	14.69		
	Poutres	19.31			
	Poteau	10.71			
	Cloison	25.24			
<i>N₆</i>	Venant de <i>N₅</i>	729.06	114.24	856.92	126.48
	Plancher courant	72.60	12.24		
	Poutres	19.31			
	Poteau	10.71			
	Cloison	25.24			
<i>N₇</i>	Venant de <i>N₆</i>	856.92	126.48	986.17	138.72
	Plancher courant	72.60	12.24		
	Poutres	19.17			
	Poteau	12.24			
	Cloison	25.24			

N8	Venant de N ₇	986.17	138.72	1115.42	150.96
	Plancher courant	72.60	12.24		
	Poutres	19.17			
	Poteau	12.24			
	Cloison	25.24			
N9	Venant de N ₈	1115.42	150.96	1284.08	170.14
	Plancher RDC	96.52	19.18		
	Poutres	19.04			
	Poteau	18.36			
	Cloison	34.74			
N10	Venant de N ₉	1284.08	170.14	1416.94	182.49
	Plancher courant	72.60	12.35		
	Poutres	19.04			
	Poteau	13.77			
	Cloison	27.45			

$$Nu = 1.35 * 1416.94 + 1.5 * 182.49 = 2186.60 \text{ KN}$$

Le poteau B2 est un poteau voisin de rive, on doit majorer la charge

Permanente de 10%.

$$Nu^* = 1.1 * 2186.60 = 2405.26 \text{ KN}$$

II.3.6.2. VERIFICATION DES POTEAUX :

II.3.6.2.1. Vérification à la résistance :

$$\sigma = \frac{N^*}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

Tableau II .11 : résumé de la vérification à la résistance des poteaux.

Niveau	Nu*	B(m ²)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ (MPa)	Observation
Entre- sol +RDC	2.405	0.18	14.20	13.361	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	1.905	0.16	14.20	11.906	Vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1.481	0.14	14.20	10.570	Vérifié

5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	1.057	0.1225	14.20	8.629	Vérifié
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	0.620	0.105	14.20	5.905	Vérifié
9 ^{eme} étage	0.208	0.09	14.20	2.311	Vérifié

II.3.6.2.2.Vérification au flambement :

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l’élancement. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d’inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

L_f : langueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

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

Tableau II.12:résultat de vérification au flambement.

Niveau	$I \cdot 10^{-3}$ m ⁴	B (m ²)	I m	λ	α	Brcal m ²	Br opté m ²	Observ
Entre- sol	3.038	0.18	0.130	16.48	0.814	0.1634	0.134	Vérifié
RDC	3.038	0.18	0.130	22.14	0.775	0.1634	0.126	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	2.133	0.16	0.115	18.63	0.804	0.1444	0.107	Vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1.867	0.14	0.115	18.63	0.804	0.1254	0.084	Vérifié
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	1.251	0.1225	0.101	21.21	0.792	0.1090	0.061	Vérifié
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	1.072	0.105	0.101	21.21	0.792	0.0924	0.036	Vérifié
9 ^{eme} étage	0.675	0.09	0.087	24.62	0.773	0.0784	0.012	Vérifié

II.3.7. CONCLUSION :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires, nous avons adopté pour ces éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : 30*35 cm².
- ✓ Poutres secondaires : 30*35 cm².
- ✓ Poutres palières : 30*30 cm².
- ✓ Poutres de chainages : 30*20 cm².
- ✓ poteaux de RDC et entre sol on prend : 40*45cm².
- ✓ poteaux de 1^{er} et 2^{eme} étages on prend : 40*40 cm².
- ✓ poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} étages on prend : 40*35 cm².
- ✓ poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} étages on prend : 35*35 cm².
- ✓ poteaux de 7^{eme} et 8^{eme} étages on prend : 35*30cm².
- ✓ poteaux de 9^{eme} étage et 10^{eme} étage (cage d'ascenseur) : 30*30cm².

Chapitre III

III.1.Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2. Etude des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

Le détail de calcul de ses différentes méthodes est détaillé dans l'annexe

III.2.1.1.1. La disposition des poutrelles :

❖ Terrasse inaccessible :

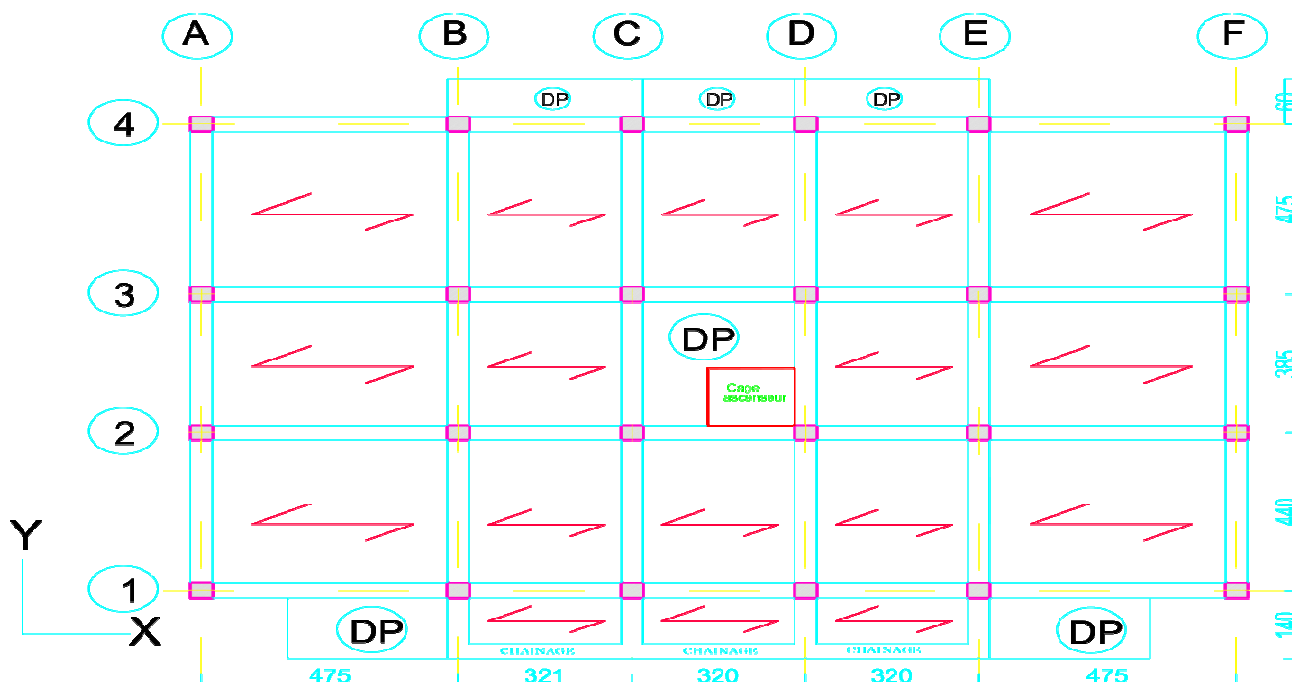


Figure III.1 : schéma montrant la disposition des poutrelles dans la terrasse inaccessible.

❖ Etage courant :

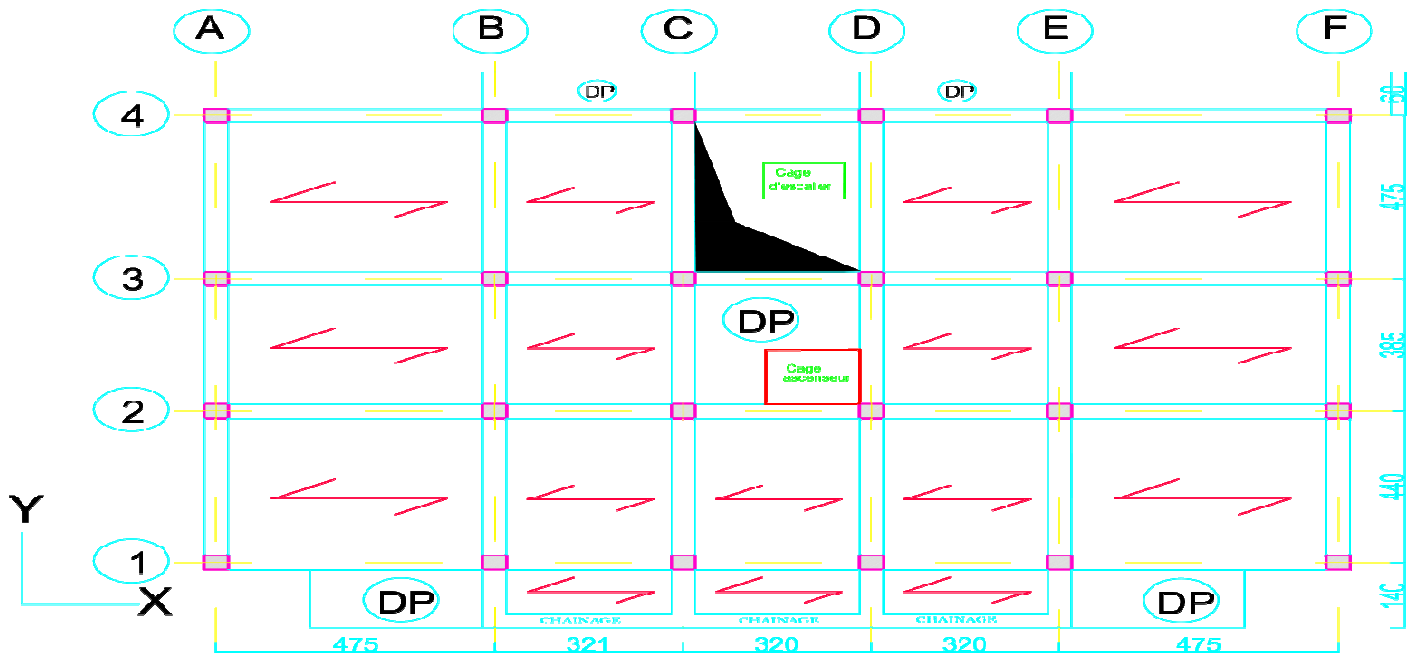


Figure III.2 : schéma montrons la disposition des poutrelles dans l'étage courant.

III.2.1.1.2: les différents types de poutrelles:

Tableau .III.1: les différents types de poutrelles dans les différents niveaux.

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1	Tous les niveaux		Caquot minoré
Type 2	Tous les niveaux		Caquot minoré
Type 3	Tous les niveaux		Caquot minoré

III.2.1.1.3 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle :

✓ 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 $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau.III.2 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.

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	6.80	1.00	10.68	6.94	7.8	5.07
Etages d'habitation	5.16	1.50	9.22	6.00	6.66	4.33

III.2.1.1.4 : Calcul des sollicitations :

➤ Exemple de calcul :

- Type 1 (étage courant)

Choix de la méthode de calcul :

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire

1. $1.5 \leq \min(5 \text{KN/m}^2 ; 2 \times 5.16) \rightarrow 1.5 < \min(5 \text{KN/m}^2 ; 8.52 \text{KN/m}^2)$ vérifié
2. $0.8 < \frac{4.75}{3.21} = 1.48 < 1.25$ non vérifié
3. Fissuration peut nuisible vérifié
4. inertie (I) constante vérifié

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot minoré**.

Pour le calcul des moments en appuis on doit minorer la charge permanente G de 2/3 donc : $G' = 2/3G$

➤ Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

ELU : $\{ M_{0u} = 16.92 \text{ KN.m}$ ELS : $\{ M_{0s} = 12.92 \text{ KN.m}$

• Appuis de rive :

✓ Appui A et F :

$$M_A = M_F = -0,15M_0 \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_A = M_F = -2.54 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_A = M_F = -1.83 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Appuis intermédiaire :

$$M_i = \frac{p_{gu} \times L_g^3 + p_{du} \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Avec :

p_{gu}, p_{du} : Étant le chargement respectivement à gauche et à droite de l'appui.

L'_g, L'_d : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8 l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

✓ Appui B :

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_g = 4,75 \text{m} \quad L'_d = 0,8 * 3,21 = 2,57 \text{m}$$

$$P'_u = P_{ug} = P_{ud} = (1,35G' + 1,5Q) * 0,65 = (1,35 * 3,44 + 1,5 * 1,5) * 0,65$$

$$P'_u = P_{gu} = P_{du} = 4,48 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \text{Elu} & M_B = -8.94 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -6.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Appui C :

$$L'_g = 0,8 * 3,21 = 2,57 \text{m} \quad L'_d = 0,8 * 3,2 = 2,56 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{Elu} & M_B = -3.46 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -2.48 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Appui D :

$$L'_g = 0,8 * 3,2 = 2,56 \text{m} \quad L'_d = 0,8 * 3,2 = 2,56 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{Elu} & M_B = -3.45 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -2.47 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Appui E :

$$L'_g = 0,8 * 3,2 = 2,56 \text{m} \quad L'_d = 4,75 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{Elu} & M_B = -8.93 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -6.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments en travées :**

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

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

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

✓ **Travée AB :**

$$X_0 = 2,06 \text{ m} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_0 = 16.62\text{m} \\ \text{Els } M_0 = 12\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_{tAB} = 12.74\text{m} \\ \text{Els } M_{tAB} = 9.22\text{m} \end{cases}$$

✓ **Travée BC :**

$$X_0 = 1,89 \text{ m} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_0(x) = 7.48\text{m} \\ \text{Els } M_0(x) = 5.40\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_{tBC(x)} = 1.77\text{m} \\ \text{Els } M_{tBC(x)} = 1.31\text{m} \end{cases}$$

✓ **Travée CD :**

$$X_0 = 1,6 \text{ m} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_0(x) = 7.68\text{m} \\ \text{Els } M_0(x) = 5.54\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_{tCD(x)} = 4.22\text{m} \\ \text{Els } M_{tCD(x)} = 3.07\text{m} \end{cases}$$

✓ **Travée DE :**

$$X_0 = 1,31 \text{ m} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_0(x) = 7.43\text{m} \\ \text{Els } M_0(x) = 5.36\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_{tDE(x)} = 1.73\text{m} \\ \text{Els } M_{tDE(x)} = 1.28\text{m} \end{cases}$$

✓ **Travée EF :**

$$X_0 = 2,69 \text{ m} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_0(x) = 16.62\text{m} \\ \text{Els } M_0(x) = 12\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Elu } M_{tEF(x)} = 12.74\text{m} \\ \text{Els } M_{tEF(x)} = 9.22\text{m} \end{cases}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

• **A L'ELU**

$$VA = \frac{P_u \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

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

Travée AB

$$V_A = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_A = \frac{6 \times 4.75}{2} - \frac{0 - (-8.94)}{4.75} = 12.37 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_B = -\frac{6 \times 4.75}{2} - \frac{0 - (-8.94)}{4.74} = -16.13 \text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_B = \frac{6 \times 3.21}{2} - \frac{-8.94 - (-3.46)}{3.21} = 11.34 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_C = -\frac{6 \times 3.21}{2} - \frac{-8.94 - (-3.46)}{3.21} = -7.92 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_C = \frac{6 \times 3.20}{2} - \frac{-3.45 - (-3.45)}{3.20} = 9.60 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_D = -\frac{6 \times 3.20}{2} - \frac{-3.45 - (-3.45)}{3.20} = -9.59 \text{KN}$$

Travée DE

$$V_D = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_D = \frac{6 \times 3.20}{2} - \frac{-3.45 - (-8.93)}{3.20} = 7.88 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_E = -\frac{6 \times 3.20}{2} - \frac{-3.45 - (-8.93)}{3.20} = -11.32 \text{KN}$$

Travée EF

$$V_E = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_E = \frac{6 \times 4.75}{2} - \frac{-8.93 - 0}{4.75} = 16.13 \text{KN}$$

$$V_F = -\frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots V_F = -\frac{6 \times 4.75}{2} - \frac{-8.93 - 0}{4.75} = 12.37 \text{KN}$$

III.2.1.1.4.1 : Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles :

Tableau III.3: Sollicitations des différents types de poutrelles

Types Plancher		M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Terrasse	14.95	10.94	-9.88	-7.18	-2.94	-2.14	18.57
	Etage courant	12.74	9.22	-8.94	-6.40	-2.54	-1.83	16.13
Type 2	Terrasse	14.78	10.82	- 10.26	-7.44	-2.94	-2.14	18.64
	Etage courant	12.57	9.11	-9.29	-6.66	-2.54	-1.83	16.18
Type 3	Terrasse	14.79	10.82	- 10.26	-7.44	-2.94	-2.14	18.63
	Etage courant	12.57	9.11	-9.28	-6.65	-2.54	-1.83	16.18

III.2.1.1.4.2 : Les sollicitations les plus défavorables :

Tableau III.4 : Sollicitation maximale dans les poutrelles

Types Plancher	M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	14.95	10.94	-10.26	-7.44	-2.94	-2.14	18.64
Etage courant	12.74	9.22	-9.29	-6.66	-2.54	-1.83	16.18

III.2.1.1.5 : Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles :

❖ Ferrailage longitudinale

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

➤ Exemple de ferrailage (plancher terrasse inaccessible) :

✓ Ferrailage en travée :

$$M_t = 14.95KN.m \quad V_u = 18.64KN \quad b = 65cm \quad h = 20cm \quad h_0 = 4cm \quad d = 18cm$$

$$b_0 = 10cm \quad f_{c28} = 25Mpa \quad f_{bu} = 14,2Mpa \quad f_{st} = 400Mpa$$

Calcul de M_{TU} : Moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 MN.m$$

$$M_{tu} = 0.059 MN.m$$

$$M_t^{\max} = 14.95 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire (b*h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{14.95 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0499 < 0.186$$

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

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

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

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \quad \text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et} \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0499}) = 0.064$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 m$$

$$A_t = \frac{14.95 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.45 \times 10^{-4} m^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 2.45 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.45 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_t = 2.45 cm^2$

✓ **Ferrailage en appuis :**

• **Appuis intermédiaire :**

$$M_a^{\text{int}} = 10.26 \times 10^{-3} MN.m \quad b_0 = 0.1 m$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.26 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.223 > 0.186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_l = 0.392 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_l = 0,392 > \mu_{bu} = 0 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,32 \quad z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,157 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{0,01026}{(0,157 \times 348)} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,88 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_a^{inter} = 1,88 \text{ cm}^2$

• **Appuis de rive :**

$$M_a^{rive} = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,94 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,083 \quad z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,174 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,94 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,485 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,485 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_a^{rive} = 0,485 \text{ cm}^2$

✓ **Choix de ferrailage**

En travée **2HA10+1HA12 = 2,70 cm²**

En appuis intermédiaire.... **1HA10 = 1,92 cm²**

En appuis de rive **1HA10 = 0,79 cm²**

❖ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \leq (\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ donc $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Tableau III.5 : résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm)
terrasse	Travée	2.45	1.41	2HA10+1HA12=2.7	0.57	15
	Appuis inter	1.88	0.217	1HA10+1HA12= 1.92		
	Appuis de rive	0.485	0.217	1HA10= 0.79		
Etage courant	Travée	2.08	1.41	2HA12=2.26		
	Appuis inter	1.68	0.217	1HA10+1HA12=1.92		
	Appuis de rive	0.415	0.217	1HA10= 0.79		

III.2.1.1.6: Les vérifications nécessaires :

❖ Vérification à l'ELU :

❖ Cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} = \frac{(18.16 \times 10^{-3})}{(0,1 \times 0,18)} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée.

❖ Espacement (st) :

1) $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2\text{cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57\text{cm}$

3) $St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 66.09\text{cm}$

Donc on prend : St = 15 cm

❖ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

• En appuis de rive :

BAEL91 (A.5.1.312)

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V^{\max}}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 16.18 \times 10^{-3} = 0,47\text{cm}^2$$

On a : $A_l = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2 > 0,61 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifié

• En appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(16.18 \times 10^{-3} + \frac{-9.29 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

On a : $A_f=2.26+1.92=4.18 \text{ cm}^2 > -1.18 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui intermédiaire

❖ **Vérification de la bielle :**

BAEL91 (A.5.1.313)

$$\frac{2V_u}{b_0 * a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{1.5} \quad \text{Avec : } a=0.9*d=0.9*0.18=0.162\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 16.18 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.162} \leq 0.8 \frac{25}{1.5} \Rightarrow 2\text{MPa} < 13.33\text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{0.2751 \times 6.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.06\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ alors la condition est vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales	
					Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$	$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi; \frac{b_0}{10}\right)$	$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$	$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{b_0 * d}$ $\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$

plancher Terrasse	$\tau_u=1.04\text{MPa}$	épingle Φ_8 avec $A_t =$ 2HA6 = 0.57cm	St = 15cm	τ = 1.22MPa	$A_l=4.62\text{cm}$	$A_l=3.34\text{cm}$
	Vérifiée			Vérifiée	$A_l \geq -1.28\text{cm}^2$ vérifiée	$A_l \geq 0.54\text{cm}^2$ vérifiée
Etage courant	$\tau_u=0.90\text{MPa}$	Épingle Φ_6 avec $A_t =$ 2HA6 = 0.57cm	St = 15cm	τ = 1.06MPa	$A_l=4.18\text{cm}$	$A_l=3.05\text{cm}$
	Vérifiée			Vérifiée	$A_l \geq -1.18\text{cm}^2$ vérifiée	$A_l \geq 0.47\text{cm}^2$ vérifiée

❖ Vérifications à L'ELS :

✓ Vérifications des contraintes :

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peut nuisible(FPN) donc la vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- En travée :

$$M_t^{max} = 9.22\text{KN.m}$$

- ✓ Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) \Rightarrow H = 45.4\text{cm}^4$$

$H > 0 \rightarrow$ alors l'axe neutre passe par la table de compression d'ou calcul d'une section rectangulaire (b × h).

- ✓ Calcul de y :

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

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \qquad \sqrt{\Delta} = 283.68$$

D'où : $y=3.84\text{cm}$

✓ Calcul le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.84^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.84)^2 \Rightarrow I = 8023.97 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.22 \times 10^{-3}}{8023.97 \times 10^{-8}} \times 0.0384 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.41 \text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ condition vérifié **(BAEL E.III.2)**

- **En appuis intermédiaire :**

$$M_a^{\max} = 6.66 \text{KN.m}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 1.92 \times (18 - 4) \Rightarrow H = 116.8 \text{cm}^4$$

$H > 0 \rightarrow$ alors l'axe neutre passe par la table de compression d'ou calcul d'une section rectangulaire (b × h).

✓ Calcul de y :

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

$$32.5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \qquad \sqrt{\Delta} = 261.19$$

D'où : $y=3.58\text{cm}$

✓ Calcul le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.58^3}{3} + 15 \times 1.92 \times (18 - 3.58)^2 \Rightarrow I = 6982.69 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.66 \times 10^{-3}}{6982.69 \times 10^{-8}} \times 0.0358 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.41 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ condition vérifié **(BAEL E.III.2)**

- **En appuis de rive :**

$$M_a^{max} = 1.83 KN.m$$

✓ Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 0.79 \times (18 - 4) \Rightarrow H = 354.1 cm^4$$

H > 0 → alors l'axe neutre passe par la table de compression d'ou calcul d'une section rectangulaire (b × h).

✓ Calcul de y :

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

$$32.5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \qquad \sqrt{\Delta} = 166.94$$

D'où : y = 2.39 cm

✓ Calcul le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times 2.39^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 2.39)^2 \Rightarrow I = 3183.3 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.83 \times 10^{-3}}{6982.69 \times 10^{-8}} \times 0.0239 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.37 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ condition vérifié **(BAEL E.III.2)**

Tableau III.7 : vérifications des contraintes à l'ELS

niveau	position	M_{ser} (KN.m)	A (m ²)	y(cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher Terrasse	Travée	10.94	2.70	4.15	9317.4	4.88	15	vérifié
	Appui inter	-7.44	1.92	3.57	6982.7	3.81	15	Vérifié
	Appui rive	-2.14	0.79	2.39	3183.3	1.60	15	vérifié
Etage courant	Travée	9.22	2.26	3.84	8023.97	4.41	15	Vérifié
	Appui inter	-6.66	1.92	3.58	6982.69	3.41	15	vérifié
	Appui rive	-1.83	0.79	2.39	3183.3	1.37	15	Vérifié

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

1) $h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{10 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 20 \text{ cm} < 35.87 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2.26 \text{ cm}^2 > 1.62 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 4.75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différées).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500}$ mm

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{470}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

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

f_{ij} : 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 sans la charge de revêtement.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,16 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2.8 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 6,66 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0.755 \times q_{gser} \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0.755 \times q_{jser} \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0.755 \times q_{pser} \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 7.13 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3.88 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 9.22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **Le moment d'inertie de la section homogène Y_G :**
 $Y_G = 3.84 \text{ cm}$

• **Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0) :**

$$I_0 = 18326 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de coefficient ρ :**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{10 \cdot 18}$$

$$\rho = 0.0126$$

• **Calcul des Coefficients λ_i, λ_v :**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0)\rho} = 3.39 \\ \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.35 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 188.74 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 102.71 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 244.06 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 8023.97 \text{ cm}^4 \\ y = 3.84 \text{ cm} \end{cases}$$

• Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p :

$$\begin{cases} \mu_g = \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.684 \\ \mu_j = \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.495 \\ \mu_p = \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.745 \end{cases}$$

• Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6.074 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 7.527 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5.718 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.048 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 14.188 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3.583 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 11.209 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 8.160 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 13.654 \text{ mm} > \bar{f} = 9.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifié}$$

Remarque : après avoir calculé la flèche pour les poutrelles elle s'avère ne pas être vérifiée, donc pour des raisons économiques et d'alléger la structures on va opter un plancher a corps creux avec polystyrènes dans les déférents étages, est pour se la on va opté une épaisseur (16+5) pour les étages courants avec $G=4.16\text{KN/m}^2$ et (20+5) pour la terrasse inaccessible avec $G=5.95\text{KN/m}^2$ et une section d'armatures pour c'est derniers est de 2HA10 en travée et 1HA10+1HA12 en appuis intermédiaires plus 1HA10 en appuis de rive.

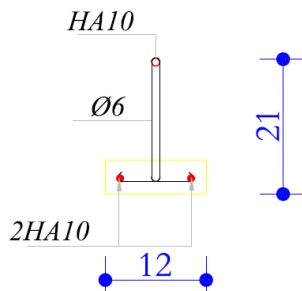
- Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage et la dalle de compression pour les étages courants et la hauteur du plancher terrasse :

Tableau III.8 : Vérification des états limites de déformation

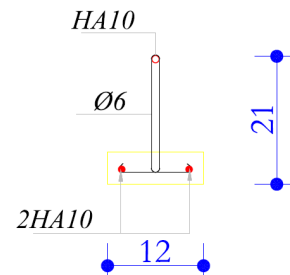
Plancher	terrasse	Etage courant		terrasse	Etage courant
L(m)	4.75	4.75	σ_{st}^p (MPa)	209.94	170.88
b (cm)	65	65	μ_g	0.47	0.34
b ₀ (cm)	10	10	μ_j	0.09	0
q _g (KN/m)	3.87	2.704	μ_p	0.53	0.46
q _j (KN. m)	1.27	1.17	I _{fgi} (cm ⁴)	8937.1	11467
q _p (KN/m)	4.52	3.679	I _{fji} (cm ⁴)	33488	35499
M _g (KN. m)	6.14	0.43	I _{fpi} (cm ⁴)	8223.1	9209.1
M _j (KN. m)	2.014	0.19	I _{fgv} (cm ⁴)	16218	19311
M _p (KN. m)	7.17	0.58	f _{gv} (mm)	7.89	4.63
I ₀ (cm ⁴)	32272	32272	f _{ji} (mm)	0.41	0.36
ρ	0.0068	0.068	f _{pi} (mm)	6.06	4.41
λ_i	6.25	6.25	f _{gi} (mm)	4.77	2.60
λ_v	2.50	2.50	f	8.76	6.07
σ_{st}^j (MPa)	58.99	54.34	\bar{f}	9.5	
σ_{st}^g (MPa)	179.75	125.6	Observation	Vérifiée	Vérifiée

➤ schéma de ferrailage :

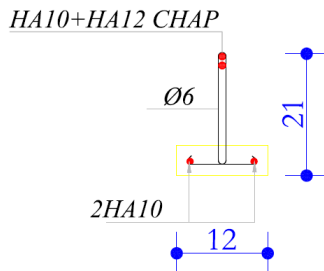
DETAIL FERRAILLAGE POUTRELLE EN APPUI DE RIVE



DETAIL FERRAILLAGE POUTRELLE EN TRAVEE



DETAIL FERRAILLAGE POUTRELLE EN APPUI INTERMEDIAIRE



DETAIL FERRAILLAGE POUTRELLE EN TRAVÉE

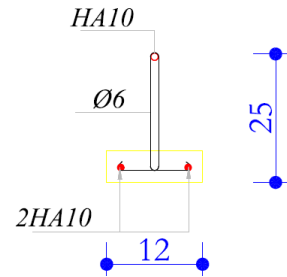


Figure III.3 : ferrailage des poutrelles d'étage courant et terrasse

III.2.1.2. Etude de la dalle de compression:

Selon le BAEL91(B.6.8.423) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimal de 4 cm elle est d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5pm) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3pm) pour les armatures parallèle aux nervures.

