



Université Abderrahmane Mira Bejaïa

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

THEME

Etude d'un bâtiment(R+9+sous-sol) en Béton Armé

MEMBRE DE JURY

- Mr Attal riadh
- Mme bousaa leila

Réalisé Par :

- Lounis Amazigh
- Khereddine Lounes

Encadré Par :

Mr M.serikma

Table des matières

Chapitre I : Généralités

1	Introduction.....	1
2	Présentation du projet	1
2.1	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
2.2	Données géotechnique du site	2
3	Éléments de la structure	2
3.1	Plancher	2
3.2	Les escaliers.....	3
3.3	Maçonnerie	4
3.4	L'ascenseur.....	4
3.5	L'acrotère.....	4
3.6	L'infrastructure	4
4	Règlements et normes utilisés :.....	4
5	Méthode de calcul	5
5.1	Etat limite ultime ELU	5
5.2	Etat limite service ELS	5
6	Caractéristiques des matériaux utilisés	6
6.1	Béton.....	6
6.2	Acier	7

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

1	Introduction	8
2	Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	8
2.1	Pré dimensionnement des planchers.....	8
2.1.1	Plancher à corps creux.....	8
2.1.2	Les dalles pleines	12
2.2	Calcul des dalles pleines :.....	13
2.3	Les Poutrelles :	14
2.4	Les Escaliers :.....	15
2.4.1	Définition :	15
2.4.2	Dimensionnement :	15
2.5	Type (1) Escalier de sous-sol (à 3 volées) :.....	15

2.5.1	Première volée :.....	15
2.5.2	2 ^{ème} volée :.....	16
2.5.3	3 ^{ème} volée :.....	17
2.6	Type (2) Escalier RDC (à 2 volées) :	18
2.6.1	Première volée :.....	18
2.6.2	2 ^{ème} volée :.....	19
2.7	Type (3) Escalier 1 ^{er} étage : (à 3 volées) :	20
2.7.1	Première volée :.....	20
2.7.2	2 ^{ème} volée (1 ^{er} étage) :.....	21
2.7.3	3 ^{ème} volée (1 ^{er} étage) :.....	22
2.8	Type (4) Escalier 2 ^{ème} jusqu'au 9 ^{ème} étage : (à 2 volées) :	23
2.8.1	Première volée :.....	23
2.8.2	2 ^{ème} Volée	23
2.9	Acrotère	24
2.9.1	Hypotheses de calcul	25
2.9.2	Evaluation des charge et surcharges :.....	25
3	Pré dimensionnement des éléments structuraux :	25
3.1	Les poutres :.....	25
3.1.1	Définition :	25
❖	Poutres principales :	26
❖	Poutres secondaires :.....	26
3.2	Les voiles	26
3.3	Pré dimensionnement des poteaux	27
4	Evaluation des charges et surcharges :	28
4.1	Pré dimensionnement du poteau C2 :.....	31
4.2	Poids propre des poutres :.....	33
4.3	Poids propre des murs :	33
4.3.1	Pour étage courant (2 à 9) :	33
4.3.2	Pour 1 étage :.....	33
4.3.3	Pour RDC :	33

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

1	Introduction :.....	41
2	Etude des planchers :.....	41
2.1	Plancher à corps creux :.....	41

2.1.1	Calcul des poutrelles :	41
2.1.2	Vérification a L'ELU :	49
2.1.3	Vérification à l'ELS :	50
2.1.4	Ferraillage de la dalle de compression :	55
3	Planchers à dalles pleines :	57
3.1	Calcul des sollicitations	58
3.2	Calcul de ferraillage :	58
3.3	Vérification à ELU :	58
3.3.1	L'effort tranchant	58
3.4	Vérification à ELS :	58
3.4.1	Etat limite de déformation	58
3.5	Schéma de ferraillage	59
4	Etude des escaliers :	59
4.1	Escalier premier étage a 3 volée :	59
4.1.1	1 ^{er} volée :	59
4.1.2	Vérification de la flèche :	64
4.1.3	Vérification à l'ELU :	65
4.1.4	Vérification a l'ELS :	65
5	Etude de la poutre brisée	65
5.1	Dimensionnement :	65
5.2	Vérification selon RPA :	66
5.3	Détermination des charges :	66
5.4	Calcul des sollicitations :	67
5.4.1	ELU :	67
5.4.2	ELS :	67
5.4.3	Vérification de la contrainte de cisaillement :	67
5.4.4	Ferraillage de la poutre brisé :	69
6	Etude de l'ascenseur :	71
6.1.1	Etude de dalle de la salle de machine :	71
6.1.2	Evaluation des moments sous charge concentrée M_x1 et M_y1 du système :.....	72
6.1.3	Les moments due aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretiens :...	72
6.1.4	Résultat des moments :	73
6.1.5	Vérification à l'ELS :	74
6.1.6	Dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :	75
7	Etude de l'acrotère :	77