• Armature principales : $A_p = \frac{4 * b}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

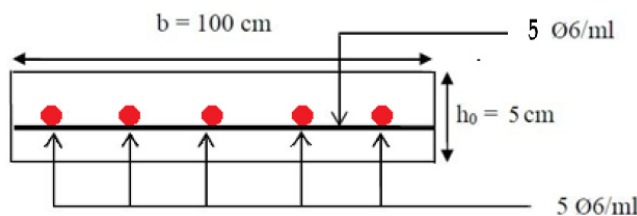
• Armatures secondaires : $A = A_p / 4 = 0.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit : Armature principales \perp aux poutrelles : $A_p = 5 \text{ HA6}$

Armatures secondaires // aux poutrelles : $A_s = 5 \text{ HA6}$

- L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ pour les armatures principales.

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 44 \text{ cm}$ pour les armatures secondaires.



➤ Figure. III.4:schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Plancher à dalle plein

Exemple de calcul : étage courant

❖ Dalle pleine sur un seul appui :

❖ Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 6.11 \text{ KN/m}^2$.

$G_{mur} = 2.76 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ Les sollicitations à l'ELU

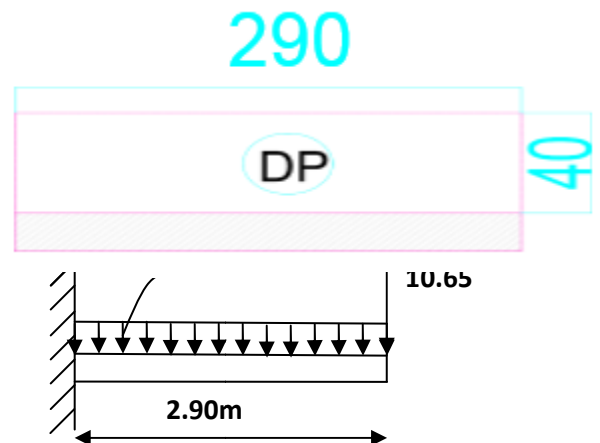


Figure. III.4:schéma statique de la dalle (type 1)

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 13.5 \text{ KN/m}$$

$$p = 1.35 \times G \times H_{\text{mur}} = 1.35 \times 2.76 \times 2.86 = 10.65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_U = -\frac{p_u \times l^2}{2} - P \times l$$

$$M_U = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{p_u \times l}{2} + p \Rightarrow V_U = 13.35 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous (**Tableau III.9**)

Tableau III.9 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant et RDC

Dalle pleine	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm	
DP1	M_t^x	5.34	0.022	0.028	0.129	1.19	1.57	4HA10=3.14	25
	Armatures de répartitions					0.785		4HA8=2.01	25
DP2	M_t^x	22.5	0.094	0.123	0.124	5.21	1.57	5HA12=5.65	20
	Armatures de répartitions					1.41	1.57	4HA8=2.01	25
DP3	M_t^x	4.95	0.021	0.026	0.129	1.10	1.31	4HA10=3.14	25
	M_t^y	3.03	0.013	0.016	0.129	0.67	1.2	4HA10=3.14	
	M_a^x	-2.91	0.013	0.015	0.129	0.65	1.31	4HA10=3.14	25
	M_a^y	-2.91	0.013	0.015	0.129	0.65	1.2	4HA10=3.14	
DP4	M_t^x	8.06	0.022	0.028	0.158	1.46	1.44	4HA10=3.14	25
	M_t^y	8.06	0.022	0.028	0.158	1.46	1.44	4HA10=3.14	
	M_a^x	4.74	0.013	0.016	0.159	0.86	1.44	4HA10=3.14	25
	M_a^y	4.74	0.013	0.016	0.159	0.86	1.144	4HA10=3.14	

Sollicitations et Ferrailages dans les différents types terrasse

Tableau III.10 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse

Dalle pleine	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm	
DP1	M_t^x	5.22	0.022	0.028	0.129	1.16	1.57	4HA10=3.14	25
	Armatures de répartitions					0.785		4HA8=2.01	25
DP2	M_t^x	21.39	0.089	0.117	0.124	4.96	1.57	5HA12=5.65	20
	Armatures de répartitions					1.41	1.57	4HA8=2.01	25

DP3	M_t^x	4.39	0.018	0.023	0.129	0.98	1.31	4HA10=3.14	25
	M_t^y	2.69	0.012	0.014	0.129	0.6	1.2	4HA10=3.14	
	M_a^x	-2.58	0.011	0.013	0.129	0.57	1.31	4HA10=3.93	25
	M_a^y	-2.58	0.011	0.013	0.129	0.57	1.2	4HA10=3.14	

➤ Vérification à l'ELU

- Vérifications de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Tableau III.11 : récapitulatif des vérifications au cisaillement dans les différents types de dalles.

Dalle pleine	Niveau	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
DP1	Etage courant	13.35	0.10	1.25	Vérifiée
	Terrasse	13.05	0.10	1.25	Vérifiée
DP2	Etage courant	18.75	0.098	1.25	Vérifiée
	Terrasse	17.83	0.137	1.25	Vérifiée
DP3	Etage courant	16.57	0.127	1.25	Vérifiée
	Terrasse	11.18	0.109	1.25	Vérifiée
DP4	RDC	19.30	0.119	1.25	Vérifiée

➤ Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :

Pour le calcul des contraintes on utilise la même formule que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles en prenant $h_0=0$ et $b_0=b$

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés sur le (Tableau III.12)

Tableau III.12 : récapitulatif des vérifications des contraintes dans les étages courants.

DP	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	M_a^x	3.92	2.14	15	Vérifiée	104.21	201.6	Vérifiée
DP2	M_t^x	16.39	7.14	15	Vérifiée	248.17	201.6	Non Vérifiée
DP3	M_t^x	3.95	2.15	15	Vérifiée	105	201.6	Vérifiée
	M_t^y	2.86	1.56	15	Vérifiée	76.11	201.6	Vérifiée
	M_a^x	2.33	1.27	15	Vérifiée	61.79	201.6	Vérifiée

	M_a^y	2.33	0.92	15	Vérifiée	44.77	201.6	Vérifiée
DP4	M_t^x	6.95	2.72	15	Vérifiée	148.97	201.6	Vérifiée
	M_t^y	6.95	2.72	15	Vérifiée	148.97	201.6	Vérifiée
	M_a^x	4.09	1.6	15	Vérifiée	87.63	201.6	Vérifiée
	M_a^y	4.09	1.6	15	Vérifiée	87.63	201.6	Vérifiée

Tableau III.13 : récapitulatif des vérifications des contraintes dans la terrasse.

DP	Sens	M_{ser} (KN. m)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	M_a^x	3.86	2.11	15	Vérifiée	102.61	201.6	Vérifiée
DP2	M_t^x	15.78	6.88	15	Vérifiée	238.86	201.6	Non Vérifiée
DP3	M_t^x	3.6	1.97	15	Vérifiée	95.75	201.6	Vérifiée
	M_t^y	2.61	1.42	15	Vérifiée	69.38	201.6	Vérifiée
	M_a^x	2.12	1.16	15	Vérifiée	56.32	201.6	Vérifiée
	M_a^y	2.12	0.84	15	Vérifiée	40.81	201.6	Vérifiée

On remarque que l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas vérifié dans la dalle DP2 dans les différents niveaux donc on doit recalculer à l'ELS

Terrasse :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = 4.63 \times 10^{-3} \quad \alpha = 0.324 \quad A_{ser} = 6.75cm^2$$

On opte pour 6HA12=6.79cm²

$$\sigma_{bc} = 6.41MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \sigma_{st} = 184.7MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201.6MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Etage courant :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = 4.81 \times 10^{-3} \quad \alpha = 0.329 \quad A_{ser} = 7.03cm^2$$

On opte pour 5HA14=7.70cm²

$$\sigma_{bc} = 6.41MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \sigma_{st} = 184.7MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201.6MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**
- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{M_f^s}{20 \cdot M_0^s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges : Etage courant

$$G = 6.11 \text{ KN/m}$$

$$J = G - G_{\text{revetement}} = 6.11 - 2.36 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 6.11 + 3.5 = 9.61 \text{ KN/m}$$

Terrasse inaccessible

$$G = 7.76 \text{ KN/m}$$

$$J = G - G_{\text{revetement}} = 7.76 - 4.01 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 7.76 + 1 = 8.76 \text{ KN/m}$$

• Evaluation de la flèche :

$$f = (f_v^G - f_i^j) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{250} \rightarrow \text{Pour une console}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le (tableau III.14)

Tableau III.14 : récapitulatif des vérifications de la flèche

DP	niveau		Condition	J KN/ m ²	G KN/ m ²	P KN /m ²	f _{gi} m m	f _{gv} m m	f _{ji} m m	f _{pi} m m	Δf m m	f̄ m m	Observation	
DP1	Etage		Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche										
	Terrasse													
DP3	Etage		Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche										
	Terrasse													
DP2	Etage	x-x	Non	3.75	5.51	9.6 1	0.0 119	0.0 358	0.0 073	0.0 188	0.0 353	2.4	Vérifié	
	Terrasse	x-x	Non	3.75	7.76	8.7 6	0.0 153	0.0 460	0.0 074	0.0 173	0.0 41	2.4	Vérifié	
DP4	RDC	x-x	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche										Vérifié

➤ Schéma de ferrailage :

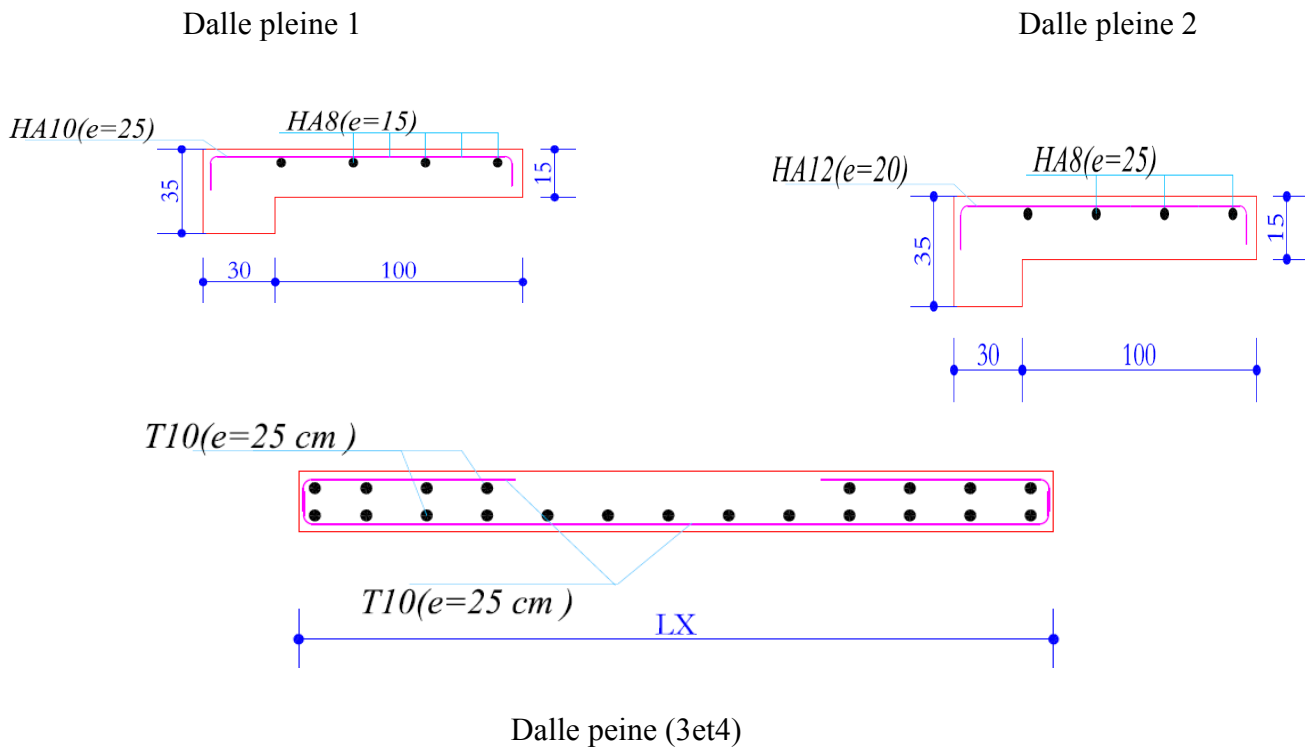


Figure VI.5 : schéma de ferrailage des dalles pleines dans les différents étages

III.3. Etude des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de Marches, les degrés permettant d'accéder a un étage, de passer d'un niveau à un autre en Montant et descendant.

III.3.1.les types d'escaliers :

- ✓ Exemple de calcul:
- Etage courant : (type 1)
- ❖ Evaluation des charges et surcharges :

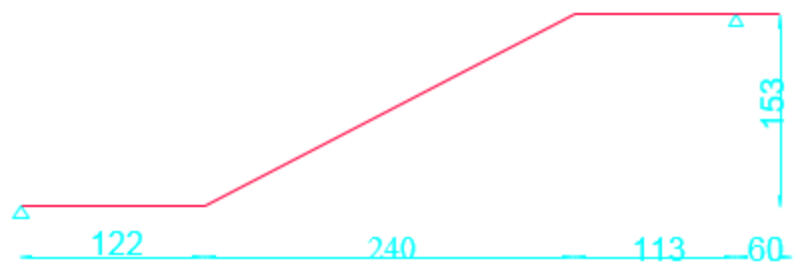


Figure II.6 : schéma statique volée de étage courant.

La volée $\left\{ \begin{array}{l} G=9.38\text{KN/m}^2 \\ Q=2.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$

$$\text{Palier} \quad \left\{ \begin{array}{l} G=6.02\text{KN/m}^2 \\ Q=2.5\text{KN/} \end{array} \right.$$

III.3.2. Combinaisons de charge :

❖ **A l'ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

❖ **A l'ELS**

- La volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 16.41\text{KN/m.} \\ q_s = G + Q = 11.88\text{KN/m.} \end{array} \right.$$

- Le palier:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.88\text{KN/m.} \\ q_s = G + Q = 8.52\text{KN/m.} \end{array} \right.$$

à l'ELU :

Calcul des réactions :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow R_A + R_B = - (16.41 \times 2.4) - 11.88 (1.13 + 1.22 + 0.6) - 1.1 = 75.53\text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (R_B \times 4.75) - (11.88 \times 0.6) \times (0.6/2 + 4.75) - 1.13(11.88 \times 1.13/2 + 3.62) - 16.41 \times 2.40 (1.22 + 2.4/2) - 1.1 \times 5.35 - 11.88 \times 1.22(1.22/2) = 0 \rightarrow R_B = 42.57\text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow - (R_A \times 4.75) + (11.88 \times 1.22) \times (1.22/2 + 3.53) + 16.41 \times 2.40 (1.13 + 2.4/2) - 1.1 \times 5.35 - 11.88 \times 0.6(0.6/2) + 11.88 \times 1.13(1.13/2) - 1.1 \times 0.6 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 32.96\text{ KN.}$$

III.3.3. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

Tableau III.15. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant a l'ELU.

Tronçon	M (KN.m)
0 m ≤ x ≤ 1.22m	31.37
1.22 m ≤ x ≤ 3.62m	41.76

$3.62m \leq x \leq 4.75m$	28.42
$0 m \leq x \leq 0.6m$	-2.80
$V_{MAX}=34.34KN$	

$$\frac{dmu(x)}{dx(x)} = 0 \rightarrow T(X) = -16.41x + 38.486 = 0 \rightarrow X = 2.35m.$$

$$M \text{ max} = -8.205 (2.35)^2 + 38.486 (2.35) - 3.371 \rightarrow M \text{ max} = 41.76 \text{ KN.m.}$$

à L'ELS :

Calcul des réactions :

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow RA + RB = -(11.88 \times 2.4) - 8.52 (1.13 + 1.22 + 0.6) - 1.1 = 54.75KN$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow (RB \times 4.75) - (8.52 \times 0.6) \times (0.6/2 + 4.75) - 1.13(8.52 \times 1.13/2 + 3.62) - 11.88 \times 2.40 (1.22 + 2.4/2) - 1.1 \times 5.35 - 8.52 \times 1.22(1.22/2) = 0 \rightarrow RB = 31.02KN.$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow -(RA \times 4.75) + (8.52 \times 1.22) \times (1.22/2 + 3.53) + 11.88 \times 2.40 (1.13 + 2.4/2) - 1.1 \times 5.35 - 8.52 \times 0.6(0.6/2) + 8.52 \times 1.13(1.13/2) - 1.1 \times 0.6 = 0$$

$$\rightarrow RA = 23.73KN.$$

III.3.3. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

Tableau III.16. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant a L'ELS.

Tronçon	M (KN.m)
$0 m \leq x \leq 1.22m$	22.61
$1.22 m \leq x \leq 3.62m$	30.09
$3.62m \leq x \leq 4.75m$	20.40
$0 m \leq x \leq 0.6m$	-2.19

$$\frac{d\mu(x)}{dx(x)} = 0 \rightarrow T(X) = -11.88x + 27.83 = 0 \rightarrow X = 2.34m.$$

$$M_{max} = -5.94 (2.34)^2 + 27.83 (2.34) - 2.51 \rightarrow M_{max} = 30.09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.17 : Les moments max et l'effort tranchants dans les 03 types d'escaliers.

	ELU			ELS			V _{MAX}
	M _{umax} (kN.m)	M _{app} (kN.m)	M _{tr} (kN.m)	M _{smax} (kN.m)	M _{app} (kN.m)	M _{tr} (kN.m)	
Type 01 (étage courant)	41.76	-20.88	31.32	30.09	-15.05	22.57	34.34
Type 02(RDC)	34.2	-17.14	25.71	24.82	-12.41	18.62	30.57
Type 03(RDC)	24.19	-12.10	18.14	17.37	-8.69	13.03	25.81

III. 3. 4. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 18 cm d'épaisseur :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 18\text{cm} \quad d = 16\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 41.76 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 34.34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} M^t = 0.75 * M \\ \text{Donc on a :} \\ M^a = -0.5 * M \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{max} = 31.32 \text{ KN.m} \\ \text{max} = -20.88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau III.18. Calcul des armatures principales.

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$	S _t (cm)
Travée	31.32	0.086	0.113	0.153	5.88	6HA12 = 6.79	16.5

Appui	20.88	0.057	0.073	0.155	3.87	5HA10 = 3.93	20
-------	-------	-------	-------	-------	------	--------------	----

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée :

$$A_r = \frac{AT}{4} = \frac{6.96}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $ST=25 \text{ cm}$.

En appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $ST=25 \text{ cm}$.

• **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

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

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.16 * \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2 .$$

En travée : $A_r = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$ vérifie.

En appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$ vérifie.

✓ **Vérification des espacements :**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- **Armatures principales :**

$$St \leq \min (3e, 33) \text{ cm}$$

$$St \leq \min (3 * 18, 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

$$St = 16.5 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

- **Armatures secondaires :**

$$ST \leq (4 * e; 45) \text{ cm}$$

$$ST \leq (4 * 16; 45) \text{ cm} \Rightarrow ST \leq 45 \text{ cm}$$

$$ST = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$V \text{ max} = 34.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V \text{ max}}{b * d} = \frac{0.0343}{1 * 0.16} = 0.21 \text{ MPa}; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la section à l'ELS :**

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 30.09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M^t = 0.75 * M_{\max} = 22.57 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.5 * M_{\max} = -15.05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Vérification a l'Etat limite d'ouverture du fissures (BAEL art 7.3) :**

Les éléments de l'escalier sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peut nuisible donc il y'a pas lieu de faire les vérifications.

✓ **Etat limite de compression de béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Contraints $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Contraints σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	22.57	4.78	16462.25	6.55	15	

Appui	15.05	3.79	10603.17	5.38	15	vérifiée
-------	-------	------	----------	------	----	----------

III. 3. 5 .vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{18}{475} = 0.0379 \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0} \right) = (0.0375; 0.0337) = 0.0375 \dots\dots \text{vérifier.} \\ 2) \frac{A}{b*d} = \frac{6.79}{100*16} = 4.24*10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5*10^{-3} \dots\dots \text{vérifier.} \\ 3) L \leq 8m \rightarrow 4.75m \leq 8m. \dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

→la flèche est vérifiée.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.20: Les armatures de répartition d'escaliers.

Niveau	Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(cm^2)$	$A_{Adopte}(cm^2)$	S_t (cm)
Etage courant	Travée	31.32	0.086	0.113	0.153	5.88	6HA12 = 6.79	16.5
	Appui	20.88	0.057	0.073	0.155	3.87	5HA10 = 3.93	20
Type 1 RDC	Travée	25.71	0.070	0.091	0.154	4.77	5HA12=5.65	20
	Appui	17.14	0.047	0.060	0.156	3.14	5HA10 = 3.93	20
Type 2 RDC	Travée	18.14	0.049	0.063	0.156	3.34	5HA10 = 3.93	20
	Appui	12.10	0.033	0.042	0.157	2.21	4HA10 =3.14	25

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21:Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Etage courant	Travée	22.57	4.78	16462.25	6.55	15	vérifiée
	Appui	15.05	3.79	10603.17	5.38	15	
Type 1 RDC	Travée	18.62	4.43	14242.99	5.79	15	vérifiée
	Appui	12.41	3.79	10603.17	4.44	15	

Type 2 RDC	Travée	13.03	3.79	10603.17	4.66	15	vérifiée
	Appui	8.69	5.44	10618.60	4.75	15	
Les conditions de la flèche sont vérifiées dans tous les niveaux.							

➤ Schéma de ferrailage :

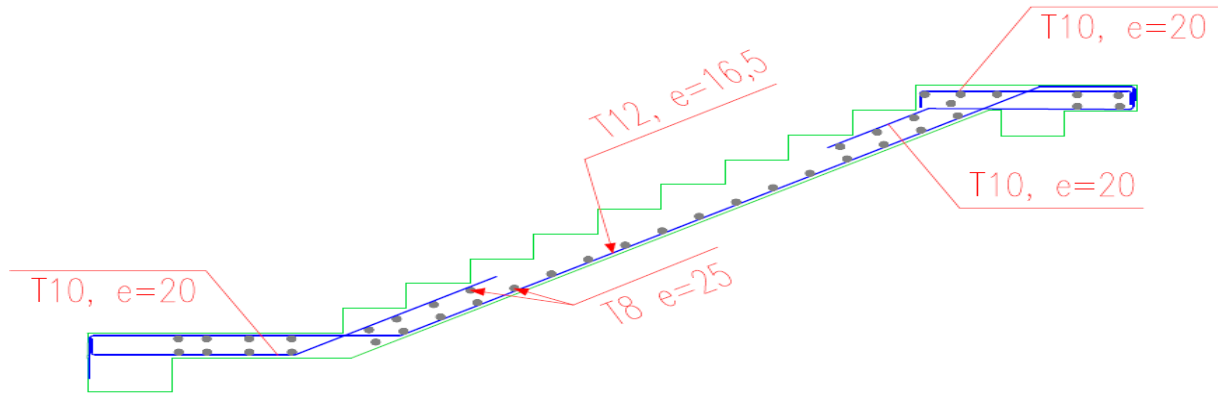


Figure III.7:Schéma de ferrailage d'escalier étage courant.

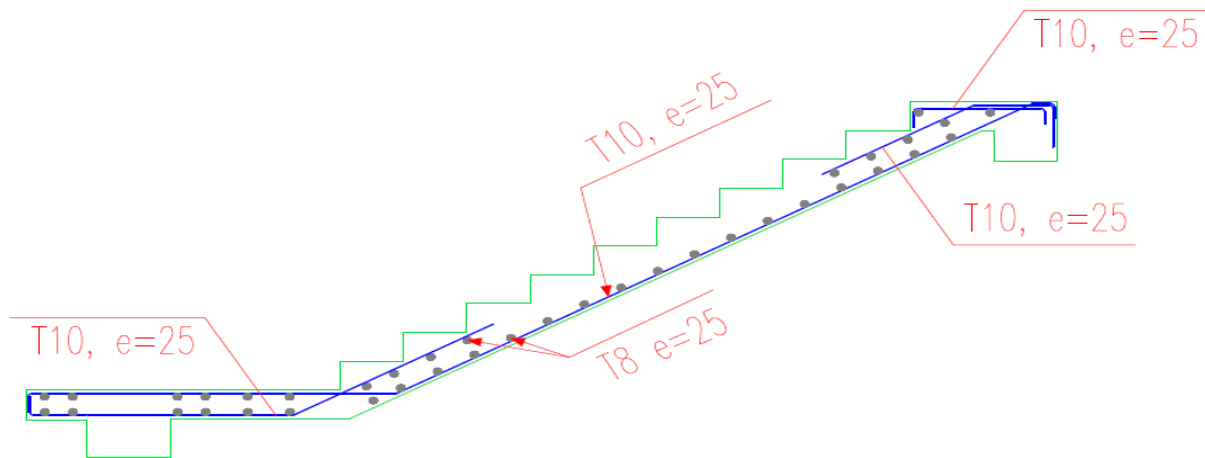


Figure III.8:Schéma de ferrailage d'escalier RDC.

III. 4.Pré dimensionnement de la poutre palière :

- Etage courant (type 1) :

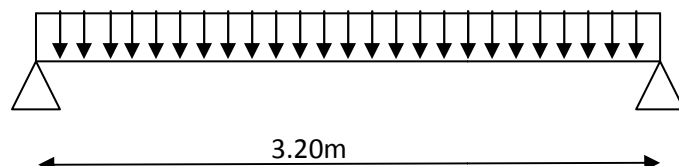


Figure III.9:Schéma statique du la poutre palière.

$$\frac{L \max}{15} \leq h \leq \frac{L \max}{10} \Rightarrow 18.66cm \leq h \leq 28cm$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

✓ **Les charges sur la poutre :**

G_0 : Poids propre de la poutre :

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN/m$$

✓ **Les sollicitations de la poutre palière :**

Tableau III.22 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 42.57 \text{ KN}$	$R_B = 31.02 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 45.61 \text{ KN/m}$	$P_s = 33.27 \text{ KN/m}$
$M_{T=} = 0.85 \frac{P_u * L^2}{24} = 16.54 \text{ KN.m}$	$M_{T=} = 0.85 \frac{P_s * L^2}{24} = 12.07 \text{ KN.m}$
$M_{a=} = -0.5 \frac{P_u * L^2}{12} = -19.46 \text{ KN.m}$	$M_{a=} = -0.5 \frac{P_s * L^2}{12} = -14.20 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u * L}{2} = 72.98 \text{ KN}$	

III. 4. 1. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple :

b =30cm h =30cm d =28cm $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_{st} = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.23 : Calcul des armatures principales

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	16.54	0.050	0.64	0.273	1.74	4.5
Appui	19.46	0.058	0.075	0.272	2.06	4.5

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5\text{cm}^2$

• **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant au cisaillement :**

$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}.$

$V_{max} = 72.98\text{KN}.$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{0.0729}{0.3 \cdot 0.28} = 0.87 \text{ MPa}; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

✓ **calcul des armatures transversales :**

• **Calcul de l'espacement S_t :**

• $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2\text{cm}.$

On prend pour **$S_t = 15 \text{ cm}.$**

$A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$

$A_t \geq \frac{b \cdot s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2$

$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$

III. 4. 2. Calcul de la section d'armature a la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée.

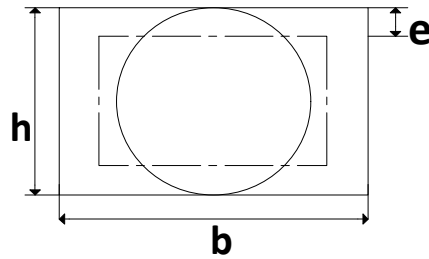


Figure III.10 : Section creuse équivalente.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_I : section d'acier

❖ **Le moment de torsion :**

$$M_{\text{tor}} = -M_B * \frac{L}{2} = -\frac{20.88 * 3,20}{2} \rightarrow M_{\text{tor}} = -33,41 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment en appui B calculé dans l'escalier (étage courant).

$$\varnothing = \min(30,30\text{cm}) \rightarrow \varnothing = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2((b - e) + (h - e)) = 100\text{cm}; \text{ Périmètre de la section de la poutre palière}$$

❖ **Armatures longitudinales :**

$$A_I^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{33.41 * 10^{-3} * 1 * 1,15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_I^{\text{tor}} = 7.68 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe } S_t = 15\text{cm} \rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * S_t * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

❖ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = 33.41 * \frac{10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 5.35 \text{ MPa} > 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{totale}} = \sqrt{\tau^{\text{FS}^2} + \tau^{\text{(tor)}^2} = 4.42\text{MPa} > \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} .$$

→ Donc la condition n'est pas vérifiée.

On doit augmenter la section ($b * h$) cm^2 égale à (35*40) cm^2 .

✓ **Les charges sur la poutre :**

G_0 : Poids propre de la poutre :

$$G_0 = 0.35 \times 40 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}$$

Tableau III.24 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 42.57 \text{ KN}$ $P_u = 1.35 G_0 + R_B$ $P_u = 47.30 \text{ KN/m}$ $M_{T=} = 0.85 \frac{P_u * L^2}{24} = 17.15 \text{ KN.m}$ $M_{a=} = -0.5 \frac{P_u * L^2}{12} = -20.18 \text{ KN.m}$ $V_u = \frac{P_u * L}{2} = 75.68 \text{ KN}$	$R_B = 31.02 \text{ KN}$ $P_s = G_0 + R_B$ $P_s = 34.52 \text{ KN/m}$ $M_{T=} = 0.85 \frac{P_s * L^2}{24} = 12.52 \text{ KN.m}$ $M_{a=} = -0.5 \frac{P_s * L^2}{12} = -14.73 \text{ KN.m}$

✓ **Ferrailage de la poutre palière en flexion simple :**

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.25 : Calcul des armatures principales .

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	17.15	0.024	0.030	0.375	1.31	1.61
Appui	20.18	0.028	0.036	0.375	1.55	1.61

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 7 \text{ cm}^2$.

• **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$V \text{ max} = 75.88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{0.0758}{0.35 \cdot 0.38} = 0.57 \text{ MPa}; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ calcul des armatures transversales :

• Calcul de l'espacement S_t :

• $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{ cm}$

On prend pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b \cdot s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq -0.088 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{\text{FS}} = 0.53 \text{ cm}^2.$$

Soit : 2HA8=1.01 cm².

Le moment de torsion : -33,41 KN.m.

$$\emptyset = \min(30, 30 \text{ cm}) \rightarrow \emptyset = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{35}{6} = 5.8 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 1000 \text{ cm}^2$$

U = 2((b - e) + (h - e)) = 127 cm; Périmètre de la section de la poutre palière.

❖ Armatures longitudinales :

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \cdot U \cdot \gamma_s}{2\Omega \cdot f_e} = \frac{33.41 \cdot 10^{-3} \cdot 1.27 \cdot 1,15}{2 \cdot 1000 \cdot 10^{-4} \cdot 400} \rightarrow A_l^{\text{tor}} = 6.10 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2\Omega \cdot f_e} = 0.72 \text{ cm}^2.$

❖ La contrainte de cisaillement :

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = 2.88 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{totale}} = \sqrt{\tau^{\text{FS}^2} + \tau^{\text{(tor)}}^2} = 2.93 \text{ MPa} > \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

→ Donc la condition est vérifiée.

• Ferrailage globale

❖ Armatures longitudinales

-En travée : $A_L^{\text{totale}} = A_L^{\text{FS}} + \frac{A_L^{\text{tor}}}{2} = 1.31 + 3.05 = 4,36 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA14= 4,62 cm²

-En appui : $A_a^{\text{totale}} = A_a^{\text{FS}} + \frac{A_a^{\text{tor}}}{2} = 1.55 + 3.05 = 4,60 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA14= 4,62 cm²

❖ Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{FS}} + A_t^{\text{tor}} = 0,45 + 0,56 = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $\emptyset_8 \rightarrow 4\emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ chaque $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Remarque :**

On ferraille les deuxièmes types de la même manière.

• **Vérification des contraintes sur le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure au égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats des deux types sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.26 : Vérification des contraintes dans le béton.

types	M_{ser} (KN.m)		y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	M_t	M_a					
1	M_t	12.52	10.45	65912.48	1.98	15	Vérifiée
	M_a	14.73	10.45	65912.48	2.34	15	Vérifiée
2	M_t	9.82	9.29	32277.09	2.83	15	Vérifiée
	M_a	11.56	9.29	32277.09	3.33	15	Vérifiée

▪ **État limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

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

Poutre	palière	Type
$1 : \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{40}{320} = 0.125 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4.62 \text{ cm}^2 < 13.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ L = 3,20\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$		

Poutre	palière	Type
$2 : \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{30}{320} = 0.0938 > 0.0625 \text{ m} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4,62 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ L = 3,20\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$		

→Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**

Détail ferrailage
poutre palier

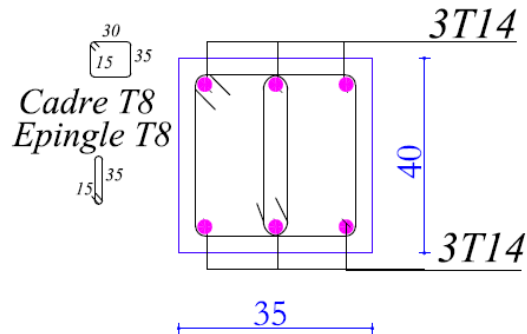


Figure III.11:Schéma de ferrailage de la poutre palier.

III.5.Etude de La poutre de chaînage :

Ils servent d'appuis pour l'escalier.

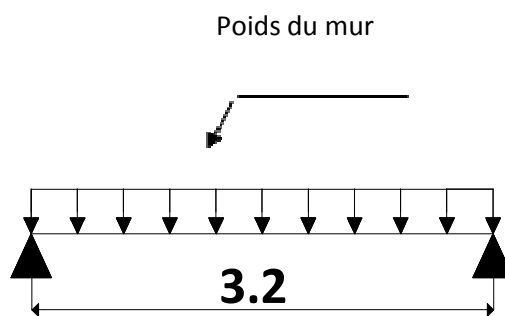


Figure III.12 : Schéma statique chaînage.

➤ Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $G_0 = 0.30 \cdot 0.20 \cdot 25 = 1.5 \text{ KN/m}$ avec $(b \cdot h) = 30 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Poids du mur : $G_m = 2.76 \cdot (3.06 - 0.20) = 7.89 \text{ KN/m}$

Donc : $G = 9.39 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 12.68 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G = 9.39 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul à l'E.L.U :

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 16.33 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 * 16.33 = 12.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -0.5 * 16.33 = -8.17 \text{ KN.m}$$

$$V^u = \frac{P_u \times L}{2} = 20.35 \text{ KN.}$$

✓ **Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple :**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

✓

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.27 : Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	12.25	0.10	0.131	0.161	2.19	3HA12=2.39
Appui	8.17	0.0318	0.04	0.265	1.07	3HA12=2.39

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

✓ **A Vérifications à l'ELU**

➤ **à l'effort tranchant**

$$\min = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.62 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A > A_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérifications à l'ELU :**

➤ **à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.35 * 10^{-3}}{0.30 * 0.17} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Alors la condition est Vérifiée.}$$

✓ **calcul des armatures transversales :**

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 15.3 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} = \frac{30 * 15 (0.4 - 0,3 * 2.1)}{0,9 * 400} = -0.29 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre \emptyset_8 et un épingle $\emptyset_8 \rightarrow 3\emptyset_8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification des contraintes sur le béton :**

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.28 : Récapitulatifs des vérifications des contraintes.

types	M_{ser} (KN.m)		y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	M_t						
1	M_t	9.07	6.08	8311.24	6.64	15	Vérifiée
	M_a	6.05	6.08	8311.24	4.43	15	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{20}{321} = 0.0623 < 0.075 \dots\dots\dots \text{nonVérifiée}$$

$$A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 5.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

$$L = 3.21 \text{ m} < 8m \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.29 : Récapitulatif des vérifications de la flèche.

Type	M_j KN.m	M_g KN.m	M_p KN.m	f_{gi} m	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf mm	\bar{f} mm	Observation
Type 1	1.74	4.02	5.47	1.31	2.65	0.38	1.94	2.9	6.42	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

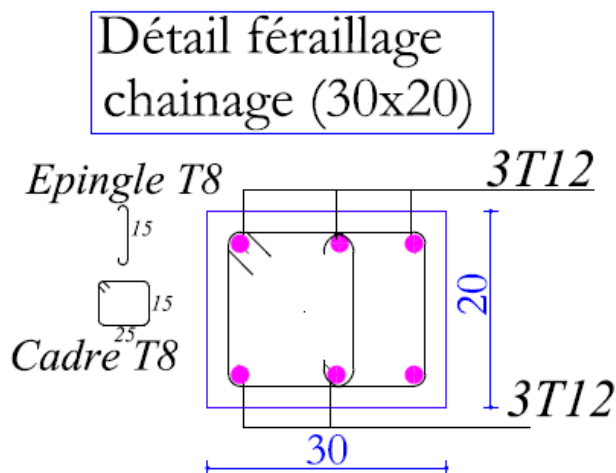


Figure III.13:Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.6. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son Poids Propre (G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

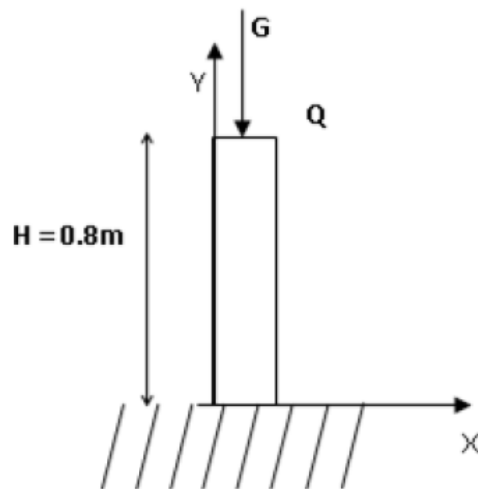
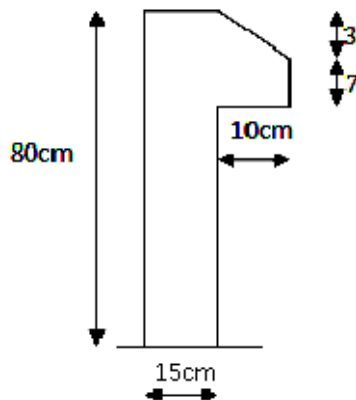


Figure III.14 : L'acrotère.

Figure.III.15 : Schéma statique de l'acrotère.

III.6.1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.6.2. Evaluation des charges :

- La surface : $S = 15 \cdot 80 + \frac{3 \cdot 10}{2} + 7 \cdot 10 = 1285 \text{ cm}^2$.
- Poids propre : $G_1 = 24 \cdot 0.1285 \cdot 1 \text{ m} = 3.21 \text{ kN}$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_2 = 0.4 \text{ kN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_3 = 0.36 \text{ kN}$.
- Le poids total : $G = W_p = 3.97 \text{ kN/ml}$
- La charge due à la main courante : 1 kN/ml .

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : F= 9.1KN.

III.6.3. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 3.8\text{cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 42.2\text{cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.97\text{KN}$$

$$M_Q = Q * h = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_p * Y_G = 0,8 \text{ KN.m}$$

Tableau. III. 30 : Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.97	5.36	3.97
(M KN.m)	1.6	1.2	0.80

III.6.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

On a: $e_1 = \frac{M_U}{N_U} = 0.223m \frac{h}{6} = 0.133m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e₂

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e₂ : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; h / 250) = \max (2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_0^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times I_2} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{BAEL 91 Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.6m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:
$$\begin{cases} e_2 = 0.0102m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.253m \end{cases}$$

III.6.5.Ferrailage de l'acrotère :

✓ Calcul à l'E.L.U :

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

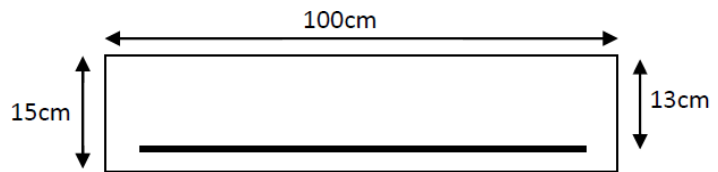


Figure. III.16 : Section à ferrailer.

$N_u = 5.36KN$; $M_u = N_u \times e = 5.36 \times 0.253 \Rightarrow M_u = 1.36KN.m$;

$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.36 + 5.36 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.65KN.m$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

Tableau III.31 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.

N_u (KN)	M_u (KN.m)	M_{uA} (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{flex}^{cal} (cm^2)	A_s (cm^2)	Choix
5.36	1.36	1.65	0.0068	0.0085	0.129	0.367	0.213	4HA8

✓ Vérification à l'E.L.U :

✓ La condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.57cm^2$

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

➤ Schéma de ferrailage :

DETAILLE FERRAILLAGE ACROTERE

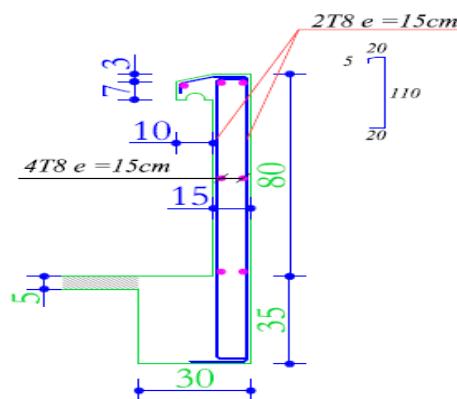


Figure III.17: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Etude de l'ascenseur :

III.7.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- o L_x : Longueur de l'ascenseur=140cm.
- o L_y : Largeur de l'ascenseur=140cm.
- o H: Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- o F_c : Charge due à la cuvette =145KN.
- o P_m : Charge due à l'ascenseur =15KN.
- o D_m : Charge due à la salle des machines =51KN.
- o La charge nominale est de 630kg.
- o La vitesse $V=1$ m/s.

III.7.2. Evaluation des charges :

Poids propre de la dalle et du revêtement (en béton de 5 cm) :

$$G_1=25*0.2+22*0.05=6.10\text{KN/m}^2.$$

Poids de la cuvette :

$$G_2=\frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.4*1.4}=73.98\text{KN/m}^2.$$

$$Q=1\text{KN/m}.$$

III.7.2. Charge uniformément répartie:

- **Calcul des sollicitations :**

➤ **A l'ELU :**

$$q_u=1.35* G+1.5*Q=1.35*(6.10+73.98)+1.5*1=109.61\text{KN/m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{290}{355} = 0.82 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

$$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 49.69 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 31.37 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 42.24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 26.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_a^x = 24.85 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 24.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = \frac{Pu \cdot L_y}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{109.61 \cdot 3.55}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.82}{2}} = 137.98 \text{ KN.}$$

➤ A l'ELS :

$$q_s = G + Q = (6.10 + 73.98) + 1 = 81.08 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 41.39 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 30.55 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 35.18 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 25.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_a^x = M_a^y = 20.70 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

III.7.3. Calcul du ferrailage :

Tableau.III.32 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Elément	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{Cal} (cm ² / ml)	A _{Adopte} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ² / ml)	
Travée	x-x	42.24	0.092	0.121	0.171	7.09	5HA14=7.70	1.6
	y-y	26.66	0.058	0.075	0.175	4.39	4HA12=4.52	1.6
Appui	x-x	24.85	0.054	0.070	0.175	4.08	4HA12=4.52	1.6
	y-y							

a) Calcul des espacements :

sens x-x: St ≤ min (3e, 33) cm=33cm → St=20cm.

sens y-y : St ≤ min (3e, 33) cm=45cm → St=25cm.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V \text{ max} = 137.98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{0.13798}{1 \cdot 0.18} = 0.77 \text{ MPa ;} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes :

Tableau III.33 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

sens	Moments	Valeurs (KN/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	35.18	8.05	15	282.01	201.6
	M_a	20.70	5.80	15	276.42	201.6
y-y	M_t	25.97	7.28	15	346.84	201.6
	M_a	20.70	5.80	15	276.42	201.6

On remarque que l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas vérifié dans la dalle d'ascenseur donc on doit recalculer a l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = 5.39 \times 10^{-3} \alpha = 0.346$$

$$A_{ser} = 10.96 cm^2$$

On opte pour 8HA14=12.32cm²

$\sigma_{bc} = 6.83 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ $\sigma_{st} = 180.33 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201.6 MPa \rightarrow$ La condition est vérifiée

Tableau III.34 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier après recalculer a l'ELS.

sen s	Mom ents	Valeur s (KN/m)	β	α	$A_{ser} cm^2$	$A_{opté} cm^2$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	35.18	5.39×10^{-3}	0.346	10.96	8HA14=12.32	6.83	15	180.33	201.6
	M_a	20.70	3.17×10^{-3}	0.275	6.28	5HA14=7.70	4.74	15	165.88	201.6
y-y	M_t	25.97	3.98×10^{-3}	0.304	7.96	6HA14=9.24	5.56	15	175.01	201.6
	M_a	20.70	3.17×10^{-3}	0.275	6.28	5HA14=7.70	4.74	15	165.88	201.6

III. 7. 4 .vérification de la flèche :

- Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{20}{290} = 0.070 \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0} \right) = (0.0375; 0.021) = 0.0375 \dots \text{vérifier.} \\ 2) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{7.70}{100 \cdot 18} = 4.28 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{vérifier.} \\ 3) L \leq 8m \rightarrow 2.9m \leq 8m. \dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

→ la flèche est vérifiée.

• Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0.0563 \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0} \right) = (0.0375; 1.5 \cdot 10^{-2}) = 0.0375 \dots \text{vérifier.} \\ 2) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \cdot 18} = 2.51 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{vérifier.} \\ 3) L \leq 8m \rightarrow 3.55 \leq 8m. \dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

→ la flèche est vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage d'ascenseur :

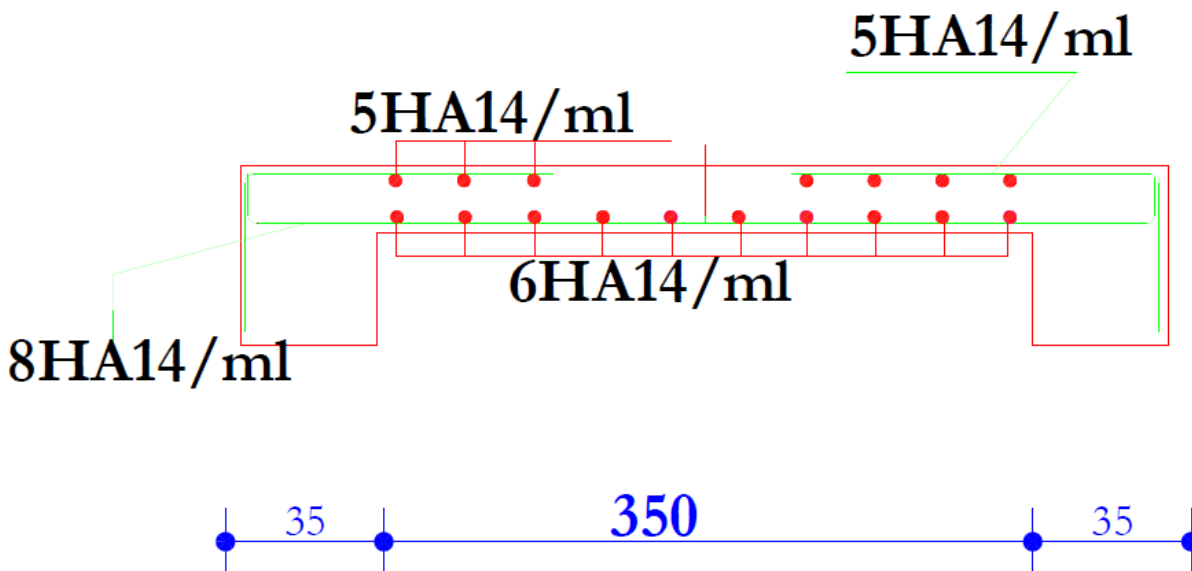


Figure III.17: Schéma de ferrailage de l'ascenseur.

Chapitre IV

IV. Etude dynamique de la structure:**IV.1. Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les Contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la Surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont Plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélero-grammes

IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

IV.4.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

IV.4.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

La force sismique totale **V**, appliquée à la bas de la structure

$$\mathbf{V} = (\mathbf{A} \times \mathbf{D} \times \mathbf{Q} / \mathbf{R}) \mathbf{W}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportant globale de la structure.

Q : poids total de la structure.

W : Poids total de la structure.

• **Coefficient d'accélération A :**

dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA.

- **A= 0,15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique II_a.

• **Coefficient de comportement global de la structure R :**

- **R=5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

• **Facteur de qualité Q :**

- **Q= 1+Σ_i⁶ p_q** (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau IV.4.3)

Tableau IV.1: valeurs des pénalités.

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	P _q	Observation	P _q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
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	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
1+Σ_i⁶ p_q		Q_X = 1.20		Q_Y = 1.20	

• **Facteur D**

Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement **η** (RPA99 (Formule 4-2))

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$\xi = 8.5 \%$ D'où : $\eta = 0.816$

On a un site rocheux (S3) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$ (RPA99/2003 (Tableau 4.7))

• **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H=34.68 m : hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (RPA99/2003(Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 19.50 \text{ m} \\ L_y = 13.40 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,71; 0,705) = 0,705 \text{ s} \\ T_y = \min(0,71; 0,858) = 0,71 \text{ s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,705 = 0,917 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,71 = 0,923 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow$ Ce qui donne pour les deux sens : $D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,622 \\ D_y = 1,614 \end{cases}$$

• **Facteur W** = $\sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\rightarrow \beta=0.2$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : **W = 27092,38KN**

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 1581.98 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 1567.35 \text{ KN} \end{cases}$

IV.5.Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99, p34)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R}\right) \dots \dots \dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

Remarque :

D'après l'article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y'a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà était prisent en compte par le model.

Lors de l'analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculé selon les deux directions orthogonales.

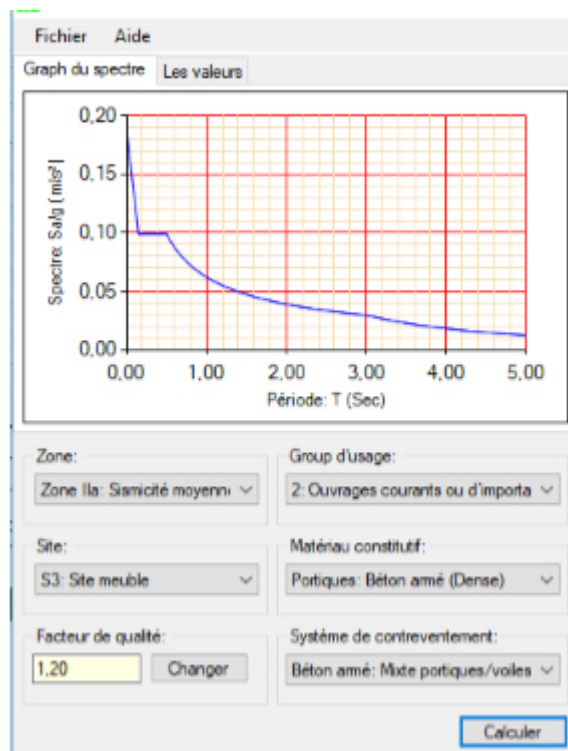


Figure IV.1 : Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.5.1.résultats obtenus après modélisation :

➤ **Modélisation:**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (**notion de diaphragme**).

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.5.1.1. Disposition des voiles :

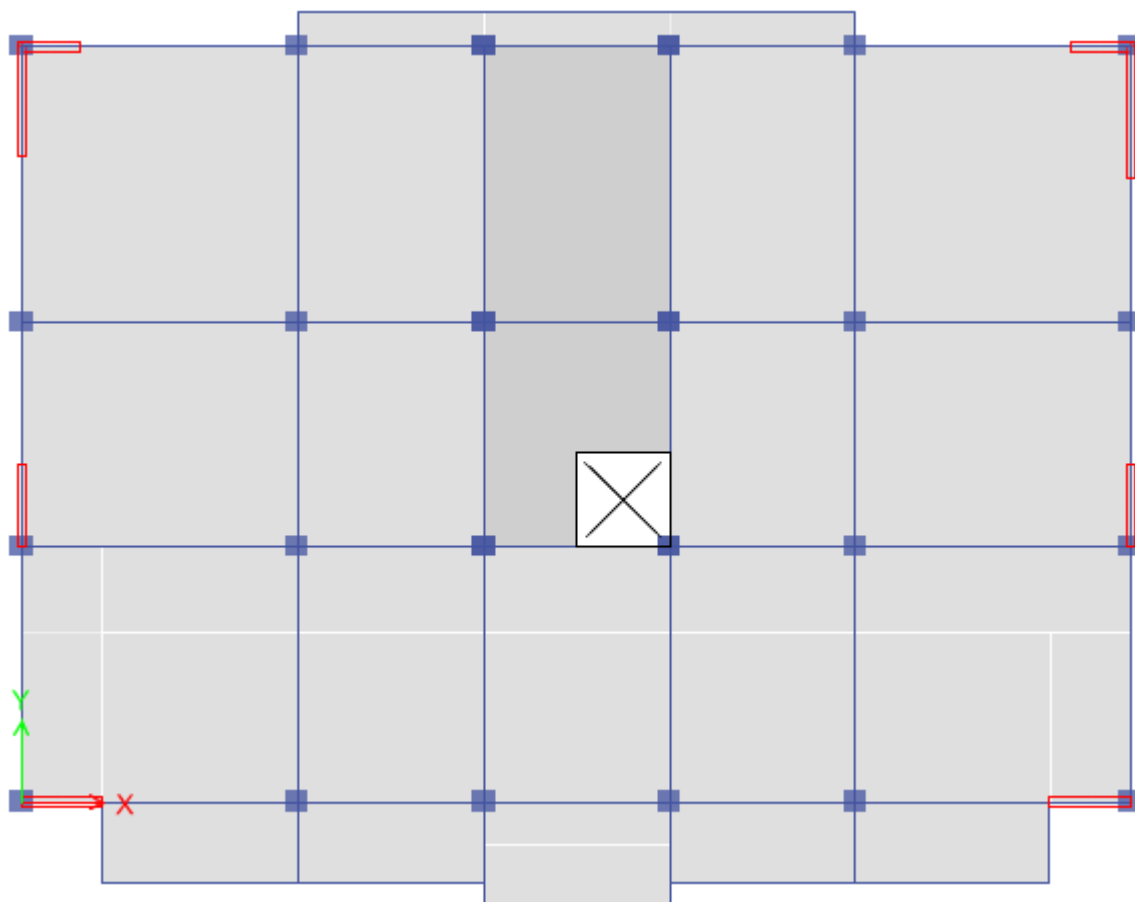


Figure IV.2 : Vue en plan de la disposition des voiles.

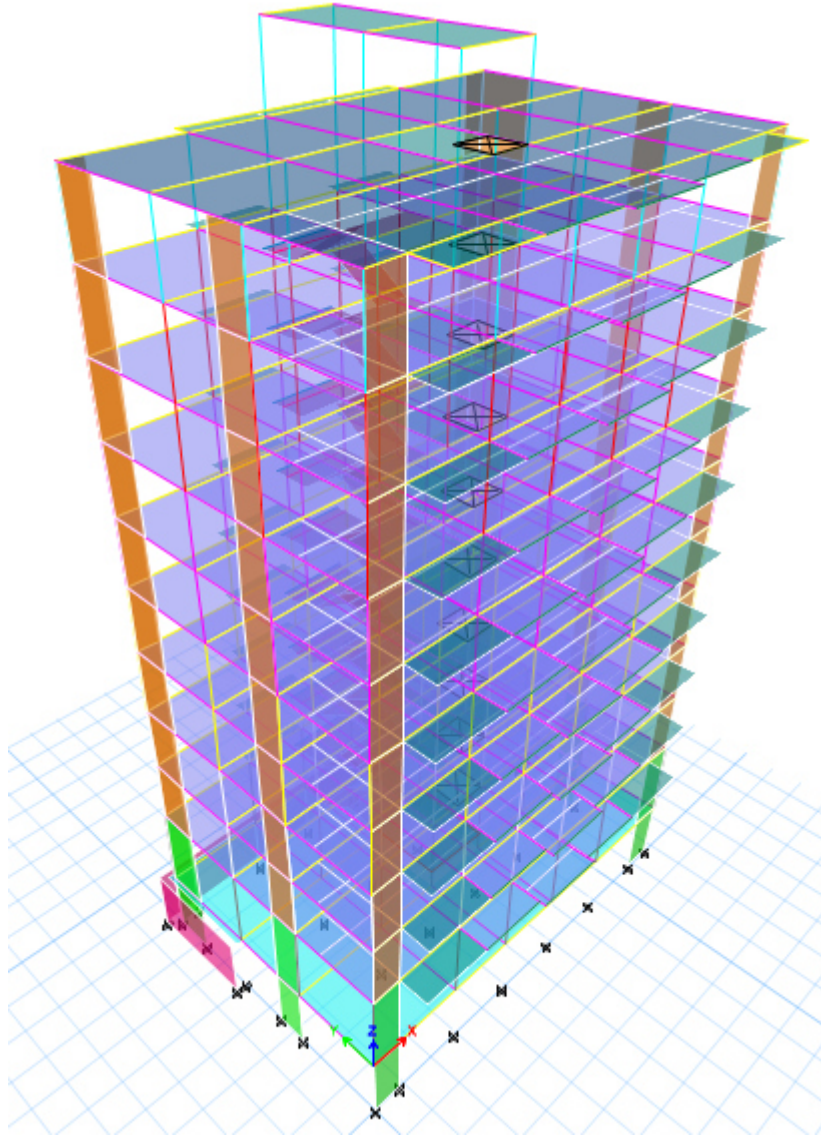


Figure IV. 3 : Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.