7.1	Hypothèses de calcul	77
7.2	Evaluation des charges et surcharges :	77
7.2.1	Calcul des sollicitations :	78
7.2.2	Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :	78
7.3	Ferraillage de l'acrotère :	79
7.3.1	Calcul à l'ELU :	79
7.4	Schéma de ferraillage de l'acrotère	81

CHAPITRE IV : Etude Dynamique

1	Introduction.....	83
2	Méthode de calcul	83
2.1	Méthode statique équivalente :	83
2.2	Méthode d'analyse modale spectrale :	83
3	Modélisation :	84
4	Méthode de calcul des forces sismiques :	84
4.1	Calcul de la période fondamentale de la structure :	86
4.2	La force sismique statique totale à la base de la structure :	86
4.3	Spectre de réponse de calcul :	87
5	La disposition des voiles	88
5.1	Période de vibration et participation massique :	91
6	Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	91
6.1	Justification de l'interaction voiles-portiques :	91
6.2	Vérification de l'effort normal réduit	93
7	Justification vis-à-vis des déformations :	93
8	Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	94
9	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	96

Chapitre V : Etude des éléments principaux

1	Introduction	98
2	Etude des poteaux.....	98
2.1	Recommandations et exigences du RPA99/2003	98
2.2	Sollicitations de calcul.....	100
2.3	Calcul du ferraillage	101
2.4	Vérifications nécessaires	102

2.4.1	Vérification au flambement.....	102
2.4.2	Vérification des contraintes.....	104
2.4.3	Vérification des contraintes de cisaillement.....	105
3	Etude des poutres	105
3.1	Recommandations et exigences du RPA99/2003	105
3.1.1	Armatures longitudinales :	105
3.1.2	Armatures transversales :	106
3.1.3	L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : 106	
3.1.4	Calcul de ferrailage	107
4	Vérification de la zone nodale :.....	111
5	Etude des voiles.....	115
5.1	Introduction	115
5.2	Recommandation du RPA99/2003	116
5.3	Exemple de calcul.....	117
5.3.1	Calcul des contraintes :	117
5.4	Ferrailage des voiles	119

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

1	Introduction.....	124
2	Choix du type des fondations.....	124
3	Combinaisons du calcul :	124
4	Calcul de la surface des fondations.....	124
5	Vérification de la semelle filante	125
6	Dimensionnement de la poutre de rigidité	126
6.1	Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante.....	127
6.2	Calcul de ferrailage de la semelle filante.....	128
6.3	Vérification des contraintes	130
6.4	Schéma de ferrailage	130
7	Etude des longrines :	131
7.1	Pré dimensionnement des longrines	131
7.2	Vérifications	131
7.3	Ferrailage de la longrine	132
7.4	Schéma de ferrailage	132
8	Etude du mur de soutènement.....	133

8.1	Introduction	133
8.2	Dimension du mur de soutènement	133
8.3	Evaluation des charges et surcharges	133
8.4	Ferraillage du mur	134
8.5	Schéma de ferraillage	136

Table des figures

Figure I.1 : Élément d'un plancher à corps creux.	3
Figure I.2. Coupe schématique d'un escalier	3
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation de béton.....	6
Figure I.4 Diagramme contraintes-déformation de l'acier	6
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	8
Figure.II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles pour étage (2 à 9).....	9
Figure.II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles pour étage 1	10
Figure.II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC.	10
Figure II.12 : Acrotère	21
Figure II.13 Schéma d'un plancher d'étage courant	26
Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.42	
Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.	42
Figure III.3. Poutrelles Type2.	45
Figure.III.4 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis perpendiculaire	58
FigIII.5 Vue en plan et coupe en élévation de l'escalier principal.....	59
FigureIII.6 Schéma statique de la volée 1.....	59
Figure III.7. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée 1 ^{er} étage	62
FigureIII.8 Schéma statique de la volée 2 du 1 ^{er} étage.....	63
FigureIII.9 Schéma statique de la poutre brisée du 1 ^{er} étage	65
Figure III.10 Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée étage 1.....	69
Figure III.11 Schéma de ferrailage de la 3 ^{ème} volée du 1 ^{er} étage	70
Figure III.12 Schéma de ferrailage de la poutre brisé	70
Figure III.13 Schéma de ferrailage de la salle de machine de l'ascenseur.	75
Figure III.14 Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.	77
Figure III.15 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	81
Figure IV.1. Spectre de réponse selon (x-x)	87
Figure IV.2. Spectre de réponse selon (y-y)	87
Figure IV.3. Disposition des voiles	88
Figure IV.4. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16.....	89
Figure IV.5. 1er mode (translation suivant y-y).....	90
Figure IV.6. 2em mode (translation suivant x-x)	90
Figure IV.7. 3em mode (Rotation selon l'axe z-z).....	91
Figure V.1. Zone nodale	111