IV.5.1.2. Analyse modale :

Le modèle nous a donné différents modes de translation

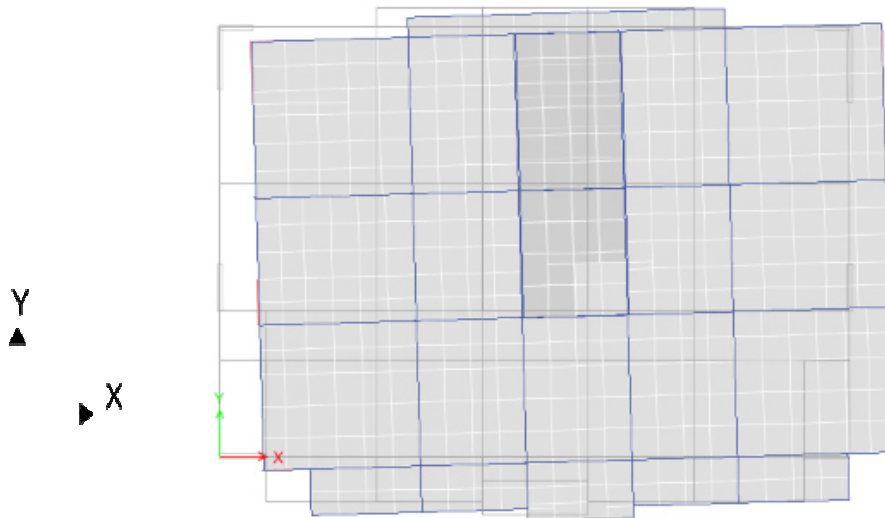


Figure IV.4 : Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon x.

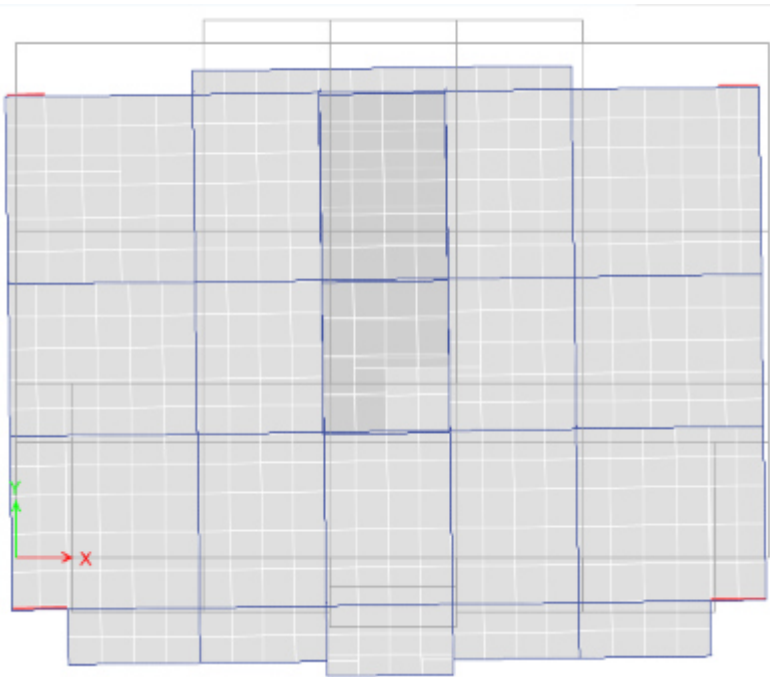


Figure IV.5 : Vue en plan de 2^{eme} mode de translation selon y.

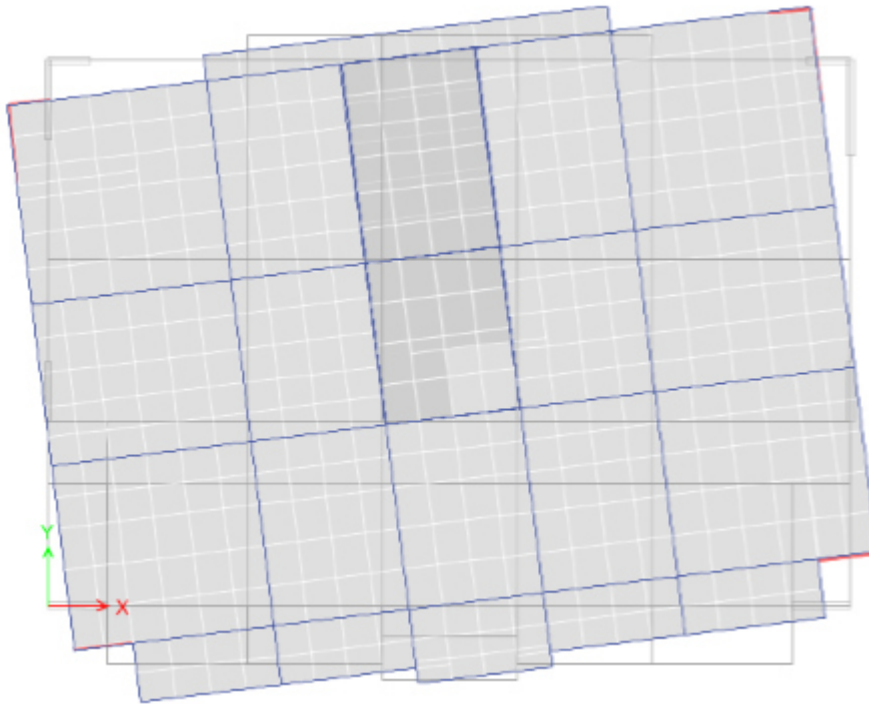


Figure IV.6 : Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z.

Commentaire

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont très satisfaisant et une torsion dans le 11^{ème} et 14^{ème} mode. Néanmoins les résultats présenter dans le **Tableau IV.2** nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

IV.6 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003 :

IV.6.1 Période de vibration et participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période (s)	UX	UY	Somme UX	Somme UY
Mode 1	1,109	0,7024	0,0117	0,7024	0,0117
Mode 2	1,071	0,0158	0,6884	0,7182	0,7001
Mode 3	0,85	0,0226	0,0075	0,7408	0,7076
Mode 4	0,361	0,1082	0,0002	0,8491	0,7078
Mode 5	0,332	0,0003	0,1243	0,8494	0,8322
Mode 6	0,257	0,0017	0,0021	0,8511	0,8343

Mode	7	0,196	0,0447	0	0,8958	0,8343
Mode	8	0,167	0	0,0523	0,8958	0,8865
Mode	9	0,138	0	0,0028	0,8958	0,8893
Mode	10	0,124	0,001	0,0009	0,8968	0,8902
Mode	11	0,122	2,54E-02	0,00002586	0,9222	0,8902
Mode	12	0,11	0,0008	0	0,9229	0,8902
Mode	13	0,109	9,934E-06	0,0083	0,9229	0,8985
Mode	14	0,096	0,0004	0,0203	0,9234	0,9188

Remarque :

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On a :

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante (U_x=70.24%).Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y (U_y=68.84%).On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formules empiriques du RPA 99 majorées de 30 %

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,705 = 0,917 \text{ s} \leq 1,109 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,71 = 0,923 \text{ s} \leq 1,071 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6.2. Vérification de l’effort tranchant à la base :

L’une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/2003** et relative à résultante des forces sismique. En effet la résultante des forces sismique à la base vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente v pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	V _{dyn} (KN)	0,8V _{st} (KN)	Observation
Sens X	1265,97	1265,58	vérifiée
Sens Y	1268,86	1253,88	vérifiée

Remarque

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans

IV.6.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4.a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

A) Sous charges verticales :

La valeur maximale du rapport des efforts normaux reprise par les voiles de contreventement par rapport aux efforts totaux ne dépasse pas 20%.

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles)}$$

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction verticale entre portiques et voiles

Niveaux	charges verticales (KN)		charges verticales (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
E/Sol	25873,4098	4979,5243	83,8605	16,1395	Vérifiée
RDC	23094,4638	4489,5283	83,7242	16,2758	Vérifiée
Etage 1	20453,3122	3800,5613	84,3301	15,6699	Vérifiée
Etage 2	18235,86	3362,1869	84,4329	15,5671	Vérifiée
Etage 3	15869,6046	3073,4823	83,7752	16,2248	Vérifiée
Etage 4	13647,9525	2680,8498	83,5821	16,4179	Vérifiée
Etage 5	11378,9387	2335,4924	82,9705	17,0295	Vérifiée
Etage 6	9228,7148	1910,1542	82,8515	17,1485	Vérifiée
Etage 7	7046,9364	1515,4483	82,3011	17,6989	Vérifiée
Etage 8	4987,798	1034,2084	82,8262	17,1738	Vérifiée
Etage 9	2834,9793	669,7492	80,8901	19,1099	Vérifiée

Analyse des résultats :

D'après le tableau IV.6.3.1, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)}$$

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)		charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E/Sol	597,6381	669,648	47,16	52,84	455,4212	816,2471	35,81	64,19
RDC	794,1261	379,596	67,66	32,34	605,1987	592,0798	50,55	49,45
Etage 1	800,7986	251,279	76,12	23,88	476,6858	528,8663	47,41	52,59
Etage 2	811,2442	173,4156	82,39	17,61	530,1944	416,3848	56,01	43,99
Etage 3	690,775	226,031	75,35	24,65	495,8323	384,039	56,35	43,65
Etage 4	684,1933	159,1318	81,13	18,87	499,5349	309,4007	61,75	38,25
Etage 5	586,7374	175,2599	77,00	23,00	401,1562	333,1902	54,63	45,37
Etage 6	553,7951	117,0916	82,55	17,45	388,3139	260,7054	59,83	40,17
Etage 7	406,6161	149,9308	73,06	26,94	322,2607	223,7331	59,02	40,98
Etage 8	347,6252	87,4819	79,89	20,11	290,2327	139,2222	67,58	32,42
Etage 9	313,7818	53,1959	85,50	14,50	250,5634	127,8279	66,22	33,78

Analyse des résultats :

D'après le tableau IV.6.3.2, on voit bien que l'interaction sous charges horizontale est vérifiée.

IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA 2003 exige la vérification prescrite par le CBA et dans le but

d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule et limité par la condition suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

N : l'effort normal maximal sous combinaison sismiques.

B : l'aire de la section brute des poteaux.

Fc28 : résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a étaiit contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudiée.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.

Niveau	Poteau	B m	H m	S cm ²	Combinaisons	N (KN)	γ	Observation
E/Sol	C15	50	55	2750	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	2049,1024	0,298	Vérifiée
RDC	C15	50	50	2500	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1947,98	0,312	Vérifiée
Etage 1	C15	45	50	2250	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1567,664	0,279	Vérifiée
Etage 2	C15	45	50	2250	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1356,4464	0,241	Vérifiée
Etage 3	C15	45	45	2025	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1150,289	0,227	Vérifiée
Etage 4	C15	45	45	2025	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	-954,7989	0,189	Vérifiée
Etage 5	C15	40	45	1800	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	770,2749	0,171	Vérifiée
Etage 6	C15	40	45	1800	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	616,4279	0,137	Vérifiée
Etage 7	C15	40	40	1600	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	492,3937	0,123	Vérifiée
Etage 8	C15	40	40	1600	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	381,361	0,095	Vérifiée
Etage 9	C15	35	40	1400	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	268,472	0,077	Vérifiée

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux sauf dans le RDC.

IV.6.5. Vérification du déplacement inter étage :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99/2003, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \text{RPA99/V2003 (Article 4.4.3).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{RPA99/V2003 (Article 4.4.3).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/V2003.

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements entres étages sens xx

Déplacement sens xx							
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
E/Sol	3,06	0,001167	0,005835	0	0,0058350	0,0019069	Vérifiée
RDC	4,08	0,004926	0,02463	0,005835	0,0187950	0,0046066	Vérifiée
Etage 1	3,06	0,008442	0,04221	0,02463	0,0175800	0,0057451	Vérifiée
Etage 2	3,06	0,012083	0,060415	0,04221	0,0182050	0,0059493	Vérifiée
Etage 3	3,06	0,015712	0,07856	0,060415	0,0181450	0,0059297	Vérifiée
Etage 4	3,06	0,019156	0,09578	0,07856	0,0172200	0,0056275	Vérifiée
Etage 5	3,06	0,022338	0,11169	0,09578	0,0159100	0,0051993	Vérifiée
Etage 6	3,06	0,02518	0,1259	0,11169	0,0142100	0,0046438	Vérifiée
Etage 7	3,06	0,027672	0,13836	0,1259	0,0124600	0,0040719	Vérifiée
Etage 8	3,06	0,029749	0,148745	0,13836	0,0103850	0,0033938	Vérifiée
Etage 9	3,06	0,031477	0,157385	0,148745	0,0086400	0,0028235	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements entres étages sens yy

Déplacement sens yy							
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
E/Sol	3,06	0,000885	0,004425	0	0,0044250	0,0014461	Vérifiée
RDC	4,08	0,003717	0,018585	0,004425	0,0141600	0,0034706	Vérifiée
Etage 1	3,06	0,006623	0,033115	0,018585	0,0145300	0,0047484	Vérifiée
Etage 2	3,06	0,009794	0,04897	0,033115	0,0158550	0,0051814	Vérifiée
Etage 3	3,06	0,013023	0,065115	0,04897	0,0161450	0,0052761	Vérifiée
Etage 4	3,06	0,016169	0,080845	0,065115	0,0157300	0,0051405	Vérifiée
Etage 5	3,06	0,019172	0,09586	0,080845	0,0150150	0,0049069	Vérifiée
Etage 6	3,06	0,021936	0,10968	0,09586	0,0138200	0,0045163	Vérifiée
Etage 7	3,06	0,024431	0,122155	0,10968	0,0124750	0,0040768	Vérifiée
Etage 8	3,06	0,026654	0,13327	0,122155	0,0111150	0,0036324	Vérifiée
Etage 9	3,06	0,02869	0,14345	0,13327	0,0101800	0,0033268	Vérifiée

Analyse des résultats :

Les résultats montrent que les déplacements relatifs entre étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage (vérifier).

IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

Avec : P_k : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau(K)

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_k : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_k : hauteur d'étage K.

Remarque

Si **0.1 ≤ θ_k ≤ 0.2**, 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^{er} ordre par le facteur 1/ (1 - θ_k).

Si **θ_k > 0.2**, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

La condition **θ ≤ 0.1** est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés. 0.1

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 : Vérification des effets du second ordre sens xx

Effet P-Δ sens xx						
Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	V _k (KN)	Δ _k (m)	θ	Observation
E/Sol	3,06	27092,379	1265,9675	0,005835	0,040808	vérifiée
RDC	4,08	23951,676	1246,5534	0,018795	0,088513	vérifiée
Etage 1	3,06	21035,912	1195,2516	0,017580	0,101111	vérifiée
Etage 2	3,06	18748,974	1132,3525	0,018205	0,098507	vérifiée
Etage 3	3,06	16462,036	1055,5088	0,018145	0,092482	vérifiée
Etage 4	3,06	14213,783	965,952	0,017220	0,082807	vérifiée
Etage 5	3,06	11965,53	867,6259	0,015910	0,071705	vérifiée
Etage 6	3,06	9755,9622	757,443	0,014210	0,059813	vérifiée
Etage 7	3,06	7546,3943	630,7544	0,012460	0,048716	vérifiée

Etage 8	3,06	5370,9213	487,1236	0,010385	0,037419	vérifiée
Etage 9	3,06	3195,4484	334,0622	0,008640	0,027008	vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification des effets du second ordre sens yy

Effet P-Δ sensyy						
Niveau	h_k(m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	θ	Observation
E/Sol	3,06	27092,379	1268,8624	0,004425	0,030876	vérifiée
RDC	4,08	23951,676	1251,1813	0,014160	0,066438	vérifiée
Etage 1	3,06	21035,912	1203,5154	0,014530	0,082995	vérifiée
Etage 2	3,06	18748,974	1143,1856	0,015855	0,084978	vérifiée
Etage 3	3,06	16462,036	1068,3897	0,016145	0,081296	vérifiée
Etage 4	3,06	14213,783	981,321	0,015730	0,074457	vérifiée
Etage 5	3,06	11965,53	885,3821	0,015015	0,066314	vérifiée
Etage 6	3,06	9755,9622	776,8351	0,013820	0,056719	vérifiée
Etage 7	3,06	7546,3943	651,9828	0,012475	0,047187	vérifiée
Etage 8	3,06	5370,9213	510,0687	0,011115	0,038248	vérifiée
Etage 9	3,06	3195,4484	354,9662	0,010180	0,029948	vérifiée

Analyse des résultats :

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure a 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.7.Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

V.2.Les poteaux :

Se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

V.2.1.Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : BAEL 91

$1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : RPA 99

$G + Q \pm E$

$0,8 \times G \pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Les exigences du RPA99/2003**Armatures longitudinal**

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité

par: $-A^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton

$-A^{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).

$-A^{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).

- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement (L^{\min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
Entre sol	55*50	22	110	165
RDC	50*50	20	100	150
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	50*45	18	90	135
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	45*45	16,2	81	121,5
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	45*40	14,4	72	108
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	40*40	12,8	64	96
9 ^{ème} étage	40*35	11,2	56	84

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.2 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	N _{max} → M _{cor}	M _{max} → N _{cor}	N _{min} → M _{cor}	V _{max}
Entre sol	2198.10 → 9.30	82.33 → -1253.30	-514.23 → 13.99	40.84
	ELU	G+Q+EX	0.8G+EY	
RDC	2016.52 → 41.89	184.10 → -1107.01	-257.15 → 5.84	147.5
	ELU	G+Q+EX	0.8G+EY	
1 ^{er} étage	1660.04 → 19.89	98.67 → -888.79	-105.03 → 1.77	106.54
	ELU	G+Q+EX	0.8G+EY	
2 ^{ème} étage	1477.81 → 15.53	97.18 → -510.94	-16.80 → 2.07	102.99
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EX	
3 ^{ème} étage	1301.71 → 15.57	691.38 → -441.02	21.16 → 2.75	97.8
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EY	
4 ^{ème} étage	1130.30 → 16.87	93.19 → 374.71	33.48 → 2.75	89.6
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EY	
5 ^{ème} étage	960.60 → 14.51	73.20 → -309.88	30.39 → 2.54	76.7
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EY	
6 ^{ème} étage	794.38 → 16.53	75.25 → -248.82	14.52 → 2.36	67.69
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EY	
7 ^{ème} étage	630.05 → 15.61	62.66 → -188.65	-7.76 → 1.91	58.41
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EY	
8 ^{ème} étage	470.18 → 16.13	59.11 → -131.12	-17.80 → 1.10	52.81
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EX	
9 ^{ème} étage	315.73 → 13.99	51.45 → -56.72	-27.36 → 19.80	37.11
	ELU	G+Q+EY	0.8G+EX	

V.2.2.Ferraillage des poteaux

A) Ferraillage longitudinal

❖ Exemple de calcul : On va ferrailler les poteaux de l'entre sol

- 1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Le calcul se fait à la flexion composée ($N+M$) avec les données suivantes :

$$N_{\max} = 2198.10 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = 9.30 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 50 \text{ cm ; } h_1 = 55 \text{ cm ; } d = 52 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.42 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.548 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.529 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.50 \times 18.48 \\ = 0.818 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$0.529 \text{ MN.m} < 0.818 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,219 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.313 \\ z = 0,455 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = 30.11 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -24.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- 2^{ème} combinaison : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\min} = -514.23 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 13.99 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 50 \text{ cm ; } h_1 = 55 \text{ cm ; } d = 52 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.72 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow N \text{ (traction) et } C \text{ à l'intérieure de la section}$$

\Rightarrow Section entièrement tendue

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = 27.22\text{cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 21.78\text{cm}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 400\text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 5.71\text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 7.14\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 14.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > \max(A_1, A_2)$$

⇒ Donc on ferraille avec $A_{\min} = 14.44 \text{ cm}^2$

➤ 3^{eme} combinaison : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\min} = -1253.30 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 82.33\text{KN.m}$$

Fissuration préjudiciable → $e = 3\text{cm}$

$$b_1 = 50 \text{ cm} ; h_1 = 55 \text{ cm} ; d = 52\text{cm}$$

Situation accidentelle → $\gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 6.57 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow N \text{ (traction) et } C \text{ à l'intérieur de la section}$$

⇒ Section entièrement tendue

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = 31.07\text{cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 17.93\text{cm}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 400\text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 11.47\text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 19.87\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 14.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < \max(A_1, A_2)$$

⇒ Donc on ferraille avec $A_2 = 19.87\text{cm}^2$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V. 3 : Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combin - aison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Entre sol	55x50	S.P.C	ELU	-24.84	3.14	22	12HA16 =24.13
		S.E.T	ELA	7.14	14.44		
		S.E.T	ELA	19.87	14.44		
RDC	50x50	S.P.C	ELU	-20.45	2.84	20	8HA14+4HA16

		S.E.T	ELA	3.55	13.13		=20.36
		S.E.T	ELA	24.30	13.13		
Etage 1	50x45	S.P.C	ELU	-18.25	2,55	18	12HA14 =18.47
		S.E.T	ELA	1.41	11.81		
		S.E.T	ELA	16.72	11.81		
Etage 2	50x45	S.P.C	ELU	-16.74	2.55	18	12HA14 =18.47
		S.E.T	ELA	0.33	11.81		
		S.E.T	ELA	0.87	11,81		
Etage 3	45x45	S.P.C	ELU	-0.78	2.28	16.2	12HA14 =18.47
		S.P.C	ELA	-0.12	2.28		
		S.P.C	ELA	49.02	2.28		
Etage 4	45x45	S.P.C	ELU	-12.76	2.28	16.2	12HA14 =18.47
		S.P.C	ELA	-0,28	2.28		
		S.P.C	ELA	1.16	2.28		
Etage 5	45x40	S.P.C	ELU	-10.89	2.03	14.4	4HA14+8HA12 =15.21
		S.P.C	ELA	-0,25	2,03		
		S.P.C	ELA	0,66	2,03		
Etage 6	45x40	S.P.C	ELU	-8.88	2.03	14.4	4HA14+8HA12 =15.21
		S.P.C	ELA	-0,05	2.03		
		S.P.C	ELA	1,53	2.03		
Etage 7	40x40	S.P.C	ELU	-6.88	1.78	12.8	12HA12 =13.57
		S.P.C	ELA	-0.01	1.78		
		S.P.C	ELA	2.01	1.78		
Etage 8	40x40	S.P.C	ELU	-4.92	1.78	12.8	12HA12 =13.57
		S.P.C	ELA	-0.17	1.78		
		S.P.C	ELA	2.46	1.78		
Etage 9	40x35	S.P.C	ELU	-3.13	1.56	11.2	12HA12 =13.57
		S.P.C	ELA	0.99	1.56		
		S.P.C	ELA	3.08	1.56		

B) Calcul le ferrailage transversal : (RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal $\rightarrow f_e = 400$ Mpa.

ρ : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

$\rho = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation Considérée.

λ_g : Élanement géométrique du poteau

l_f : Longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ Exemple de calcul

b = 50cm h=55cm, $h_e = 3.06\text{m}$, V = 40.84 KN, $\phi_1^{\min} = 16 \text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$$l_f = 2.142 \text{ m} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3.895$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 1.04 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 0.70 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 4.76 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 3.17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow \mathbf{10HA8 = 5.03\text{cm}^2} \\ \text{Zone nodale} & \rightarrow \mathbf{10HA8 = 5.03\text{cm}^2} \end{cases}$$

Le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V.4 : Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Entre Sol	RDC	Etag1	Etag2	Etag3	Etag4	Etag5	Etag6	Etag7	Etag8	Etag9
Section (Cm ²)	55x50	50x50	50x45	50 x4 5	45x45	45x45	45x40	45x40	40x40	40x40	40x 35
ϕ_1^{\min} (Cm)	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
l_f (m)	2,142	2,856	2,14 2	2,14 2	2,14 2	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	3,895	5,71	4,28	4,28	4,76	4,76	4,76	4,76	5,35	5,35	5,35
V_{\max} (KN)	40,84	147,5	106,5 4	102,9 9	97,8	89,6	76,7	67,69	58,41	52,81	37,11

ρ	3,75	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5	2,5
t_{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{courant} (Cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t^{nodale} (Cm²)	0.70	1.84	2	2	2.04	1.87	1.6	1.41	0.91	0.83	0.6
A_t^{courant} (Cm²)	1.04	2.77	3	3	3.05	2.8	2.39	2.12	1.37	1.24	0.87
A_t^{min}_{nodale} (Cm²)	3.17	1.5	2.4	2.4	1.62	1.62	1.62	1.62	1.2	1.2	1.2
A_t^{min}_{courant} (Cm²)	4.76	2.25	3.6	3.6	2.43	2.43	2.43	2.43	1.8	1.8	1.8
A_t^{adoptée}	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

V.2.3 : Vérifications

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91** et l’**article A.7.1.3 CBA93**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$).

Tableau V.5 : Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
Entre sol	16	5.33	12	Vérifiée
RDC	14	4.67	10	Vérifiée
Etage 1	14	4.67	10	Vérifiée
Etage 2	14	4.67	10	Vérifiée
Etage 3	14	4.67	8	Vérifiée
Etage 4	14	4.67	8	Vérifiée
Etage 5	12	4	8	Vérifiée
Etage 6	12	4	8	Vérifiée
Etage 7	12	4	8	Vérifiée
Etage 8	12	4	8	Vérifiée
Etage 9	12	4	8	Vérifiée

❖ **vérification à l’état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L’effort normal ultime est défini comme étant l’effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau

Tableau V.6 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	section	B _r (m ²)	l _f (m)	i	λ	α	N _u ≥ N ^{max} (KN)		Observation
	Cm ²						N _u	N _{max}	
Entre sol	55×50	0.2544	2,142	0.159	13.47	0.83	5776.24	2198.10	Vérifié
RDC	50×50	0.2304	2,856	0.144	19.83	0.80	5043.21	2016.52	Vérifié
Etage 1	50×45	0.2064	2,142	0.144	14.88	0.82	4693.93	1660.04	Vérifié
Etage 2	50×45	0.2064	2,142	0.144	14.88	0.82	4693.93	1477.81	Vérifié
Etage 3	45×45	0.1849	2,142	0.130	16.48	0.81	4216.04	1301.71	Vérifié
Etage 4	45×45	0.1849	2,142	0.130	16.48	0.81	4216.04	1130.30	Vérifié
Etage 5	45×40	0.1634	2,142	0.130	16.48	0.81	3689.76	960.60	Vérifié
Etage 6	45×40	0.1634	2,142	0.130	16.48	0.81	3689.76	794.38	Vérifié
Etage 7	40×40	0.1444	2,142	0.115	18.62	0.80	3224.58	630.05	Vérifié
Etage 8	40×40	0.1444	2,142	0.115	18.62	0.80	3224.58	470.18	Vérifié
Etage 9	40×35	0.1256	2,142	0.115	18.62	0.80	2861.30	315.73	Vérifié

❖ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version2003 (Article 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Entre sol	55×50	2,142	3.895	0,04	0,52	40,84	0,157	1	Vérifiée
RDC	50×50	2,856	5.71	0,075	0,47	147.5	0,628	1.875	Vérifiée
Etage 1	50 ×45	2,142	4.28	0,04	0,47	106.54	0,504	1	Vérifiée
Etage 2	50 ×45	2,142	4.28	0,04	0,47	102.99	0,490	1	Vérifiée
Etage 3	45×45	2,142	4.76	0,04	0,42	97.8	0,517	1	Vérifiée
Etage 4	45×45	2,142	4.76	0,04	0,42	89.6	0,474	1	Vérifiée
Etage 5	45×40	2,142	4.76	0,04	0,42	76.7	0,457	1	Vérifiée
Etage 6	45×40	2,142	4.76	0,04	0,42	67.69	0,403	1	Vérifiée
Etage 7	40×40	2,142	5.35	0,075	0,37	58.41	0,395	1.875	Vérifiée
Etage 8	40×40	2,142	5.35	0,075	0,37	52.81	0,357	1.875	Vérifiée
Etage 9	40×35	2,142	5.35	0,075	0,37	37.11	0,287	1.875	Vérifiée

❖ Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15 [A'(y-d') - A(d-y)]$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Type de Section	C (m)	P (m ²)	q (m ³)	μ _t (m ³)	σ _{bc} MPa	σ _{sc} MPa	Observation
Entre sol	55×50	1588.32	6.70	SPC	0.25	-0.12	-0.05	0.15	7.53	108.30	Vérifiée
RDC	50×50	1463.90	30.26	SPC	0.27	-0.15	-0.05	0.16	7.14	102.99	Vérifiée
Etage 1	50 ×45	1204.44	14.43	SPC	0.26	-0.12	-0.05	0.13	6.74	97.06	Vérifiée
Etage 2	50 ×45	1072.41	11.26	SPC	0.26	-0.12	-0.05	0.13	6.04	86.91	Vérifiée
Etage 3	45×45	944.52	11.30	SPC	0.24	-0.09	-0.04	0.11	5.83	83.54	Vérifiée

Etage 4	45x4 5	820.23	12.24	SPC	0.2 4	-0.09	-0.04	0.1 1	4.9 9	71.5 7	Vérifiée
Etage 5	45x4 0	697.16	10.53	SPC	0.2 2	-0.08	-0.03	0.0 9	4.7 1	67.2 0	Vérifiée
Etage 6	45x4 0	576.64	12.00	SPC	0.2 2	-0.09	-0.03	0.1	3.7 8	53.9 7	Vérifiée
Etage 7	40x4 0	457.46	11.34	SPC	0.2 2	-0.08	-0.03	0.0 9	3.3 0	47.1 1	Vérifiée
Etage 8	40x4 0	341.51	11.72	SPC	0.2 3	-0.1	-0.03	0.1	2.3 4	33.5 6	Vérifiée
Etage 9	40x 35	229.49	10.24	SPC	0.2 2	-0.1	-0.03	0.0 9	1.6 4	23.5	Vérifiée

❖ Dispositions constructives :

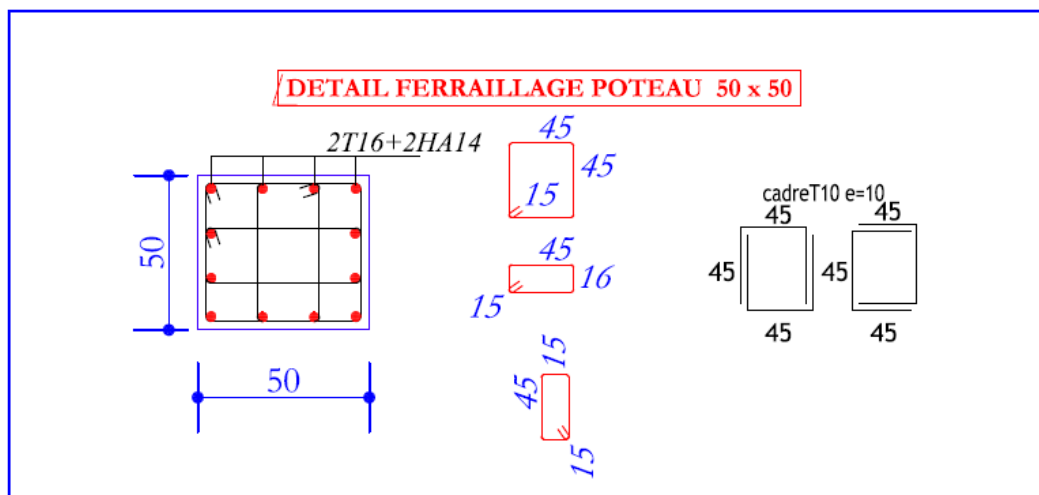
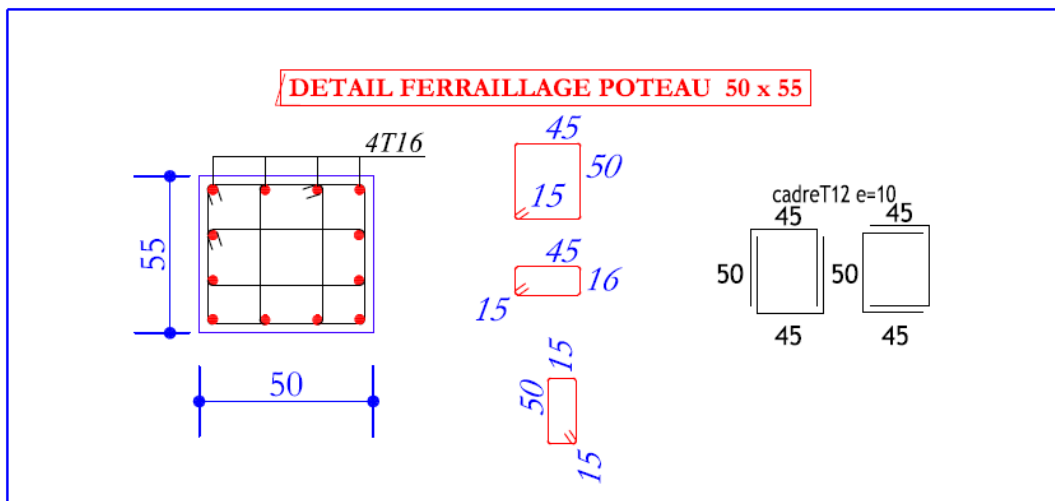
Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$:

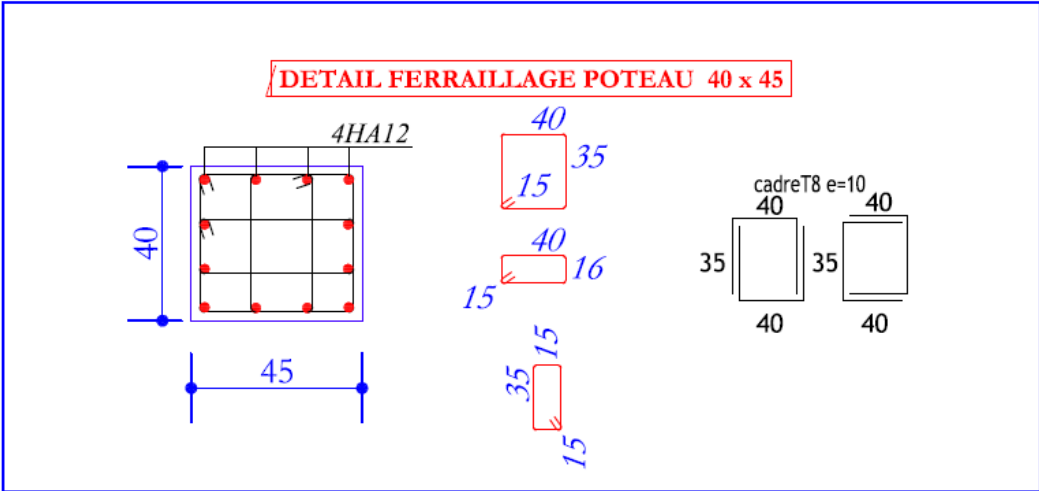
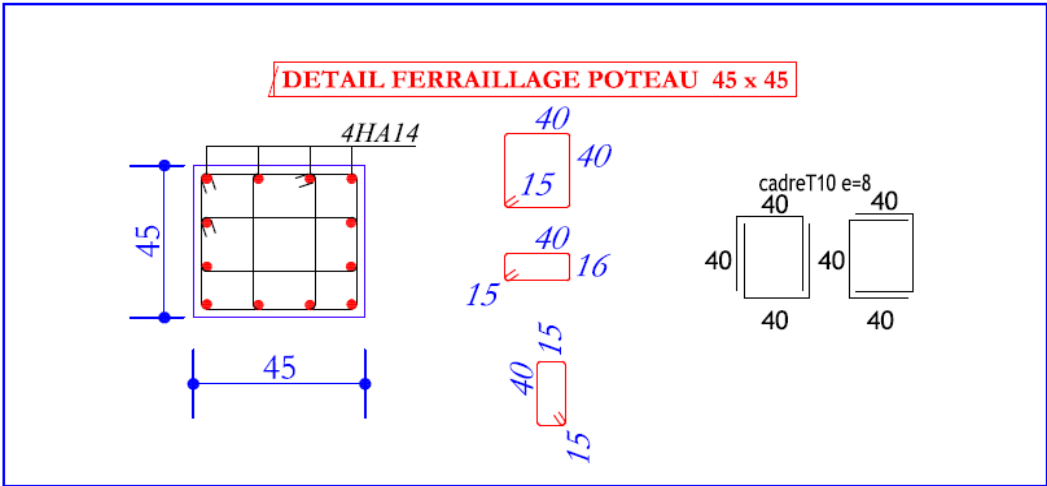
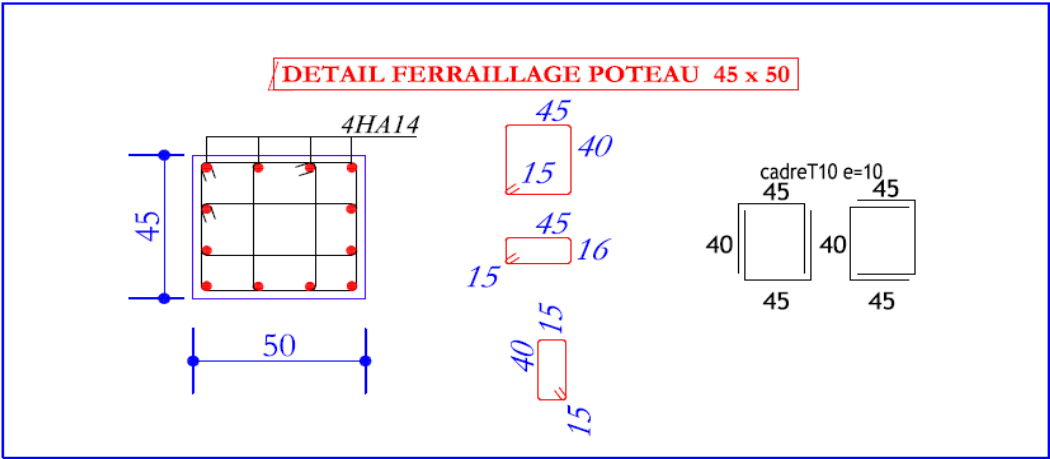
Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Schéma de ferrailage :





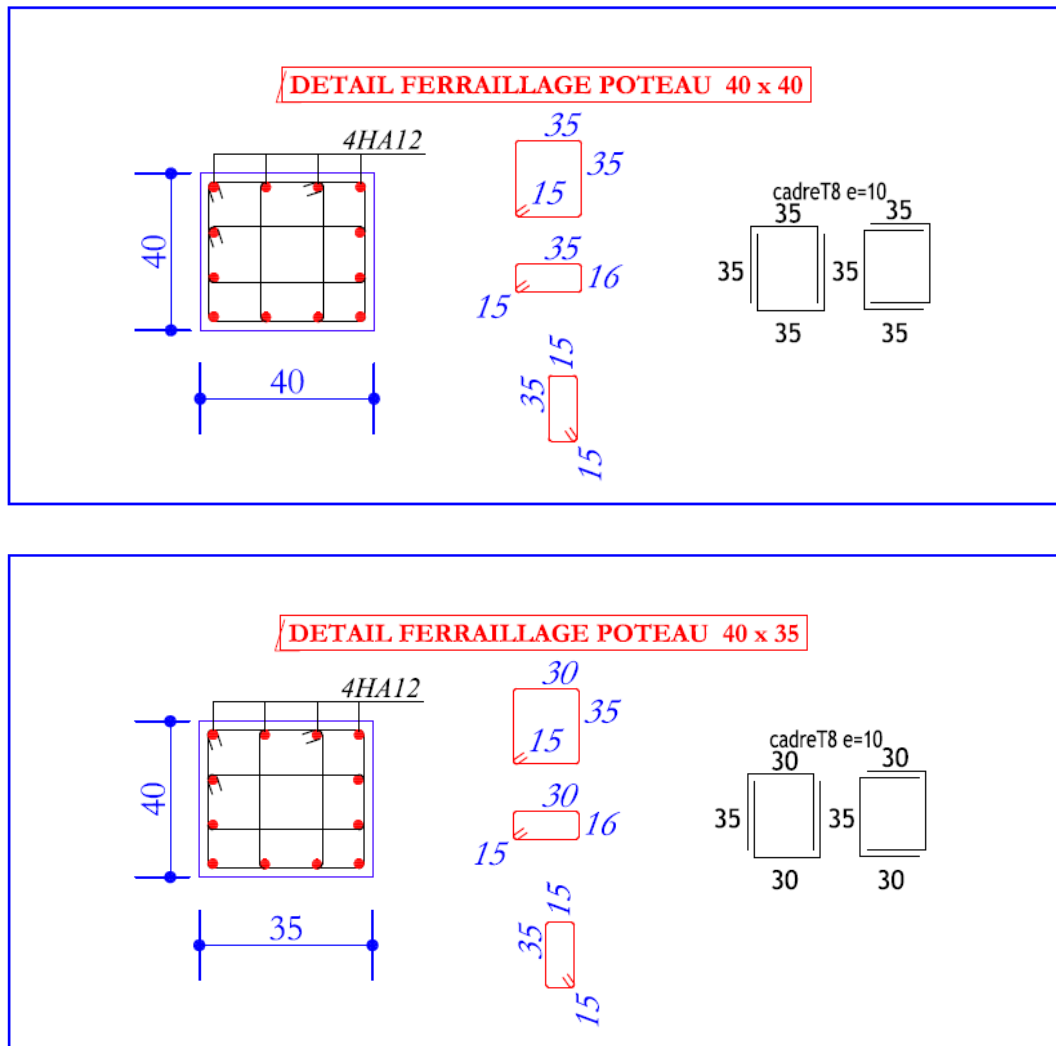


Figure V.1:Schéma de ferrailage des poteaux dans les différents étages.

V.3.Etude des poutres

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

❖ **Combinaisons spécifiques de calcul :**

Combinaisons fondamentales : BAEL 91

$1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : RPA 99

$G + Q \pm E$

$0,8 \times G \pm E$

V.3.1.Recommandation du RPA99:

➤ **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et 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 appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone II_a.

➤ **Armatures transversales :** RPA99/2003 Art 7.5.2.2

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : $4\% b \times h$ En zone courante.

$6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\phi_{max}$ en zone IIa avec : ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.6**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

V.3.2 : Sollicitation et ferrailage des poutres

A) Ferrailage longitudinale

❖ **Poutres principales**

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **ETABS** pour tirées les sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

Avec : $b = 30\text{cm}$, $h = 35\text{cm}$, $d = 33\text{cm}$ Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.9 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (c m ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol , RDC	Travée	74.80	ELA (B2)	6.07	5.25	6.88	3HA14+2HA12
	Appuis	-95.20	ELA (B2)	7.89	5.25	8.01	3HA14+3HA12
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	Travée	91.69	ELA (B3)	7.57	5.25	8.01	3HA14+3HA12
	Appuis	-112.14	ELA (B2)	9.47	5.25	10.65	3HA16+3HA14

3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	Travée	90.43	ELA (B3)	4.46	5.25	4.62	3HA14
	Appuis	-111.63	ELA (B2)	9.42	5.25	9.42	3HA16+3HA12
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	Travée	77.71	ELA (B3)	6.32	5.25	6.88	3HA14+2HA12
	Appuis	-99.55	ELA (B2)	8.29	5.25	8.29	3HA16+2HA12
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	Travée	61.41	ELA (B3)	4.91	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-84.12	ELA (B2)	6.89	5.25	7.16	3HA16+1HA12
Terrasse	Travée	45.80	ELU (B6)	3.61	5.25	4.62	3HA14
	Appuis	-66.26	ELU (B56)	5.33	5.25	5.65	5HA12

❖ Poutres secondaire

b = 30cm , h = 35cm , d = 33cm Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.10 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (c m ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol , RDC	Travée	65.61	ELA (B38)	5.27	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-99.23	ELA (B38)	8.26	5.25	9.42	3HA16+2HA12
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	Travée	69.47	ELA (B38)	5.60	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-108.71	ELA (B38)	9.15	5.25	9.42	3HA16+2HA12
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	Travée	60.24	ELA (B38)	4.81	5.25	5.65	5HA12
	Appuis	-107.48	ELA (B38)	9.03	5.25	9.11	3HA16+2HA14
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	Travée	52.99	ELA (B38)	4.2	5.25	4.62	3HA14
	Appuis	-98.25	ELA (B38)	8.17	5.25	8.29	3HA16+2HA12
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	Travée	40.78	ELA (B38)	3.2	5.25	4.62	3HA14
	Appuis	-82.90	ELA (B38)	6.78	5.25	6.88	3HA14+2HA12
Terrasse	Travée	24.18	ELU (B41)	1.87	5.25	3.39	3HA12
	Appuis	-66.36	ELA (B38)	5.33	5.25	5.65	5HA12

B) Ferrailage transversale

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

En zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toute les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.
 $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.
 $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$

V.3.3. Les Vérifications nécessaire

▪ à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42\text{cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	V_{\max} (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Entre sol , RDC	Principale	115.56	1.17	3.33	Vérifiée
	Secondaire	78.39	0.79	3.33	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	Principale	113.06	1.14	3.33	Vérifiée
	Secondaire	85.06	0.86	3.33	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	Principale	106.2	1.07	3.33	Vérifiée
	Secondaire	83.91	0.85	3.33	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	Principale	75.33	0.76	3.33	Vérifiée
	Secondaire	77.47	0.78	3.33	Vérifiée
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	Principale	72.09	0.73	3,33	Vérifiée
	Secondaire	66.44	0,67	3,33	Vérifiée
Terrasse	Principale	77.06	0.78	3,33	Vérifiée
	Secondaire	56.05	0,57	3,33	Vérifiée

▪ à l'ELS

3) Etat limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Position	M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	σ Mpa	σ _{bc} Mpa	Observation
Entre sol, RDC	Principales	Travée	24.36	6.88	12.0 2	6.279	4.66	15	Vérifiée
		Appuis	-31.02	8.01	12.7 4	6.999	5.65		Vérifiée
	Secondaires	Travée	16.17	5.65	11.1 2	5.432	3.32		Vérifiée
		Appuis	-23.64	9.42	13.5 4	7.833	4.08		Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	Principales	Travée	24.46	8.01	12.7 4	6.999	4.46		Vérifiée
		Appuis	-32.71	10.65	14.1 6	8.509	5.48		Vérifiée
	Secondaires	Travée	9.96	5.65	11.1 2	5.432	2.04		Vérifiée
		Appuis	-26.03	9.42	13.5 4	7.833	4.49		Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	Principales	Travée	24.43	4.62	10.2 5	4.664	5.36		Vérifiée
		Appuis	-34.26	9.42	13.5 4	7.833	5.93		Vérifiée
	Secondaires	Travée	10.61	5.65	11.1 2	5.432	2.17		Vérifiée
		Appuis	-31.28	9.11	13.3 7	7.656	5.47		Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	Principales	Travée	24.60	6.88	12.0 2	6.279	4.70	Vérifiée	
		Appuis	-36.19	8.29	12.9 1	7.171	6.52	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	11.11	4.62	12.2 5	4.664	2.44	Vérifiée	
		Appuis	-35.56	8.29	12.9 1	7.171	6.41	Vérifiée	
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	Principales	Travée	24.71	5.65	11.1 2	5.432	5.06	Vérifiée	
		Appuis	-36.76	7.16	12.2 0	6.462	6.95	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	12.43	4.62	10.2 5	4.664	2.73	Vérifiée	
		Appuis	-38.75	6.88	12.0 2	6.280	7.41	Vérifiée	

Terrasse	Principales	Travée	33.44	4.62	10.25	4.664	7.34	Vérifiée
		Appuis	-48.73	5.65	11.12	5.432	9.97	Vérifiée
	Secondaires	Travée	17.34	3.39	9.02	3.658	4.26	Vérifiée
		Appuis	-39.21	5.65	11.12	5.432	8.02	Vérifiée

4) Etat limite de déformation Art B.6.5, 2 BAEL91R99

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

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.13 : vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h_t (cm)	B (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$M_{t,ser}$ (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
principale	35	30	6,95	4.62	26.08	$0,065 \geq 0,062$	$0,065 \geq 0,011$	$0,0029 \leq 0,01$
secondaire	35	30	5,25	4.62	20.78	$0,076 \geq 0,062$	$0,076 \geq 0,020$	$0,0038 \leq 0,01$

5).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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

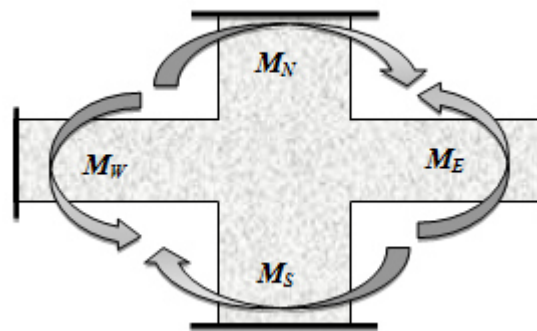


Figure V.2 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) 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.

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	d(m)	z(m)	A(cm ²)	N ^{bre} de barres	σ _s (MPa)	M _R (KN. m)
Entre sol	0,52	0,468	24.13	12HA16	400	451.72
RDC	0,47	0,423	20.36	8HA14+4HA16	400	344.5
Etage 1	0,47	0,423	18.47	12HA14	400	312.51
Etage 2	0,47	0,423	18.47	12HA14	400	312.51
Etage 3	0,42	0,378	18.47	12HA14	400	279.27
Etage 4	0,42	0,378	18.47	12HA14	400	279.27
Etage 5	0,42	0,378	15.21	4HA14+8HA12	400	230
Etage 6	0,42	0,378	15.21	4HA14+8HA12	400	230
Etage 7	0,37	0,333	13.57	12HA12	400	180.75
Etage 8	0,37	0,333	13.57	12HA12	400	180.75
Etage 9	0,37	0,333	13.57	12HA12	400	180.75

Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN. m)
Entre sol , RDC	Travée	33	29.7	6.88	400	81.73
	Appui	33	29.7	8.01	400	95.15
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	8.01	400	95.15
	Appui	33	29.7	10.65	400	126.52
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	4.62	400	54.89
	Appui	33	29.7	9.42	400	111.91
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	6.88	400	81.73
	Appui	33	29.7	8.29	400	98.49
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	5.65	400	67.12
	Appui	33	29.7	7.16	400	85.06
Terrasse	Travée	33	29.7	4.62	400	54.89
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.12

Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	d(cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN. m)
Entre sol , RDC	Travée	33	29.7	5.65	400	67.12
	Appui	33	29.7	9.42	400	111.91
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	5.65	400	67.12
	Appui	33	29.7	9.42	400	111.91

3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	5.65	400	67.12
	Appui	33	29.7	9.11	400	108.23
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	4.62	400	54.89
	Appui	33	29.7	8.29	400	98.49
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	Travée	33	29.7	4.62	400	54.89
	Appui	33	29.7	6.88	400	81.73
Terrasse	Travée	33	29.7	3.39	400	40.27
	Appui	33	29.7	5.65	400	67.12

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

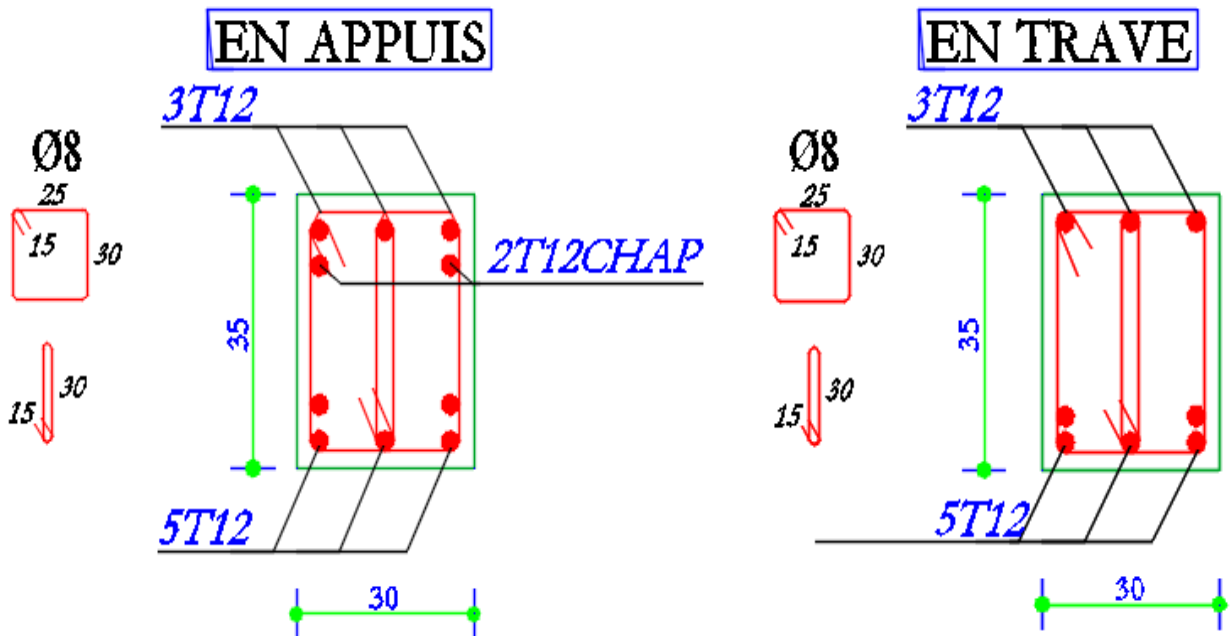
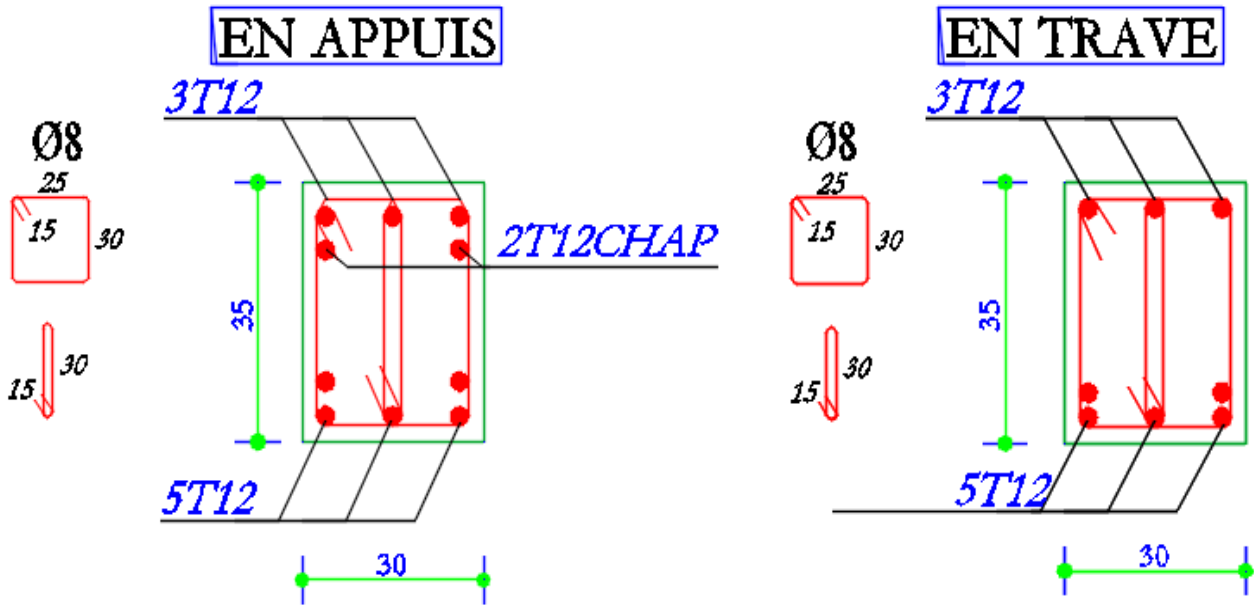
Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans le sens principale

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1, 25(M _E + M _W)	Observation
RDC	344.5	451.72	796.22	81.73	95.15	221.10	vérifiée
Etage 1	312.5 1	344.5	657.01	95.15	126.52	277.08	vérifiée
Etage 2	312.5 1	312.51	625.02	95.15	126.52	277.08	vérifiée
Etage 3	279.2 7	312.51	591.98	54.89	111.91	208.5	vérifiée
Etage 4	279.2 7	279.27	558.54	54.89	111.91	208.5	vérifiée
Etage 5	230	279.27	509.27	81.73	98.49	227.28	vérifiée
Etage 6	230	230	460	81.73	98.49	227.28	vérifiée
Etage 7	180.7 5	230	410.67	67.12	85.06	190.3	vérifiée

Tableau V.18 : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1, 25(M _E + M _W)	Observation
RDC	344.5	451.72	796.22	67.12	67.12	167.8	vérifiée
Etage 1	312.5 1	344.5	657.01	111.91	111.91	279.78	vérifiée
Etage 2	312.5 1	312.51	625.02	67.12	67.12	167.8	vérifiée
Etage 3	279.2 7	312.51	591.98	111.91	111.91	279.78	vérifiée
Etage 4	279.2 7	279.27	558.54	67.12	67.12	167.8	vérifiée
Etage 5	230	279.27	509.27	108.23	108.23	270.58	vérifiée
Etage 6	230	230	460	54.89	54.89	137.23	vérifiée
Etage 7	180.7 5	230	410.67	98.49	98.49	246.23	vérifiée
Etage 6	344.5	451.72	796.22	67.12	67.12	167.8	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :



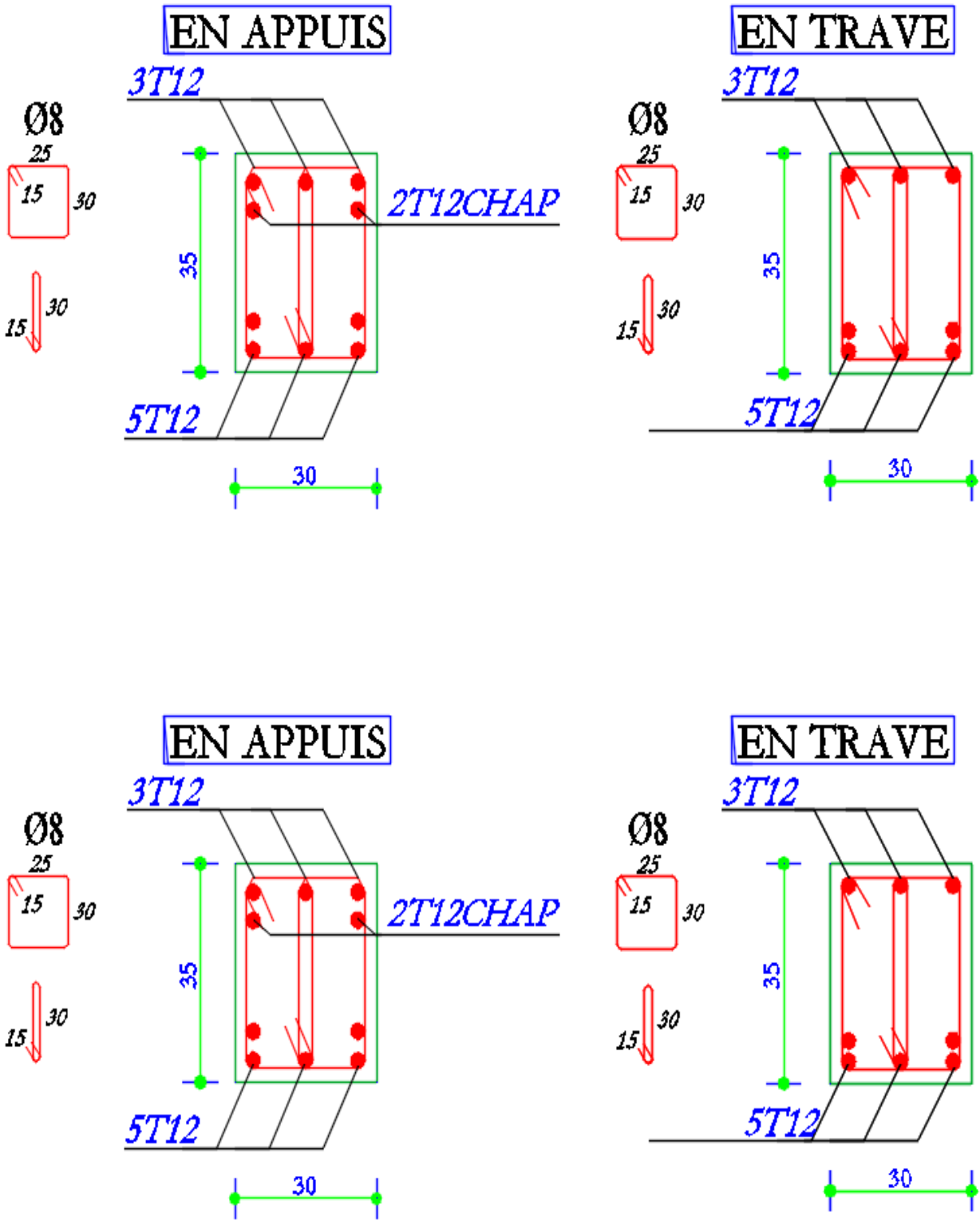


Figure V.3:Schéma de ferrailage des poutres principales dans les différents étages.