Figure V.2. Répartition des moments dans les zones nodales	111
Figure V.3. Schéma de ferrailage des voiles Vy2, Vy3, Vy4 au niveau Sous-sol.....	123
Figure VI.1 Illustration des différents types de portique	125
Figure VI.2. Coupe transversale d'une semelle filante	127
Figure VI.3 Schéma statique de la poutre de rigidité.	128
Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	130
Figure VI.5.Schéma de ferrailage horizontal de la semelle.....	131
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la longrine.	131
Figure VI.7 Schéma représentatif du voile périphérique.....	132
Figure VI.8 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	133
Figure VI.9 Ferrailage du voile périphérique.	135

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Les différents types des panneaux de dalles	11
Tableau II.2 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1 (sous-sol)	14
Tableau II.3 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2 (sous-sol)	15
Tableau II.4 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 3 (sous-sol)	16
Tableau II.5 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1 (RDC)	16
Tableau II.6 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2 (RDC)	17
Tableau II.7 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1 (1 ^{er} étage).....	18
Tableau II.8 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2 (1 ^{er} étage).....	19
Tableau II.9 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 3 (1 ^{er} étage).....	20
Tableau II.10 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2(2 ^{ème} jusqu'au 9 ^{ème} étage).....	21
Tableau II.11 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2(2 ^{ème} jusqu'au 9 ^{ème} étage).....	21
Tableau II.12. Evaluation des charges verticales	22
Tableau II.13. Pré dimensionnement de différentes poutres.....	23
Tableau II.14. La représentation des dimensions des voiles.....	24
Tableau II.15 : Les sections des poteaux	25
Tableau II.16 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux	26
Tableau II.17 Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux (2).	27
Tableau II.18 Evaluation des charges revenant au Balcon	28
Tableau II.19 Evaluation des charges revenant au Escalier dalle pleine (palier).....	28
Tableau II.20 Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine	29
Tableau II.21. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs.	29
Tableau II.22. Evaluation des charges revenant aux murs intérieurs	29
Tableau II.23 Descente de charge du poteau C2.....	32
Tableau II.24. Descente de charge du poteau F2	34
Tableau II.25 Vérification des poteaux a la compression simple	36
Tableau II.26. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau	38
Tableau II.27. Résultats de vérification aux exigences de RPA pour le poteau C2.....	39
Tableau II.28. Caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux	39
Tableau III.1. Type de poutrelles	44
Tableau III. 2: Les sollicitations max dans la poutrelle type (2) RDC.....	48
Tableau III.3.Sollicitations max des poutrelles de tous les étages	54
Tableau III.4.Ferrailage des poutrelles de tous les étages	55

Tableau III.5 : Vérification des contraintes à l'ELS	55
Tableau III.6 : Vérification de la flèche des poutrelles étage bureau.....	56
Tableau III.8. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.	56
Tableau III.9. Calcul des sollicitations dans la dalle pleine 5.....	57
Tableau III.10. Calcul des ferrailages de la dalle pleine 5.....	58
Tableau III.11. Vérification des contraintes dans le béton.	58
Tableau III.12. Calcul des sollicitations	60
Tableau III.13. Ferrailage des escaliers.	60
Tableau III.14. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.....	61
Tableau III.15. Tableau des résultats de la flèche.	62
Tableau III.16. Les sollicitations dans la 3 ^{ème} volée.....	63
Tableau III.17. Ferrailage de la 3 ^{ème} volée.....	63
Tableau III.18. Armatures de répartitions.....	63
Tableau III.19. Contrainte dans le béton.	63
Tableau III.20. Vérification de la flèche.....	63
Tableau III.21. Les sollicitations dans la 2 ^{ème} volée.....	64
Tableau III.22. Ferrailage de la 3 ^{ème} volée.....	64
Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant.....	64
Tableau III.24. Vérification de l'espacement.....	64
Tableau III.25. Vérifications des contraintes dans le béton.....	65
Tableau III.26 Les sollicitations dans la poutre brisée.	66
Tableau III.27. Ferrailage de la poutre brisée	67
Tableau III.28. Sollicitation sous charges concentré.....	72
Tableau III.29. Sollicitation sous charges répartie.	72
Tableau III.30. Superposition des moments sous charge répartie.....	72
Tableau III.31. Les moments corrigés	73
Tableau III.32. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	73
Tableau III.33 Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS	73
Tableau III.34 Ferrailage dalle d'ascenseur.....	75
Tableau III.35 Vérification des contraintes dans le béton	76
Tableau III.36 Les sollicitations de l'acrotère.	77
Tableau III.37 Ferrailage à l'ELU de l'acrotère.....	78
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	85
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.	91
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	92

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.	92
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	93
Tableau IV.6. Vérification des déplacements selon (x-x)	94
Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon (y-y)	94
Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	95
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis l'équilibre de la structure.....	96
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux	97
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	99
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	100
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	101
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux	102
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	103
Tableau V.6. Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux	104
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux	105
Tableau V.8. Sollicitations maximales dans les poutres.	107
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	108
Tableau V.10. Vérifications des contraintes tangentielles.....	110
Tableau V.11. Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement	110
Tableau V.12. Vérifications de l'état limite de compression du béton	110
Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux.....	112
Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales	112
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	112
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	112
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principal après l'augmentation de la section d'acier.....	113
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	113
Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poutres principales.	114
Tableau V.20. Schéma de ferrailage des poutres Secondaire.	114
Tableau V.21. Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux	115
Tableau V.22. Sollicitation et ferrailage des voiles Vy1.	121
Tableau V.23. Sollicitation et ferrailage des voiles Vy2, Vy3, Vy4.....	121
Tableau V.24. Sollicitation et ferrailage des voiles Vy5.....	122
Tableau V.25. Sollicitation et ferrailage des voiles Vx1, Vx2	122
Tableau VI.1 La somme des efforts normaux à l'ELS dans les différents types de portique.	125
Tableau VI.2. Vérification de semelle Filante à l'ELS	129

Tableau VI.3. Recalcule des contraintes à l'ELS.....	130
Tableau VI.4 Calcul des moments	133
Tableau VI.5. Calcul de ferrailage du panneau à l'ELU.....	133
Tableau VI.6.Vérification des contraintes à l'ELS.....	134
Tableau VI.7. Calcul des armatures à l'ELS.....	135

Remerciements

Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui on voudra témoigner toute notre gratitude.

Ce travail n'aurait pu avoir le jour sans l'aide généreuse, la patience étendue, les conseils judicieux et le soutien indéfectible de Mr Serikma qui a contribué à alimenter notre réflexion.

Une pensée particulière pour tous-tes nos ami-e-s et collègues qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche, pour leur confiance et leur soutien inestimable.

On aimerait exprimer notre gratitude aux membres de jury qui ont pris le temps de discuter notre sujet, et d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Aux professeurs de l'université de Bejaïa Targa Ouzemour, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nos vifs remerciements à nos familles respectives qui nous ont toujours encouragé et soutenu tout au long de nos études.

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil incarne l'union entre créativité et savoir-faire, dédiée à l'élaboration, à la construction et à l'entretien des fondations de notre monde moderne. C'est une fusion d'art et de science, où chaque structure conçue est une œuvre d'ingénierie unique, conçue pour résister aux forces de la nature tout en servant les besoins de la société. Cette discipline tire parti de l'ingéniosité humaine pour façonner des infrastructures qui traversent les époques, tout en s'engageant à préserver notre planète pour les générations futures.

L'Algérie est un pays qui se situe en Afrique du nord avec une superficie qui dépasse les 2 millions Km² caractérisé par une diversité géographique allant des côtes méditerranéennes aux vastes déserts du Sahara. En raison de sa localisation, l'Algérie est sujette à des phénomènes sismiques, principalement le long de sa frontière nord, où la plaque eurasiatique rencontre la plaque africaine, et les zones sismiques en Algérie sont principalement concentrées le long de la région nord du pays, en particulier dans les régions côtières et montagneuses.