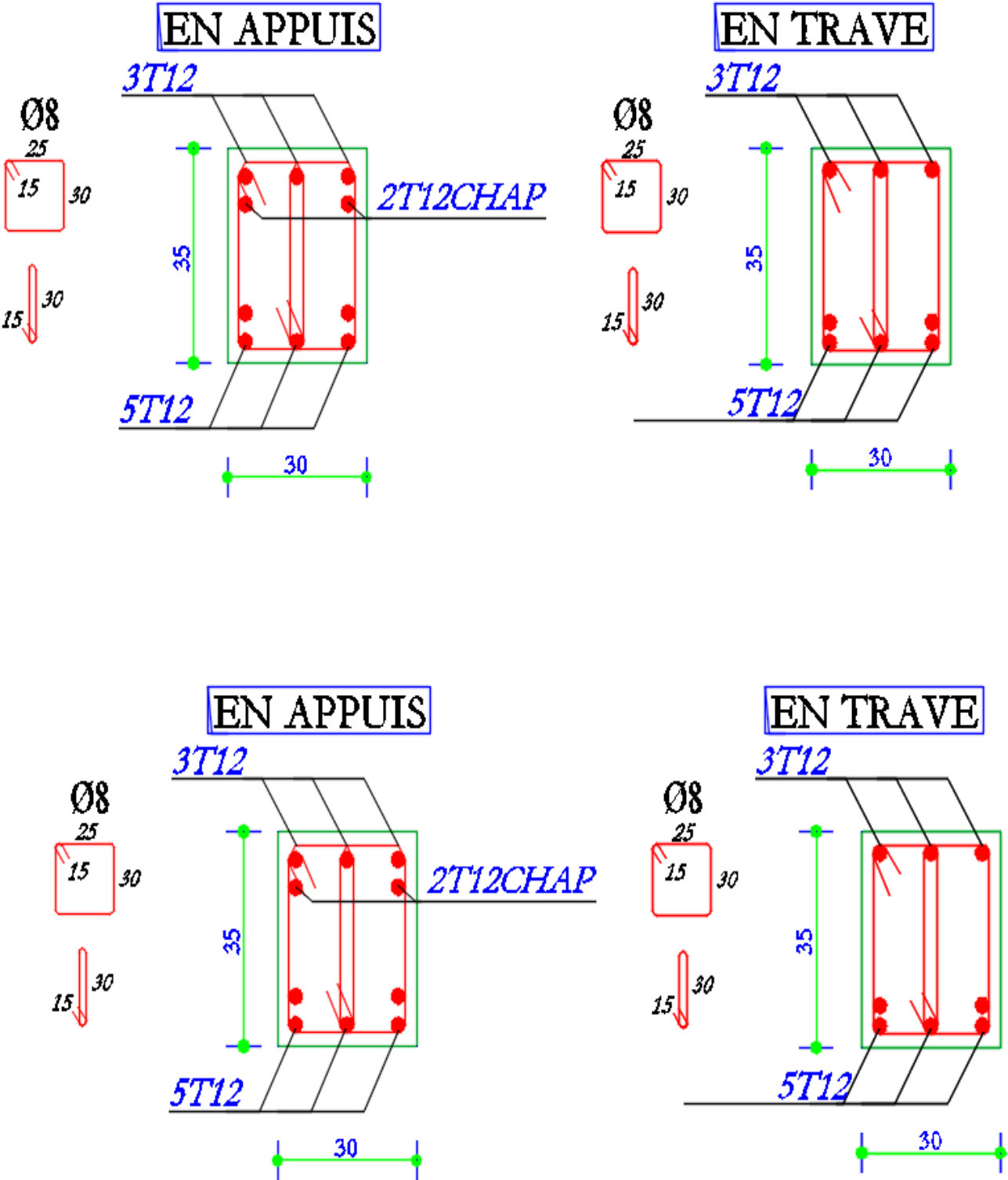


Figure V.4:Schéma de ferrailage des poutres secondaires dans les déférents étages.

V.4. Les voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003

❖ **Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal a 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

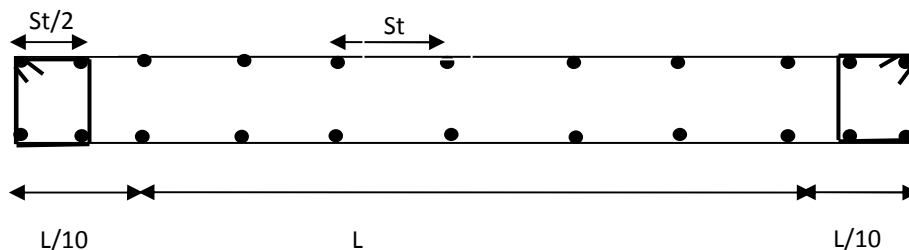


Figure .V.5 : Disposition des armatures dans les voiles.

❖ **Armatures Horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

❖ Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charges

V.4.2. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement dans le logiciel **ETABS** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes.

➤ A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L)$$

➤ A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t)$$

➤ A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c)$$

➤ A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

➤ A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

➤ S_t : Espacement entre armatures.

➤ $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

➤ A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

➤ A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tondue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée.
 $L_c = L - 2L_t$

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V_{X1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
L (m)	1	1	1
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	289.27	4.58	68.13
N (KN)	595.83	7.96	65.3
V(KN)	128.93	43.99	49.23
τ_U Mpa	1	0.46	0.51
Av cal/face (cm ²)	1.35	0.02	1.04
Av min/face (cm ²)	3	2.25	2.25
Av adop/face (cm ²)	3.93	3.93	3.93
N ^{barre} /face	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	1.25	0.43	0.48
Ah min/face (cm ²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V_{X2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
L (m)	1.05	1.05	1.05
e (cm)	20	15	15

M (KN.m)	322.71	38.07	68.63
N (KN)	83.31	21.47	66.21
V(KN)	141.64	48.02	49.76
τ_U Mpa	1.05	0.47	0.49
Av cal /face (cm²)	7.96	0.72	0.95
Av min/face (cm²)	3.15	2.36	2.36
Av adop/face (cm²)	9.05	2.51	2.51
N^{barre}/face	8HA12	5HA8	5HA8
S_t (cm)	12.5	20	20
Ah cal/face (cm²)	1.31	0.44	0.46
Ah min/face (cm²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm²)	2.51	2.51	2.51
N^{barre}/face	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles V_{X3} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1^{er} +2^{ème} étage	3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage	7^{ème}+8^{ème}+9^{ème} étage
L (m)	1.4	1.4	1.4
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	621.30	19.34	127.25
N (KN)	57.61	60.06	158.11
V(KN)	222.39	103.23	25.36
τ_U Mpa	1.24	0.77	0.19
Av cal /face (cm²)	12.34	0	0.44
Av min/face (cm²)	4.2	3.15	3.15
Av adop/face (cm²)	12.44	3.93	3.93
N^{barre}/face	11HA12	5HA10	5HA10
S_t (cm)	12.5	20	20
Ah cal/face (cm²)	1.54	0.72	0.18

Ah min/face (cm ²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.22 : Ferrailage des voiles V_{X4} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
L (m)	1.4	1.4	1.4
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	657.44	77.89	130.07
N (KN)	37.42	50.6	41.09
V(KN)	224.4	103.38	80.69
τ_U Mpa	1.25	0.77	0.45
Av cal/face (cm ²)	13.41	0.87	2.05
Av min/face (cm ²)	4.2	3.15	4.2
Av adop/face (cm ²)	13.57	4.71	4.71
N ^{barre} /face	12HA12	6HA10	6HA10
S _t (cm)	9	15	15
Ah cal/face (cm ²)	1.56	0.72	0.56
Ah min/face (cm ²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_{Y1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
L (m)	1.9	1.9	1.9
e (cm)	20	15	15

M (KN.m)	986.14	115.44	107.27
N (KN)	394.88	38.92	60.94
V(KN)	286.97	124.23	78.05
τ_U Mpa	1.17	0.68	0.43
Av cal /face (cm²)	10.21	1.17	0.74
Av min/face (cm²)	5.7	4.28	4.28
Av adop/face (cm²)	11.31	4.71	4.71
N^{barre}/face	10HA12	6HA10	6HA10
S_t (cm)	10	15	15
Ah cal/face (cm²)	1.47	0.64	0.4
Ah min/face (cm²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm²)	2.51	2.51	2.51
N^{barre}/face	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.24 : Ferrailage des voiles V_{Y2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1^{er} +2^{ème} étage	3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage	7^{ème}+8^{ème}+9^{ème} étage
L (m)	2.55	2.55	2.55
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	1122.57	121.54	121.78
N (KN)	106.30	3.78	24.63
V(KN)	281.72	138.22	78.3
τ_U Mpa	0.86	0.56	0.32
Av cal /face (cm²)	11.21	1.28	0.99
Av min/face (cm²)	7.65	5.74	5.74
Av adop/face (cm²)	11.31	6.28	6.28
N^{barre}/face	10HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	10	12.5	12.5
Ah cal/face (cm²)	1.07	0.53	0.3

Ah min/face (cm ²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.25 : Ferrailage des voiles V_{Y3} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
L (m)	1.4	1.4	1.4
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	483.56	73.28	35.76
N (KN)	181.87	77.74	21.68
V(KN)	163.85	102.08	69.86
τ _U Mpa	0.91	0.76	0.52
Av cal /face (cm ²)	7.71	0.4	0.41
Av min/face (cm ²)	4.2	3.15	3.15
Av adop/face (cm ²)	7.87	3.93	3.93
N ^{barre} /face	10HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	10	20	20
Ah cal/face (cm ²)	1.14	0.71	0.49
Ah min/face (cm ²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face	5HA8	5HA8	5HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.26 : Ferrailage des voiles V_{Y4} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
L (m)	1.4	1.4	1.4
e (cm)	20	15	15

M (KN.m)	379,3	61.60	35.08
N (KN)	248,99	101.77	29.26
V(KN)	131,42	85.34	60.47
τ_U Mpa	0.73	0.63	0.45
Av cal /face (cm²)	4.57	0	0.29
Av min/face (cm²)	4.2	3.15	3.15
Av adop/face (cm²)	4.71	3.93	3.93
N^{barre}/face	6HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	15	20	20
Ah cal/face (cm²)	0.91	0.59	0.42
Ah min/face (cm²)	0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm²)	2.51	2.51	2.51
N^{barre}/face	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

➤ **Schéma de ferrailage** : on donne un exemple de ferrailage du voile V_{X1}

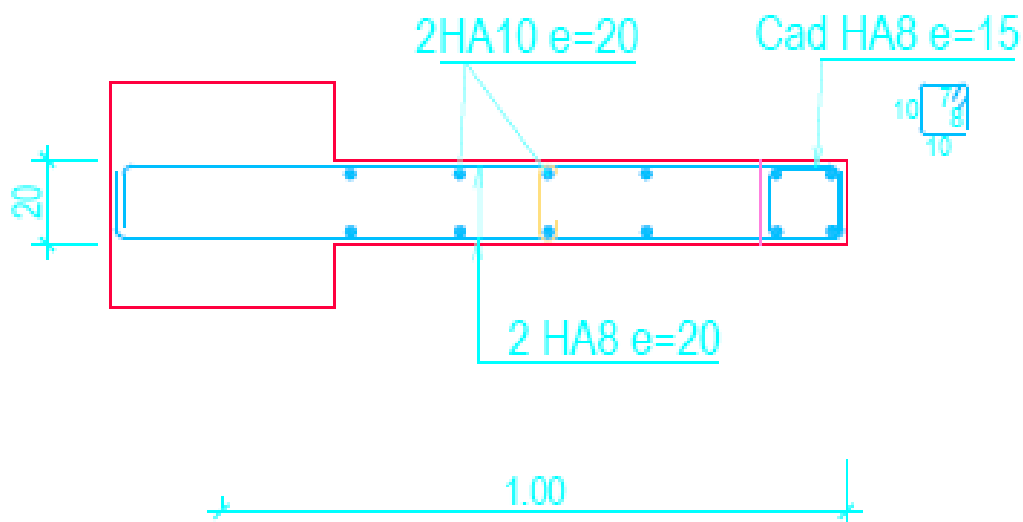


Figure V.6:Schéma de ferrailage du voile V_{X1}

Chapitre VI

VI.1 : Introduction:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2 : Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **1.70 bar**, D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : **G + Q ± E, 0.8 G ± E**

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 : **1.35G+1.5Q, G+Q**

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{adm}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VI.2.1 : Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol.

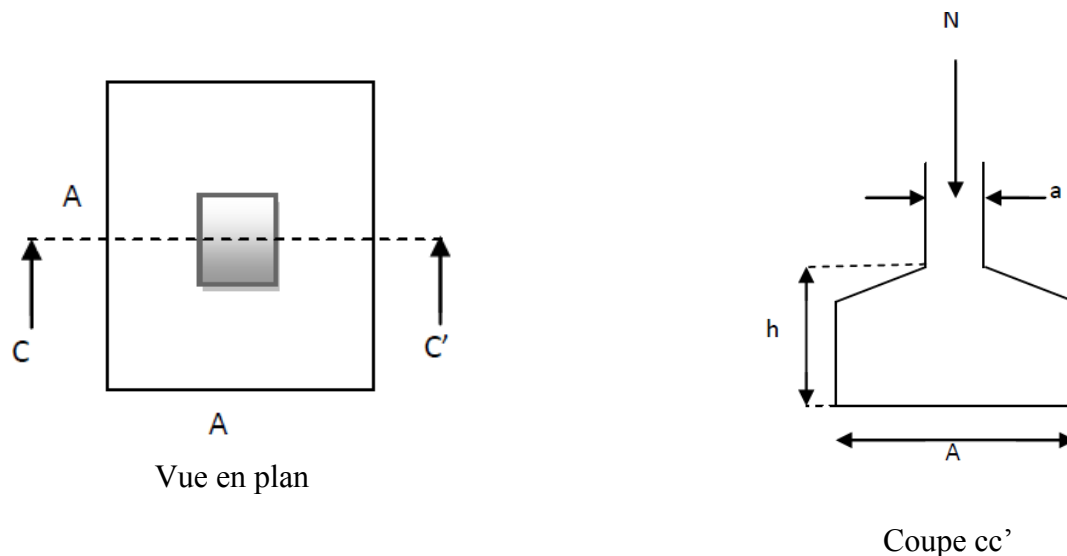


Fig.VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Le Poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$.

On a tiré l'effort N dans le logiciel ETABS avec la combinaison ELS

$$N = 1588.9183 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{adm} = 1.70 \text{ bar} \quad \gamma_s = 18 \text{ KN/m}^2 \quad \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

γ_s : Poids volumique du sol

γ_b : Poids volumique du béton

γ_m : Poids volumique moyen

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + \gamma_b}{2} = \frac{18 + 25}{2} = 21.5 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{pp} = \gamma_m \times V_s = \gamma_m \times B^2 \times D = 43B^2$$

$$N_{ser} = N_{cal} + N_{pp} = 1588.91 + 43B^2$$

$$\sigma = q_{ref} = \frac{N_{ser}}{B^2} = \frac{1588.91}{B^2} + \frac{43B^2}{B^2} \rightarrow q_{ref} = \frac{1588.91}{B^2} + 43 \text{ (KPa)}$$

$$q_{ref} = \bar{\sigma}_{adm} = 170 \rightarrow \frac{1588.91}{B^2} + 43 \leq 170 \rightarrow \frac{1588.91}{B^2} \leq 127 \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1588.91}{127}}$$

$$B = 3.54 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens XX' est de 3.2m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.2 : Semelles filantes

➤ Dimensionnement :

- Exemple de calcul : on choisit le Portique le plus sollicité :

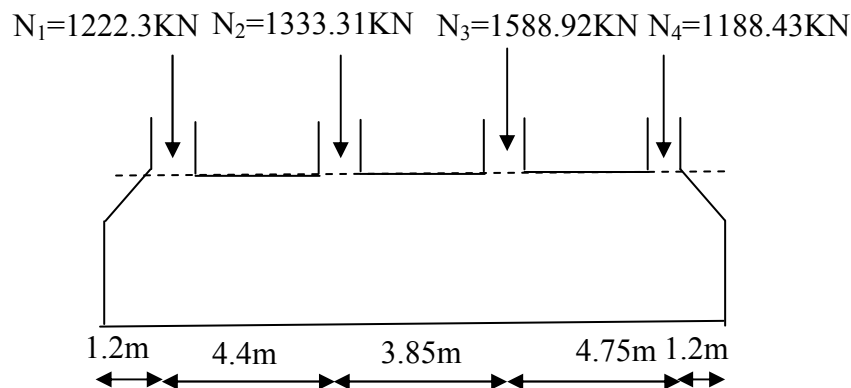


Figure VI.2 : Semelle filante (sous poteau)

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm} \times (L - 2e)} \quad (\text{d'après le modèle de Meyerhof}) \quad \text{avec : } e = \frac{M}{N}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = \sum_1^4 N_i \quad M = \sum_1^4 M_i$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

M_i : moments fléchissant dans le poteau « i ».

$$\text{D'où: } N = \sum_1^4 N_i = 5332.96\text{KN}$$

Les moments fléchissant dans les poteaux :

$$M = \sum_1^4 M_i = 14,6952 + 5,8946 + 6,7009 + 10,0912 = 37.38 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + \gamma_b}{2} = \frac{18 + 25}{2} = 21.5 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{pp} = \gamma_m \times V_s = \gamma_m \times B \times D \times L = 21.5 \times 2 \times 15.4 \times B = 662.2B$$

$$N_{ser} = 5332.96 + 662.2B \text{ (KN)}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{37.28}{5332.96} = 7 \times 10^{-3}$$

$$\text{Model de Meyerhof: } q_{ref} = \frac{N_G}{(B - 2 \times e_y) \times (L - 2 \times e_x)} = \frac{N_{ser}}{B(L - 2 \times e)}$$

$$q_{ref} = \frac{5332.96 + 662.2B}{B(15.4 - 2 \times 0.007)} \leq 170 \rightarrow q_{ref} = \frac{5332.96 + 662.2B}{15.386B} \leq 170$$

$$5332.96 + 662.2B \leq 2615.62B \rightarrow 1953.42B \geq 5332.46$$

$$\text{D'ou: } \rightarrow B \geq \frac{5332.46}{1953.42} = 2.73\text{m} \quad \text{on prend } B=2.75\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il n'est y a pas un chevauchement entre les deux semelles, Donc ce choix de fondation convient a notre structure.

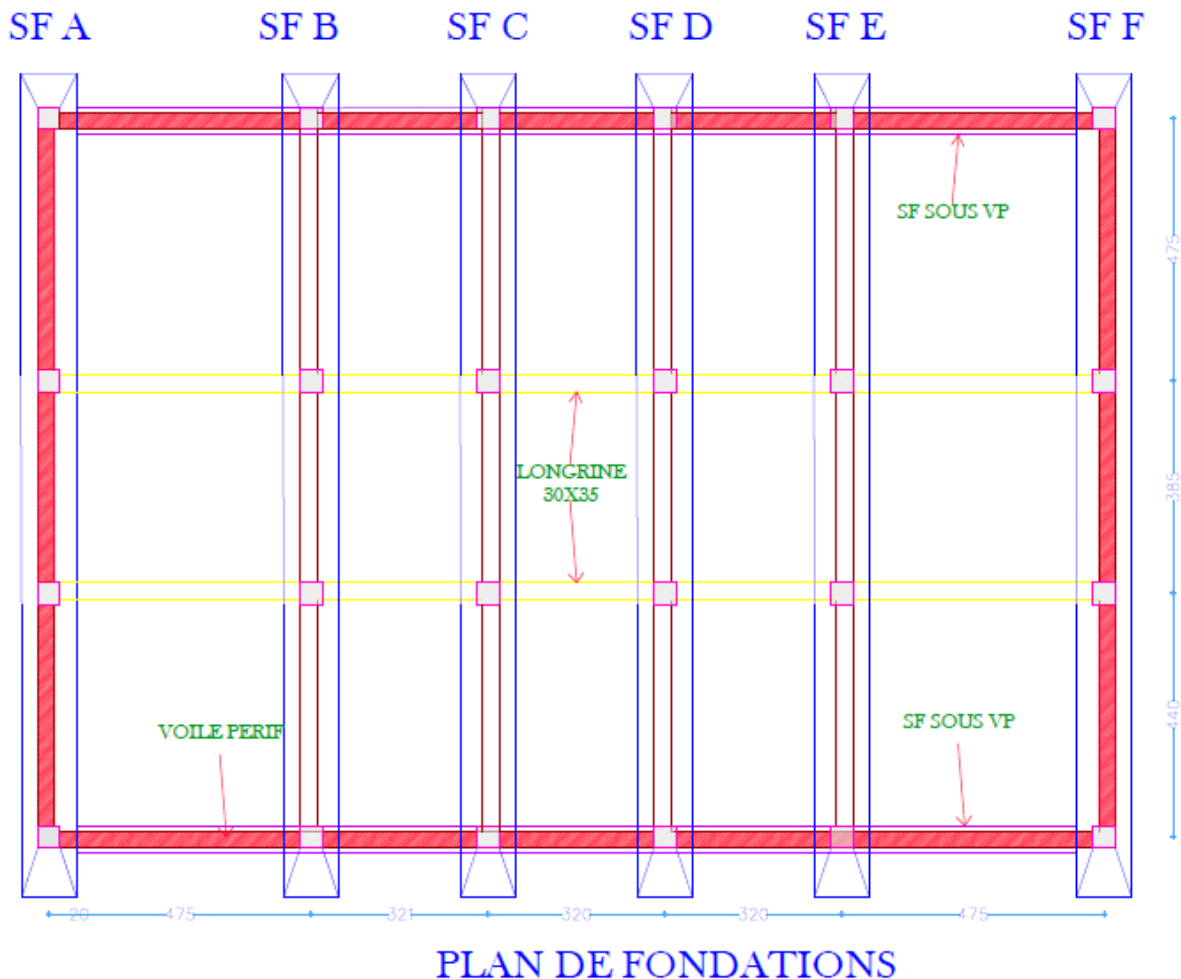


Figure VI.3 : Vue en plan de la disposition des semelles filantes.

➤ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

h_t : hauteur de la semelle avec: $h_t = d + c$

c : enrobage des armatures ; $c = 5\text{cm}$

d : hauteur utile quelle doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right\} ; (a \times b) = (55 \times 50)\text{cm}^2$$

$$d = 0,5\text{m} \Rightarrow h_t = 0.5625 + 0.05 = 0.6125\text{m} \quad \text{on prend } h_t = 0.65\text{m}$$

Le tableau qui suit résume le dimensionnement des autres semelles sous la combinaison ELS
Tableau VI.1 : résumé le dimensionnement des déférents semelles

Axe	A	B	C	D	E	F
N (kn)	3361.34	6863.68	5266.59	7154.01	6788.33	3313.11
M (kn.m)	12.34	36.79	41.62	37.38	35.80	10.09
e (10 ⁻³)	4.94	7.2	7.69	7	6.46	4.12
B (m)	1.3	2.65	2.8	2.75	2.6	1.3
h _t (m)	0.35	0.6	0.65	0.65	0.6	0.35

➤ **Les vérifications:**

• **Vérification au poinçonnement:**

Selon le BAEL99 (article A.5.2.41), il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue sur le poteau le plus sollicité comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de la semelle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

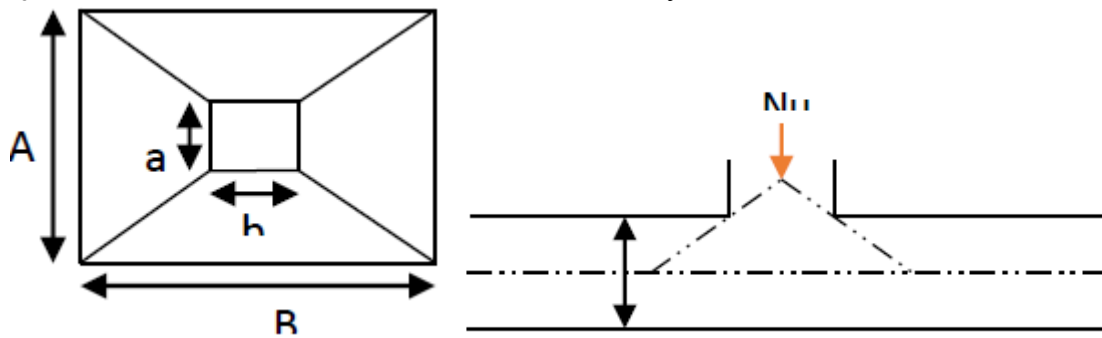


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55x50) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que : $A = a + h_t = 0.5 + 0.65 = 1.15 \text{ m}$

$B = b + h_t = 0.55 + 0.65 = 1.2 \text{ m}$

Soit : $U_c = 4.7\text{m}$ et $N_d = 1588.9184 \text{ KN}$

$N_d = 1.5889\text{MN} < 0.045 \times 3.5 \times 0.35 \times \frac{25}{1.15} = 2.99\text{MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Remarque : la condition de non poinçonnement est vérifiée pour toutes les semelles.

➤ **Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (D) à l'ELU**

$$q_{ref} = \frac{1.2N_U}{B \times (L - 2e)} = \frac{1.2 \times 7341.421}{2.8 \times (13.4 - 2 \times 0.007)} = 235.05 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 235.05 \times 2.8 = 658.14 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

P_u représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité.

Les autres résultats des efforts sollicitant des semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU

Axe	A	B	C	D	E	F
N (kn)	3431.12	7035.17	7452.25	7341.42	6979.58	3336.51
M (kn.m)	17.1	51.1	57.7	51.83	49.65	14
e (10⁻³)	5	7.26	7.74	7.1	7.1	4.2
q_{ref}(KN/m²)	185.89	233.59	234.43	235.05	231.74	192.89
p_u(KN /ml)	288.13	630.69	668.13	658.14	625.7	298.98

➤ **Ferraillage :**

- **Acier principaux (A//B) :**

$$(A//B) = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} \quad \text{Avec:}$$

N_U : Effort ultime sollicitant la semelle.

f_{st} : Contrainte d'acier

D'après l'ETABS 2016 : $N_U = 2189.1038 \text{ KN}$

$$(A//B) = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2189.1038 \times 10^{-3} \times (2.85 - 0.5)}{8 \times 0.5 \times 400} = 32.15 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : **11HA20=34.56 cm²**

- **Armature de répartition (A⊥B) :**

$$(A⊥B) = \frac{(A//B)}{3} = 11.52 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : **6HA16=12.06 cm²**

VI.3 : Etude de la poutre de rigidité :

➤ **Définition :**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

➤ **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance ente axe de deux poteaux dans la semelle.

$$\frac{475}{9} = 52.78 \text{ cm} \leq h \leq \frac{475}{6} = 79.17 \text{ cm}$$

Soit : h= 60 cm

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise a la réaction du sol et appuis sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations on utilise le logiciel ETABS

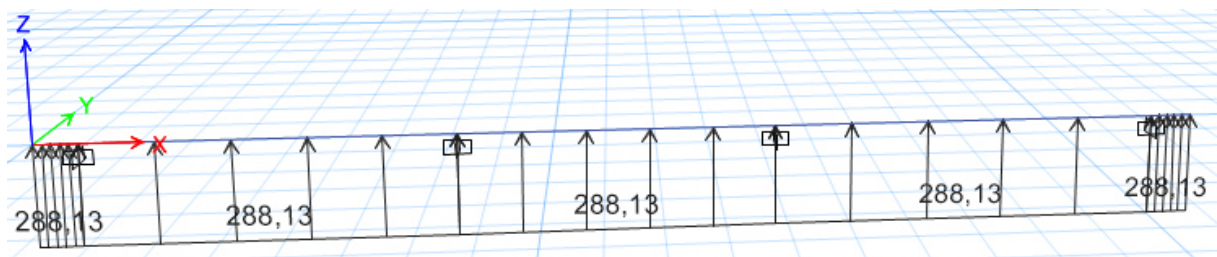


Figure VI.5 : Schéma statique de la poutre de rigidité

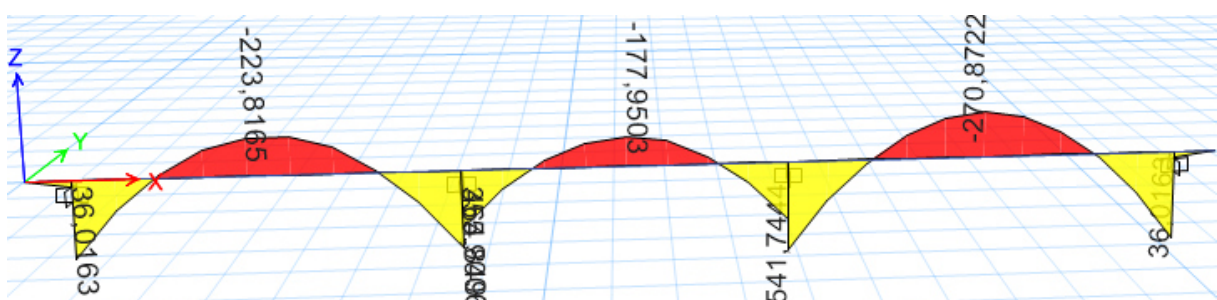


Figure VI.6 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU

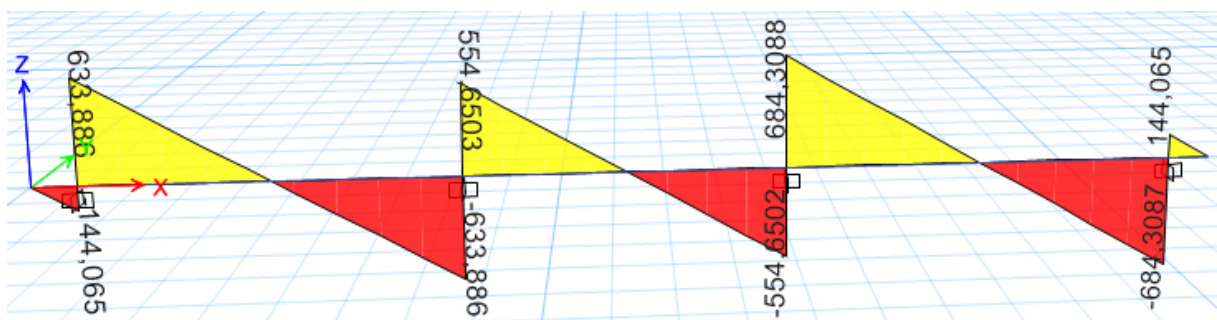


Figure VI.7 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU

➤ **Calcul du ferrailage**

A) Ferrailage de la partie inférieure :

On a : $F_{c28}=250$ bar , $F_e= 4000$ bar , $f_{bu}= 142$ bar (ELU) , $\sigma_a= 3480$ bar

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{270.8722 \times 10^4}{60 \times 55^2 \times 142} = 0.11 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A'=0 \quad \alpha = 0.15 \quad , \quad z = 51.70 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_a} = \frac{270.8722 \times 10^4}{51.70 \times 3480} = 15.1 \text{ cm}^2$$

B) Ferrailage de la partie supérieure

On a : $F_{c28}=250$ bar , $F_e= 4000$ bar , $f_{bu}= 142$ bar (ELU) , $\sigma_a= 3480$ bar

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d \times f_{bu}} = \frac{541.7444 \times 10^4}{60 \times 55^2 \times 142} = 0.21 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A'=0 \quad \alpha = 0.52 \quad , \quad z = 43.45 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_a} = \frac{541.7444 \times 10^4}{43.45 \times 3480} = 35.83 \text{ cm}^2$$

➤ **vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{684.3088 \times 10^2}{60 \times 55} = 20.74 \text{ bar} \quad f_{tk} = 21 \text{ bar}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{tk})}{0.9 \times f_e} = \frac{1.15 \times (20.74 - 6.3)}{0.9 \times 4000} = 4.61 \cdot 10^{-3}$$

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

$$S_t \leq \frac{4.71}{6.61 \times 10^{-3} \times 55} = 18.58 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal (CBA 93) :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq 4\text{bar} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = \frac{4.71 \times 4000}{55 \times 4} = 85.64 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale, et $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

➤ **Les armatures de peau :**

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Remarque: Compte tenu des ferrailages élevés on augmente les sections des poutres de rigidité tel que : $b_0 = 65 \text{ cm}$, $h_0 = 75 \text{ cm}$.

Les résultats de calcul des semelles à l'ELU sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.3 : Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.

						Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de rigidité (cm ²)		
Axe	B(m)	h ₁ (m)	h _t (m)	L (m)	hp(m)	(A//B) (cm ²)	(A⊥B) (cm ²)	A _{sup} (cm ²)opté	A _{inf} (cm ²)opté	A _t (cm ²)
A	1.55	20	0.35	14	0.75	6.79	2.26	25.13	12.32	6.28
B	2.7	20	0.6	14	0.75	29.45	10.05	64.75	32.24	6.28
C	2.85	20	0.65	14	0.75	34.36	12.06	67.1	37.70	6.28
D	2.8	20	0.65	14	0.75	34.36	12.06	64.75	27.68	6.28
E	2.7	20	0.6	14	0.75	28.27	10.05	57.49	27.68	6.28
F	1.55	20	0.35	14	0.75	8.04	3.39	25.13	12.32	6.28

Le tableau suivant résume le choix du ferrailage des poutres de rigidité :

Tableau VI.4 : Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.

Axe	A _{Sup P.r} (cm ²)	A _{Inf P.r} (cm ²)	(A//B) semelle (cm ²)	(A⊥B) Semelle (cm ²)
A	8HA20=25.13	8HA14=12.32	6HA12=6.79	4HA12=4.52
B	5HA32+5HA25=64.75	5HA25+5HA14=32.24	6HA25=29.45	5HA16=10.05
C	6HA32+6HA20=67.1	12HA20=37.70	7HA25=34.36	6HA16=12.06
D	5HA32+5HA25=64.75	5HA25+5HA14=32.24	7HA25=34.36	6HA16=12.06
E	6HA32+6HA14=57.49	6HA25+6HA14=28.09	9HA20=28.27	5HA16=10.05
F	8HA20=25.3	8HA14=12.32	4HA16=8.04	4HA12=4.52

➤ Vérification des contraintes :

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes du béton et l'acier

Axe	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sup	421.3171	8.95	15	vérifiée	149.63	201.63	vérifiée

A	Inf	210.6585	5.82	15	vérifiée	108.44	201.63	vérifiée
B	Sup	861.1354	14.9	15	vérifiée	307.33	201.63	Non vérifiée
	Inf	430.5677	8.47	15	vérifiée	222.75	201.63	Non vérifiée
C	Sup	912.3523	14.21	15	vérifiée	231.20	201.63	Non vérifiée
	Inf	456.1761	8.45	15	vérifiée	198.66	201.63	vérifiée
D	Sup	898.9276	14.14	15	vérifiée	235.53	201.63	Non vérifiée
	Inf	449.4628	8.76	15	vérifiée	226.87	201.63	Non vérifiée
E	Sup	853.9342	13.90	15	vérifiée	250.08	201.63	Non vérifiée
	Inf	426.9671	8.72	15	vérifiée	245.56	201.63	Non vérifiée
F	Sup	412.0289	7.15	15	vérifiée	146.26	201.63	vérifiée
	Inf	206.0144	4.05	15	vérifiée	106.16	201.63	vérifiée

Les contraintes de l'acier ne sont pas vérifiées donc on recalculé à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\times\bar{\sigma}_s} \quad \alpha = \sqrt{90\beta\frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd\bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes du béton et l'acier

Axe		M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
A	Sup	421.3171	8.28	15	vérifiée	149.63	201.63	vérifiée
	Inf	210.6585	5.15	15	vérifiée	108.44	201.63	vérifiée
B	Sup	861.1354	14.23	15	vérifiée	167.63	201.63	vérifiée
	Inf	430.5677	7.8	15	vérifiée	190.57	201.63	vérifiée
C	Sup	912.3523	13.54	15	vérifiée	169.43	201.63	vérifiée
	Inf	456.1761	7.78	15	vérifiée	198.66	201.63	vérifiée
D	Sup	898.9276	13.52	15	vérifiée	178.61	201.63	vérifiée
	Inf	449.4628	8.09	15	vérifiée	185.77	201.63	vérifiée
E	Sup	853.9342	13.23	15	vérifiée	175.57	201.63	vérifiée
	Inf	426.9671	8.05	15	vérifiée	174.4	201.63	vérifiée
F	Sup	412.0289	6.52	15	vérifiée	146.26	201.63	vérifiée
	Inf	206.0144	3.42	15	vérifiée	106.16	201.63	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

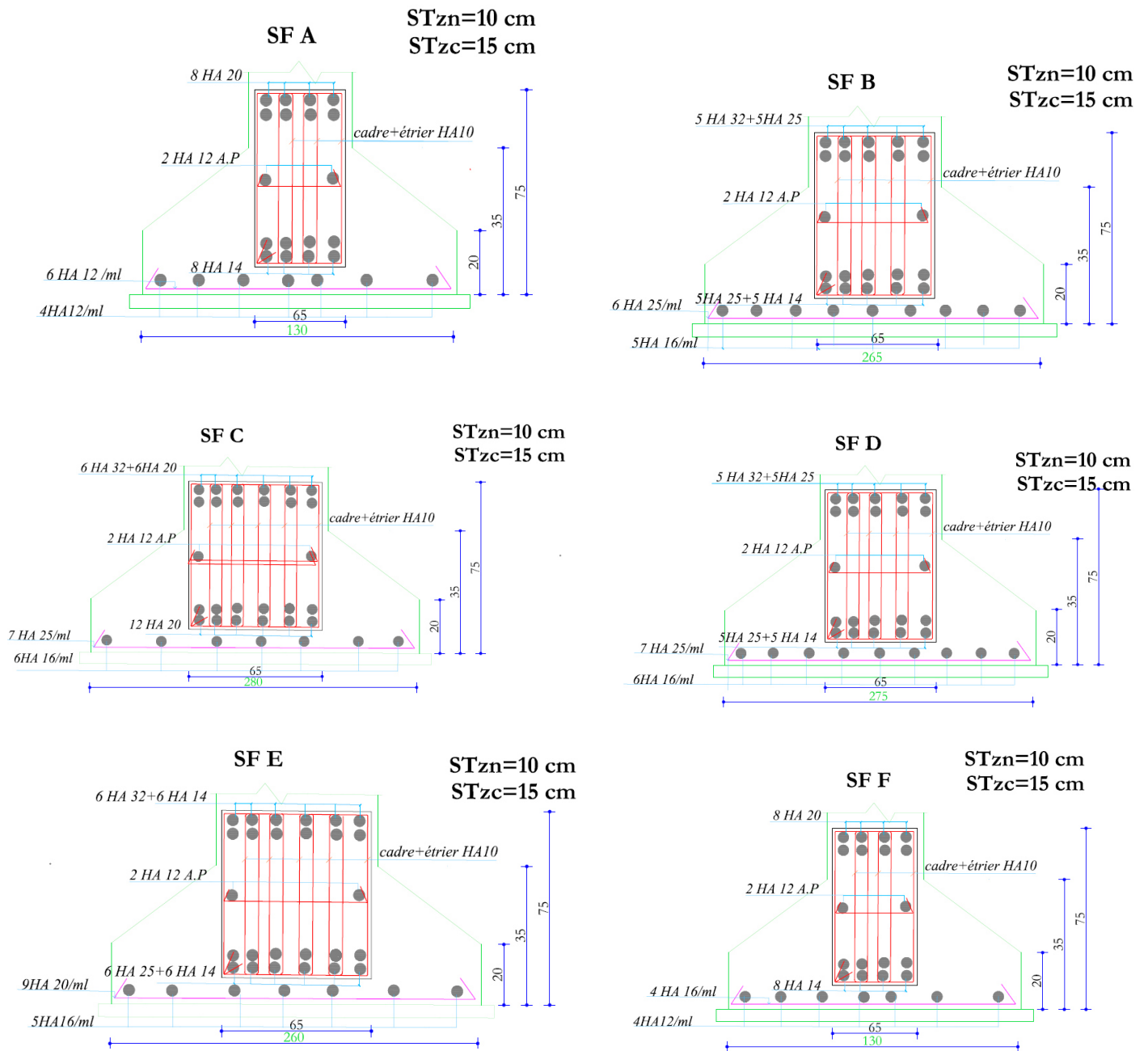


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des différentes semelles filantes.

VI.4 : Les longrines :

➤ Pré dimensionnement des longrines:

Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : 25x30 cm².
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale

$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$ avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15Ø).

➤ **Vérification :**

Nous avons $N=2189.1038$ KN, d'après le RPA on a: $\alpha=15$ en zone II, site S2.

$$F = \frac{2189.1038}{15} = 145.94 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

➤ **Ferrailage :**

A) Armatures longitudinales :

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.14594 \times 1.15}{400} = 4.19 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de : (30×35) cm² → $A_{min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

Choix: 6HA14=9.24 cm²

B) Armatures transversales :

$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier Ø8, pour un espacement de 15cm.

- **Vérification condition de non fragilité:**

$$B = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{9.24 \times 400}{2.1} = 1760 \text{ cm}^2$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

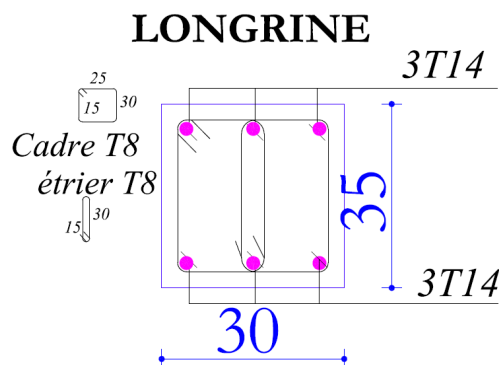


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des longrines.

VI.5 : Etude de mur de soutènement :

➤ **Définition :**

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain.

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

- 1) Murs poids.
- 2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2^{ème} type (Mur en Béton armé), les armatures sont disposées dans les zones tendues, ils sont caractérisés par la possibilité de forme judicieuse, économique et une excellente stabilité.

On adoptera un système de drainage pour l'évacuation des eaux.

on réalise la bêche au-dessous de la semelle pour éviter et minimiser l'effet de glissement du mur.

➤ **Dimensionnement du Mur:**

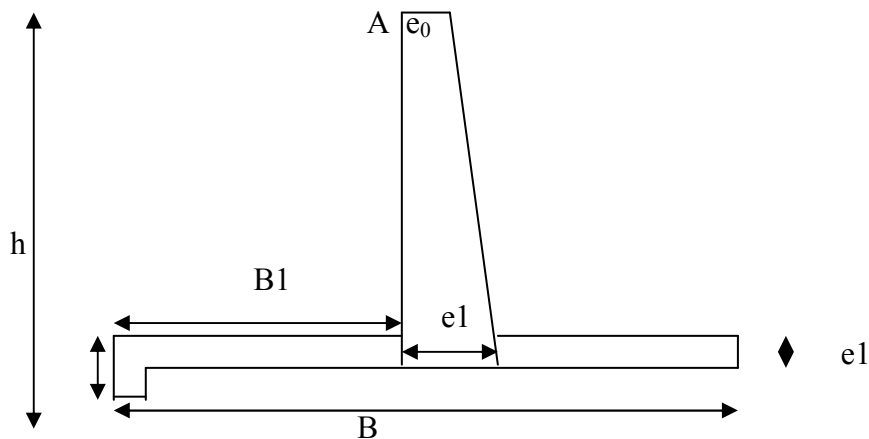


Figure VI.10 : schéma de mur de soutènement

* h : hauteur totale de mur : **h = 5.56 m**

* B : largeur de la semelle : $\frac{H}{2} \leq B \leq \frac{2H}{3} \rightarrow 2.78m \leq B \leq 3.71m$

*e₀ : épaisseur en tête du voile

* e₁ : épaisseur en pied du voile

On adopte : **B = 3.7 m**

Remarque : on majore de 15% la largeur de la semelle ainsi déterminée car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe (d'après le cour ouvrages spécieux).

On adopte : **B = 1.15 × 3.7 = 4.2 m**

*En tête du mur : $e_0 = 20 \text{ cm}$ si $H < 6\text{m}$

$e_0 = 30 \text{ cm}$ si $H > 6\text{m}$

On adopt: $e_0 = 20\text{cm}$

* $e_1 \geq h/12 = 46.33\text{cm}$ on adopt : $e_1 = 50\text{cm}$.

* $h/8 \leq b_1 \leq h/5$

* $0.695 \leq b_1 \leq 1.11$, on adopt: $b_1 = 0.75\text{m}$

$\varphi = 13^\circ$; $\delta = \frac{2}{3} \varphi = 8.67^\circ$; $\gamma_h = 21.5 \text{ KN/M}^3$

➤ **Calcul du Mur à l'état limite ultime :**

Le calcul se fait pour une tranche de 1m.

➤ **Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids) :**

On néglige le poids de la bêche.

Poids de la terre : $p_{s1} = 3 \times 5.06 \times 18 = 273.24 \text{ KN}$, $d1 = 2.7\text{m}$

$p_{s2} = 0.3 \times 5.06 / 2 \times 18 = 13.66\text{KN}$, $d2 = 1.1\text{m}$

Poids de l'écran : $G1 = 0.2 \times 5.06 \times 25 = 25.3 \text{ KN}$, $d3 = 0.8\text{m}$

$G2 = 0.3 \times 5.06 / 2 \times 25 = 18.98 \text{ KN}$, $d4 = 1\text{m}$

Poids de la semelle : $G3 = 0.5 \times 4.2 \times 25 = 52.5 \text{ KN}$, $d5 = 2.1\text{m}$

➤ **Détermination des efforts de renversement (calcul de poussée)**

Poussée des terres :

$$p = \frac{1}{2} k_\gamma \times \gamma_h \times h^2$$

$P = ?$

$k_\gamma = \text{Tg}^2 (\pi / 4 - \varphi / 2)$: coefficient de poussée.

$k_\gamma = 1.06$

$$P = \frac{1}{2} \times 1.06 \times 18 \times (5.06)^2 = 244.26 \text{ KN}.$$

- le point d'application de P est situé au : $\frac{1}{3}$ du bas de l'écran

➤ **Vérification de la stabilité**

a) calcul des moments :

$$M(S_1) = 237.24 \times 2.7 = 737.75 \text{ KN.m}$$

$$M(S_2) = 13.66 \times 1.1 = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M(G_1) = p_1 \times d_1 = 25.3 \times 0.8 = 20.24 \text{ KN.m}$$

$$M(G_2) = p_2 \times d_2 = 18.98 \times 1 = 18.98 \text{ KN.m}$$

$$M(G_3) = p_2 \times d_2 = 52.5 \times 2.1 = 110.25 \text{ KN.m}$$

$$M(p) = p \times h/3 = 244.26 \times 5.56/3 = 452.70 \text{ KN.m}$$

b) stabilité au glissement :

Pour que le mur ne se déplace pas dans le plan de sa fondation. Il faut vérifier la condition suivante :

$$R_V \times \text{tg} \delta / R_H \geq 1.5$$

$$383.68 \times \text{tg} 45 / 244.26 = 1.57 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable vis à vis au glissement.

c) stabilité au renversement :

On vérifie la stabilité au renversement par le coefficient de stabilité renversant qui doit être supérieure à 1,5

$$F_R = \sum M_{\text{stab}} / \sum M_{\text{renver}} \geq 1.5$$

- M_{stab} : Moment stabilisant et due aux forces verticales.
- M_{renver} : Moment renversant est due aux poussées des terres.

$$F_R = 902.25 / 452.70 = 1.9 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable vis à vis au renversement.

d) calcul de l'excentricité (e) :

On calcul (e) par la formule:

$$e_G = M_{\text{stab}} / N_{\text{stab}}$$

on a :

$$R_V = 383.68 \text{ KN}$$

$$R_H = 244.26 \text{ KN}$$

$$M/a = \mathbf{M}_{\text{stab}} - \mathbf{M}_{\text{renver}} \rightarrow M/a = 449.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 1.7 \text{ bar}$$

$$e_G = 449.55 / 383.68 = 1.17 \text{ m}, \quad \frac{b}{3} = \frac{4.2}{3} = 1.4 \text{ m}$$

$e_G < \frac{b}{3}$ donc diagramme des contraintes est triangulaire

➤ **Ferraillage :**

• **Patin**

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{R_V}{2e_G} = \frac{383.68}{2 \times 1.17} = 163.97 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ref}} \times \frac{1}{2} = 82 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{M_{\text{ser}}}{b \times \sigma_s \times d^2} = 1.54 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.199$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} = 7.71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0.1e = 5 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}12$$

• **Ecran**

$$M_{\text{ser}} = M(G_1) + M(G_2) = 20.24 + 18.98 = 39.22 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{M_{\text{ser}}}{b \times \sigma_s \times d^2} = 2.088 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.22$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0.1 \times e = 3 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$$

• **Talon**

$$M_{ser} = \left[163.97 \times \frac{2.7^2}{2} \right] - \left[286.9 \times \frac{3}{2} \right] = -15.34 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times \sigma_s \times d^2} = 8.169 \times 10^{-4}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.148$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_s} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0.1e = 5 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}12$$

➤ Schéma de ferrailage :

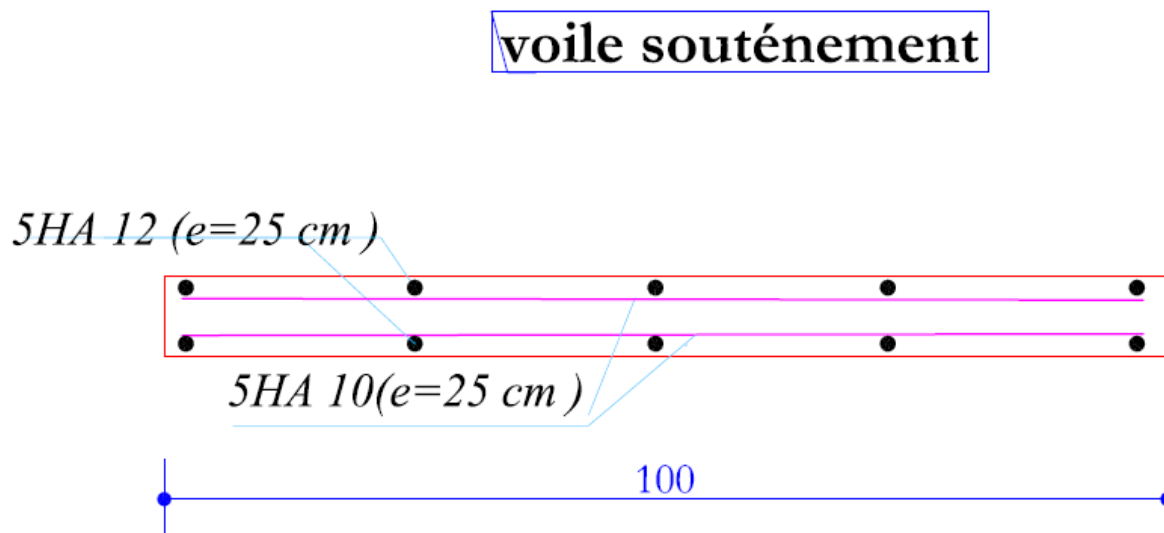


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement.

VI.6 : étude du voile périphérique :

➤ 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, ce dernier aura pour objectif de rigidifier l'infrastructure du bâtiment, 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.

➤ Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=2.5\text{m}$; La longueur $L=4.75\text{m}$; L'épaisseur $e=20\text{ cm}$

➤ **Caractéristiques du sol :**

$\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$: Le poids spécifique ; L'angle de frottement $\varphi = 13^\circ$.

La cohésion $c=0 \text{ KN} / \text{m}^2$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.5 \times 18 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2} \right) = 28.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2} \right) \Rightarrow Q = 6.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

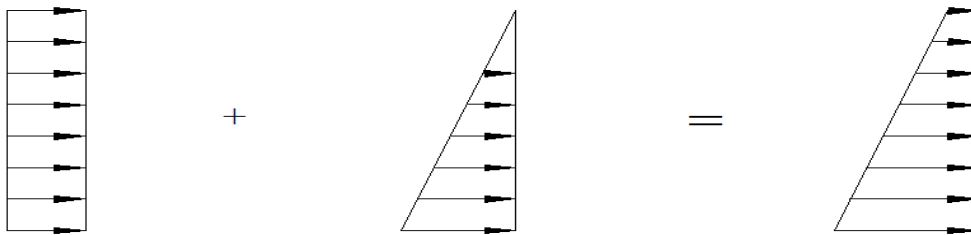
➤ **Calcul du ferrailage :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma(G) \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma(Q)$$

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 9.5$$



$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 47.93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Figure VI.12: Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 47.93 + 9.5}{4} = 38.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 38.32 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x(h) = 2.5 \text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m}$$

$$L_y = 4.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2.5}{4.75} = 0,53 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

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

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

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0922 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0922 \times 38,32 \times 2,5^2 = 22,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 5,52 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 18,77 \text{ m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 4,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -11,04 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ RPA99/2003 ART 10.1.2

➤ **Ferraillage :**

On fait le ferraillage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$

Tableau VI.7 : Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
Travé e	X-X	18.77	0,041	0,052	0,176	3.06	2	5HA10=3.93
	Y-Y	4.14	0,009	0,011	0,179	0.66	2	4HA10=3.14
Appui		-11.04	0,024	0,03	0,178	1.78	2	4HA10=3.14

✓ **Espacements :**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications à l'ELU :**

$$\rho = 0,53 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,53) 100 \times 20 = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{38,32 \times 2,5}{2} \times \frac{4,75^4}{2,5^4 + 4,75^4} = 44,49 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{38,32 \times 4,75}{2} \times \frac{2,5^4}{2,5^4 + 4,75^4} = 6,49 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{44,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,247 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,247 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0961 \\ \mu_x = 0,3949 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 34,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 34.80 + 6.33}{4} = 27.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 27.68 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0961 \times 27.68 \times 2.5^2 = 16.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3949 \times M_{0x} = 6.57 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 14.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -8.32 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots \text{Fissuration tres nuisible}$$

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation	M ^{ser} KN.m	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	
Travée	x-x	14.14	4,05	13686.15	4.18	Vérifiée	215.96 > 201.63
	y-y	4.93	3.67	11319.63	1.59	Vérifiée	93.13 < 201.63
Appui	-8.32	3.67	11319.63	2.70	Vérifiée	158.14 < 201.63	

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée dans la travée XX, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation	M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)
Travée x-x	14.14	4.22	4.52	4HA12	4.12	196.29 < 201.63

➤ **Schéma de ferrailage :**

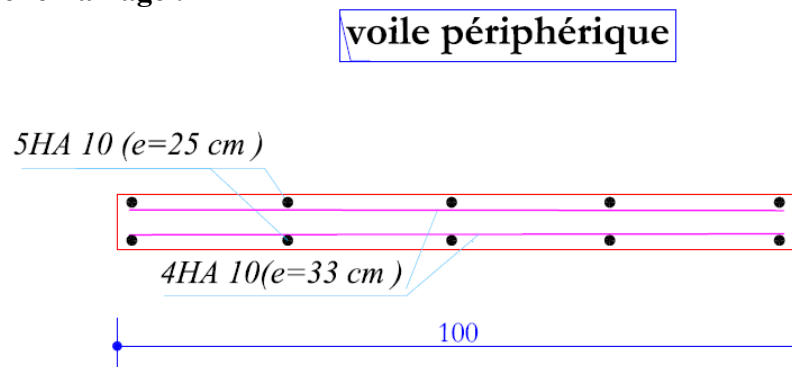


Figure VI.13 : ferrailage du voile périphérique

➤ **Conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ce dernière ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, en suite nous somme passé à un calcul des semelles filantes qui convient a notre structure.

Un mur de soutènement d'une hauteur de 3.06m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur l'entre-sol, ce mur est calculé par la méthode d'ouvrage spécieux.

Conclusion générale



CONCLUSION GENERAL

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 géométrique (plan d'architecture), et des données géotechnique 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 détaillés des matériaux utilisé dans la région et évidemment leur qualités.

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisé par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueurs.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponible nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment.

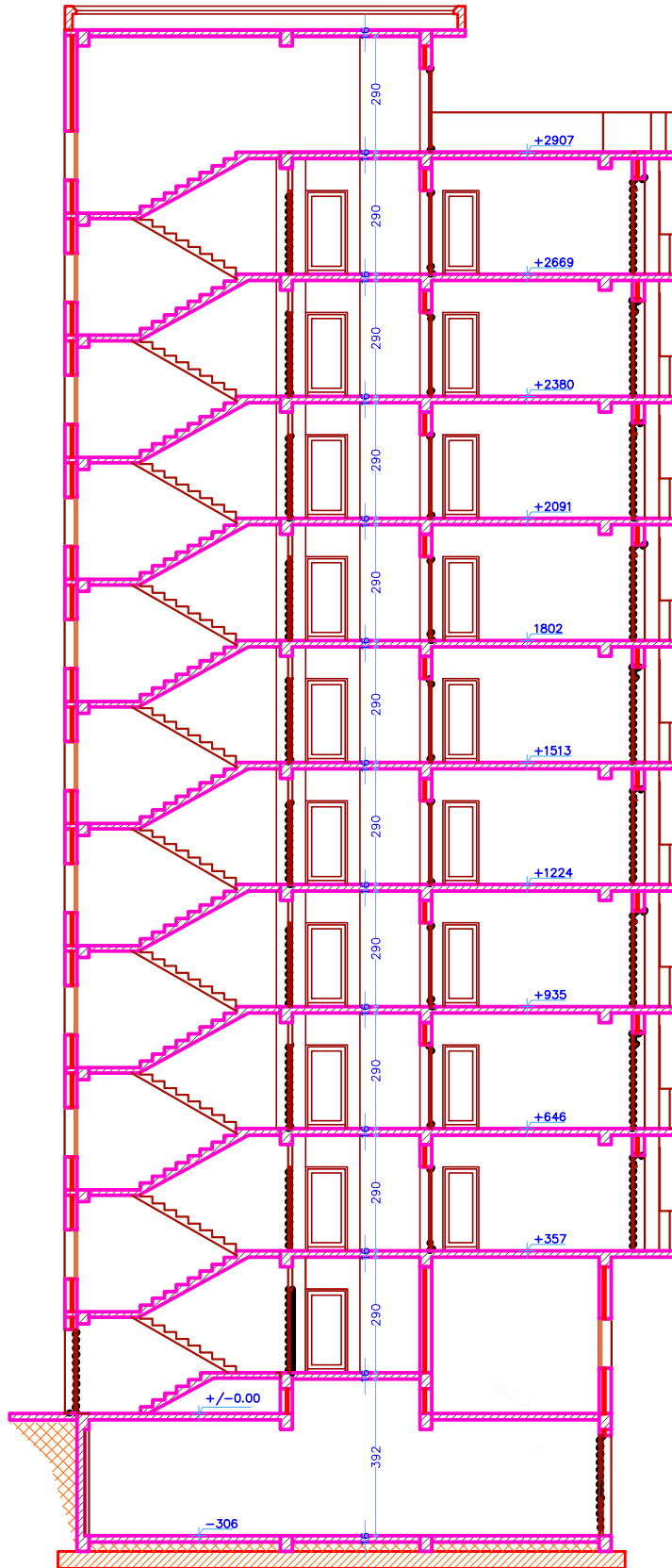
L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer manière complète sans passer par une étude détaillés des déférents éléments, dans le chapitre trois le calculer des éléments du bâtiment nous a donner les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque éléments.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans sur coût important.

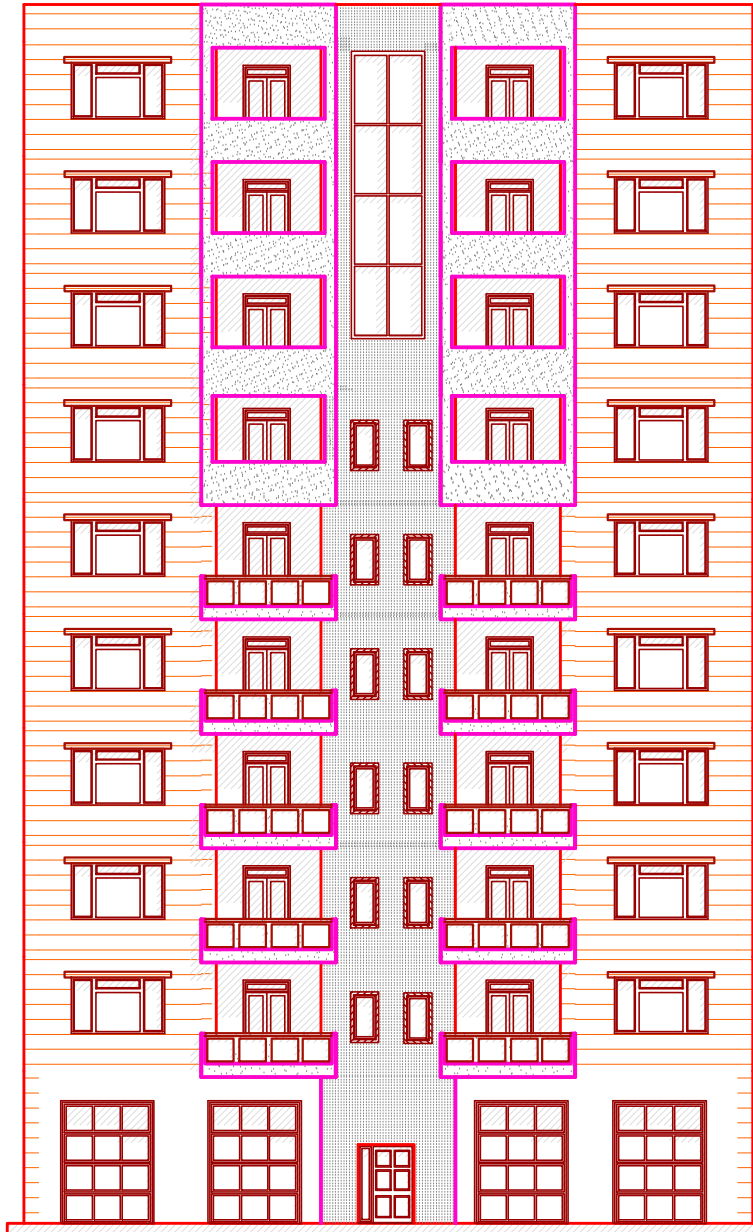
L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en semelle filante du fait de la moyen portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

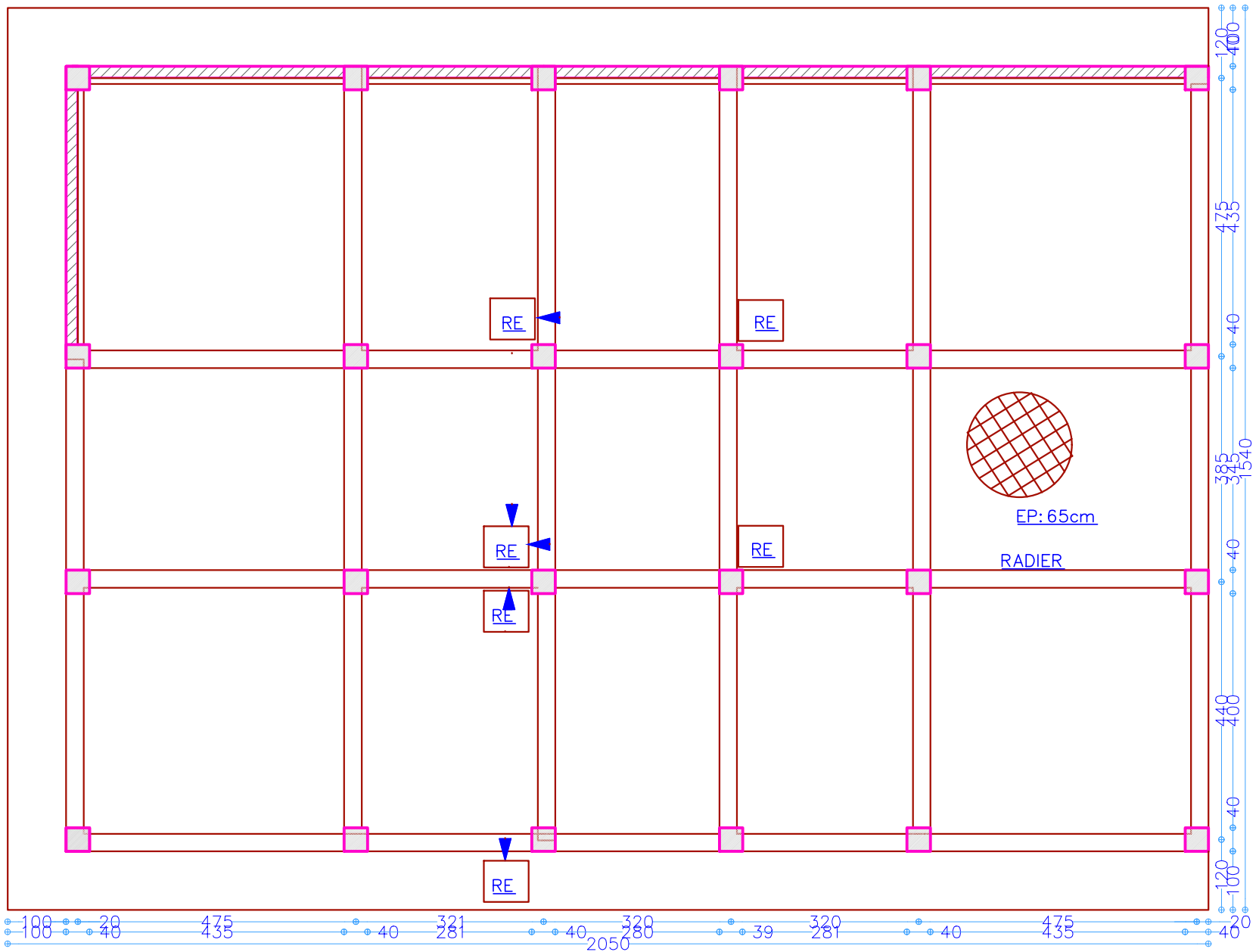
ANNEXES



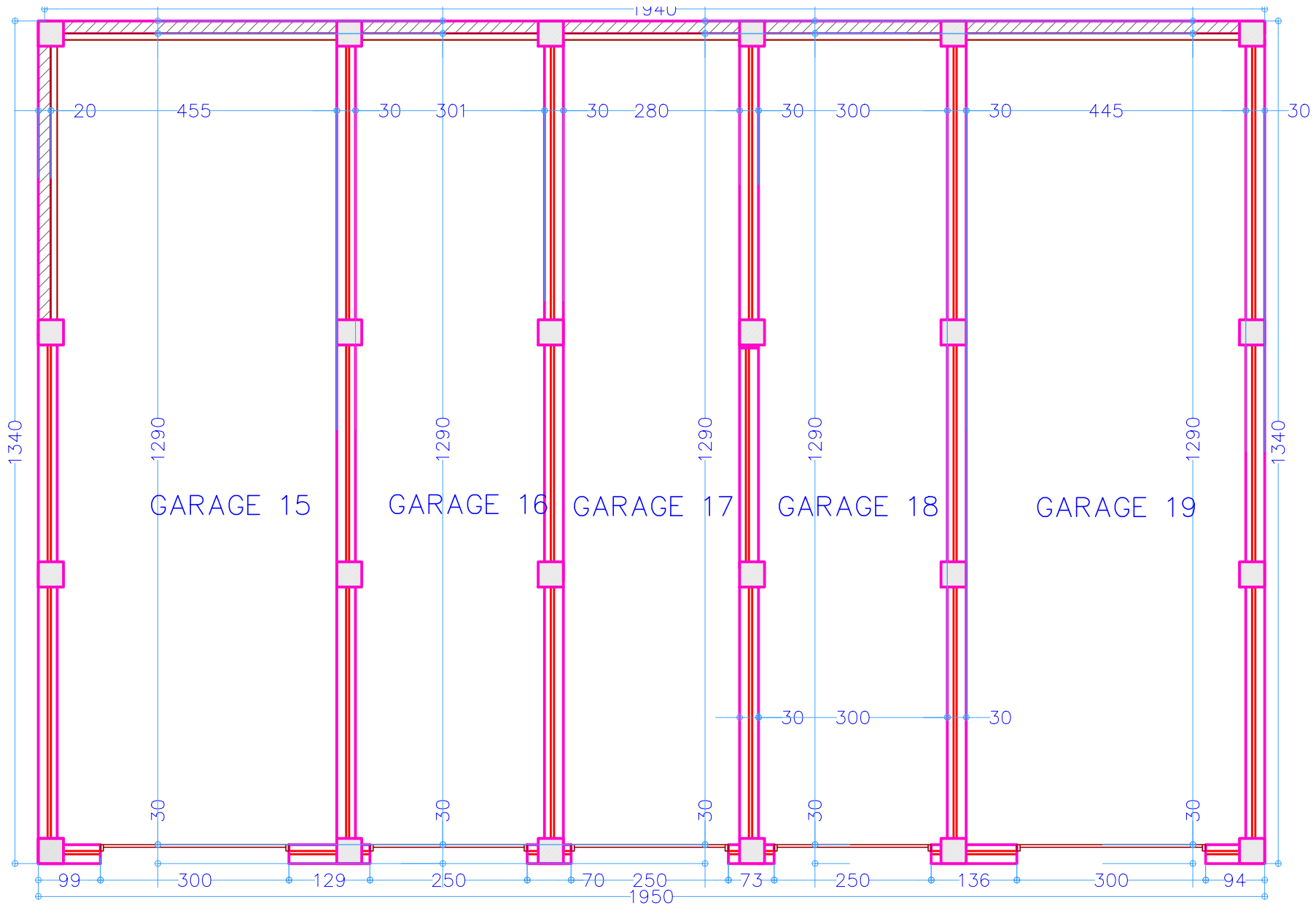
COUPE A-A ECH 1/100



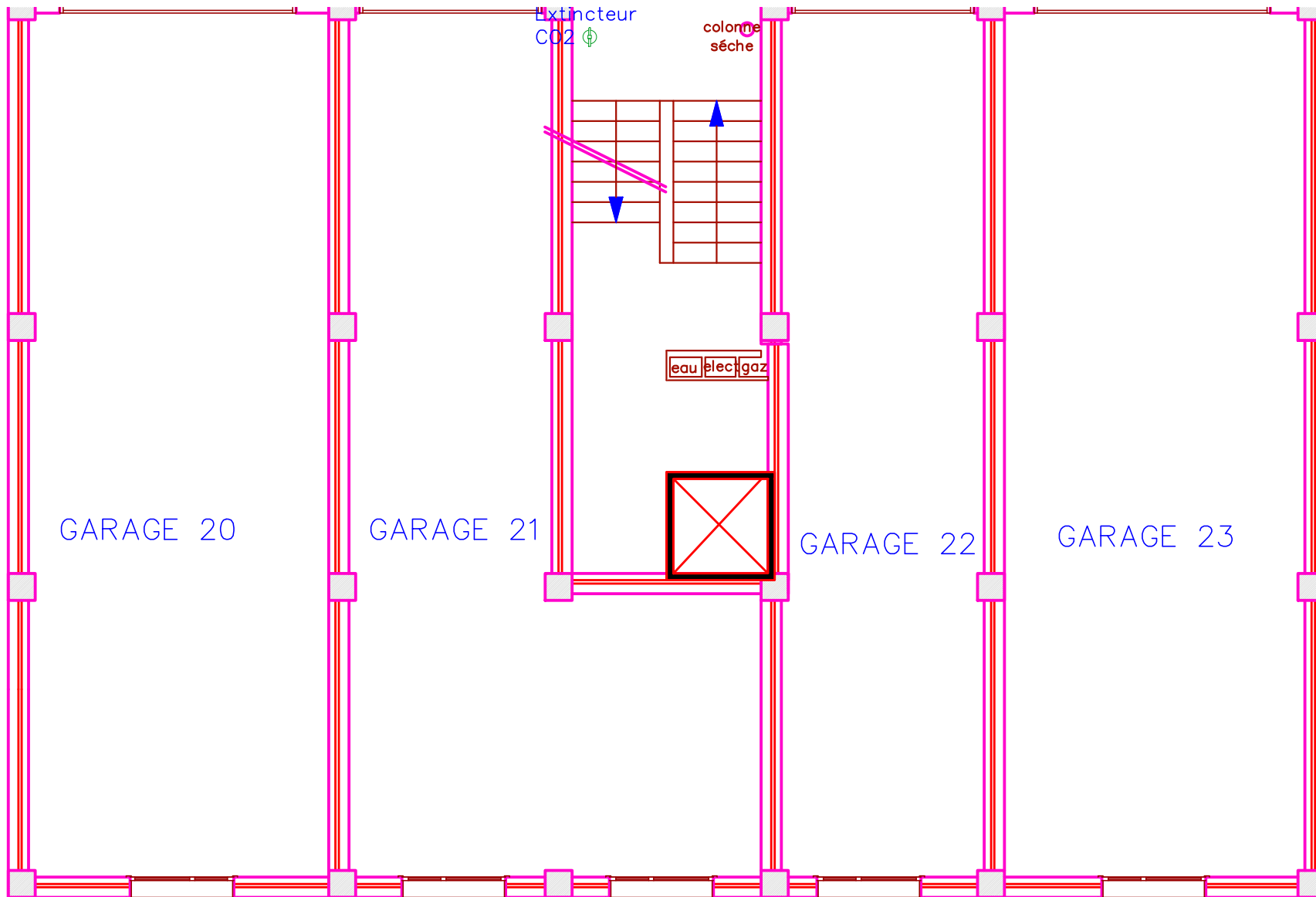
FACADE PRINCIPALE ECH 1/100



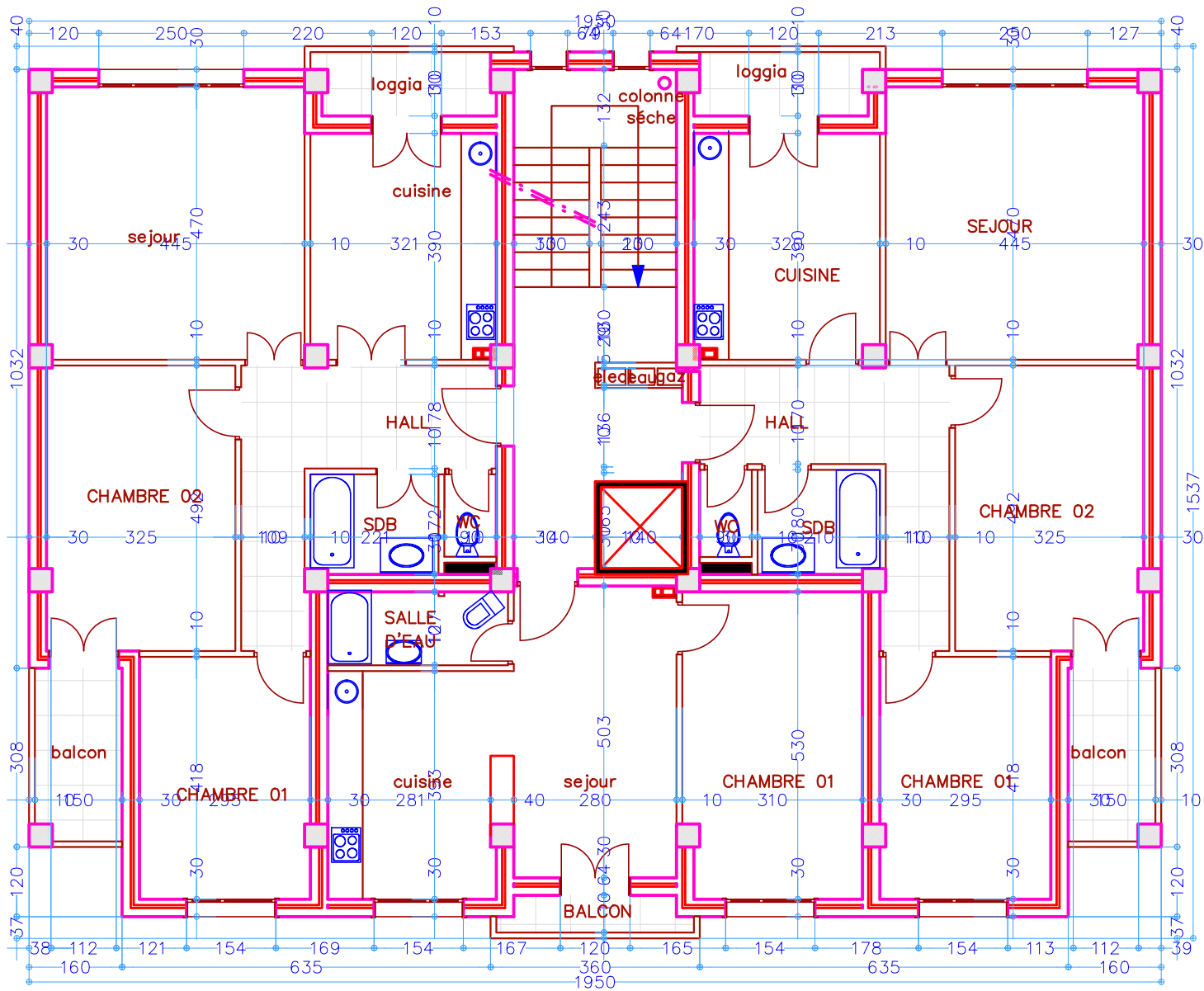
PLAN DE FONDATIONS ECH 1/100



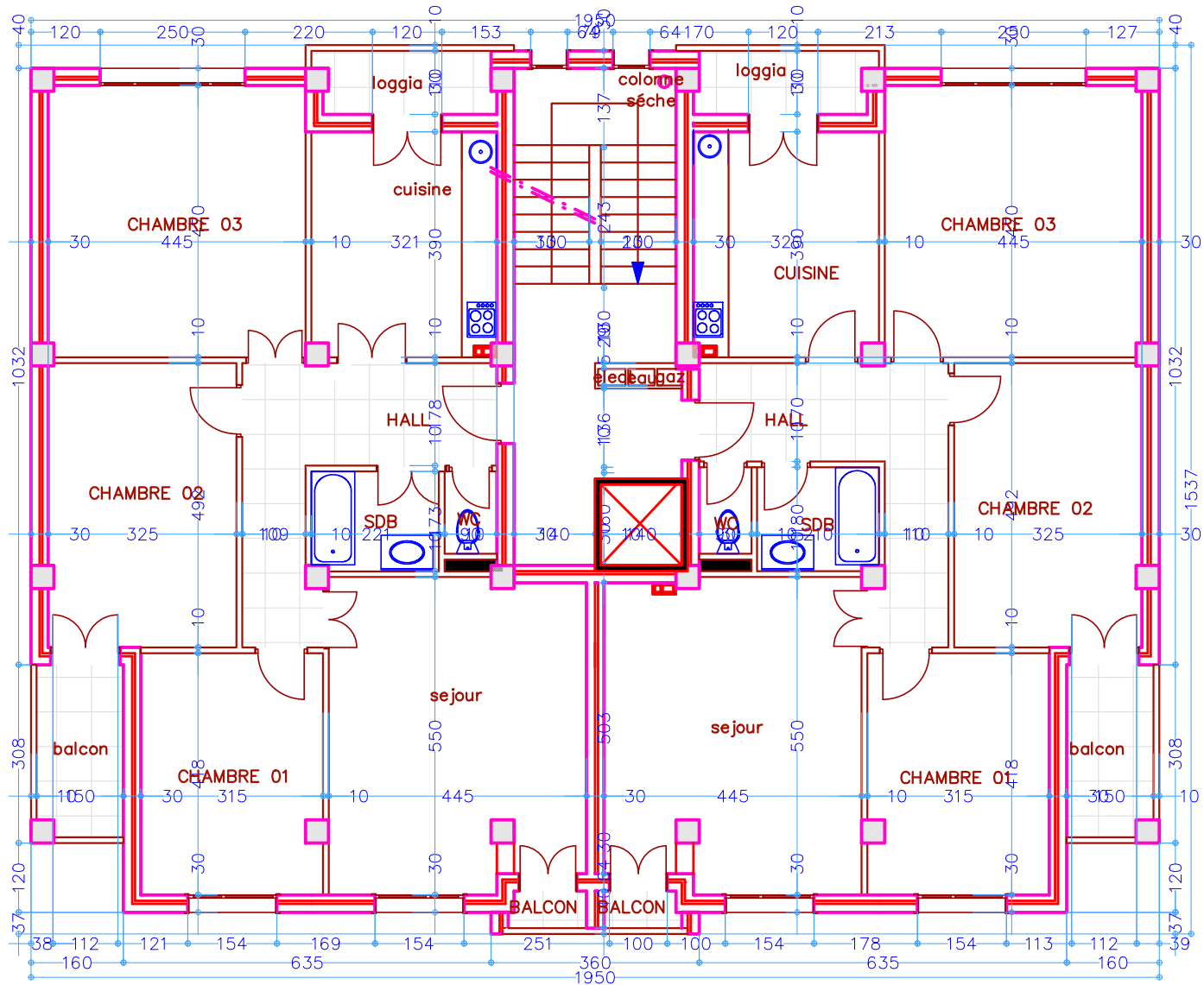
PLAN DE L'ENTRE SOL ECH 1/100



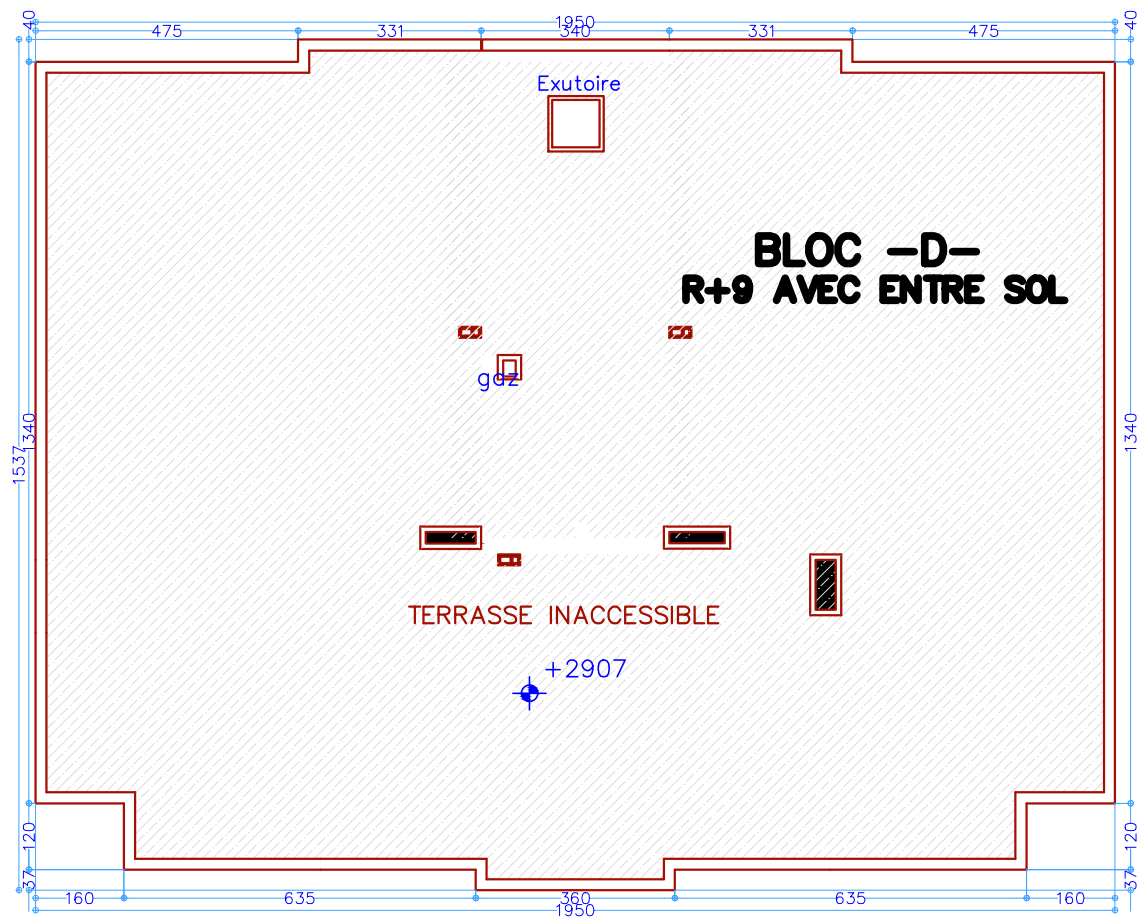
PLAN DU RDC ECH 1/100



PLAN ETAGE (01...07) ECH 1/100



PLAN ETAGE (08/09) ECH 1/100



**BLOC -D-
R+9 AVEC ENTRE SOL**

Exutoire

gcz

TERRASSE INACCESSIBLE

+2907

PLAN DE TOITURE ECH 1/100

Bibliographies

Bibliographies

Les référents règlements utilisés :

- R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)
- BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris Jean-Pierre Mougine, BETON armé.
- C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)
- DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ETABS/Version 16
- Autocade 2016.