Les séismes et le génie civil sont étroitement liés car les tremblements de terre peuvent causer des dommages considérables aux infrastructures. Ainsi, le génie civil intègre des principes de conception parasismique pour rendre les bâtiments plus résistants. Les normes de construction intègrent des exigences parasismiques, et les ingénieurs civils réalisent des études de risques pour évaluer les dangers potentiels. De plus, le génie civil implique le renforcement des infrastructures existantes et la gestion des catastrophes en cas de séisme, contribuant ainsi à une réponse efficace et à une reconstruction durable après un événement sismique.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+9 avec sous-sol) à usage d'habitation, Il est contreventé par un système (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement ?

Quelle sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?

Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Introduction générale

Afin de répondre à ce problématique, nous avons décidé qu'il serait judicieux de diviser notre tâche en 6 parties, dont les trois premiers chapitres consistent à la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre quatre on s'intéresse à l'étude dynamique et la disposition des voiles de contreventement. Une fois que la disposition adéquate est sélectionnée, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre, et ensuite une conclusion générale

Chapitre I : Présentation du projet

Chapitre I : Généralités

1 Introduction

L'expertise d'un ingénieur en génie civil est cruciale pour assurer la réussite d'un projet. Dans ce chapitre, nous explorons en détail les aspects géométriques du projet, car une compréhension précise de sa structure et de ses dimensions est essentielle pour garantir sa stabilité et sa fonctionnalité optimales. De plus, nous examinons attentivement les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, car cela influe directement sur la durabilité, la résistance et la sécurité de l'ouvrage. En combinant une analyse approfondie de ces caractéristiques, l'ingénieur peut prendre des décisions éclairées tout au long du processus de conception et de construction, assurant ainsi la qualité et la fiabilité du projet final.

2 Présentation du projet

Notre projet consiste à l'étude d'une structure (R+9 + entre sol), a usage d'habitation, implanté à Bejaïa wilaya de BEJAIA, promotion immobilière EPLF situé au Boulevard KRIM BELKACEM à Iheddaden, Bloc G, la région est classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- **Dimension En élévation**

- ✓ Hauteur du sous-sol : 4,86 m
- ✓ Hauteur du RDC : 5,34 m.
- ✓ Hauteur étage courant : 3,06 m.
- ✓ Hauteur totale : 37,74m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.60 m.

- **Dimension En plan :**

Longueur en plan : 26,70 m

Largeur en plan : 21.15m

2.2 Données géotechnique du site

Le terrain devant recevoir le projet **suscité** se trouve à l'enceinte du siège ex-jute, il est plat et limité comme suit :

- Au nord par la rue Boumdaoui
 - Au sud par la BNA
 - A l'ouest par le boulevard Krim Belkacem
 - A l'est par la route Aurès
- Le sol est classé en catégorie S1 (site Rocheux) d'après le RPA99/2003
- Une contrainte de sol $Q_{adm} = 1,5$ bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2 m
- Les analyses chimiques indiquent que le sol ne représente aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

3 Éléments de la structure

3.1 Plancher

Les planchers constituent une composante horizontale essentielle dans la construction, ayant pour rôle de séparer les différents niveaux d'un bâtiment et remplissant plusieurs autres fonctions cruciales :

- Résistance : Les planchers doivent supporter leur propre poids ainsi que les charges supplémentaires des étages, tout en transmettant ces charges aux éléments structuraux sous-jacents.
- Isolation thermique et acoustique : Ils contribuent à maintenir une isolation efficace entre les différents niveaux, tant sur le plan de la chaleur que du son.
- Étanchéité : Les planchers assurent une barrière contre l'eau, l'humidité et offrent une protection contre les incendies.
- Contribution à la stabilité structurelle : Ils participent à la résistance aux forces horizontales exercées sur les murs et les ossatures du bâtiment.

Bien sûr, voici une reformulation plus élaborée et expressive

Au cœur de notre structure, se déploient deux types de planchers, chacun arborant sa propre identité :

- ✓ **Le plancher à corps creux** : Tel un orchestre harmonieux, il se compose d'une dalle de compression reposant gracieusement sur des poutrelles, assurant ainsi une transmission fluide des charges aux éléments porteurs, dans une danse de solidité et d'efficacité.
- ✓ **Le plancher en dalle pleine** : Telle une œuvre d'art coulée sur place, cette dalle se dresse majestueusement, trouvant son utilité tant dans l'ascension verticale des ascenseurs que dans l'audacieuse extension des portées, offrant ainsi une plateforme de confiance et de stabilité, où l'espace défie la gravité avec élégance.

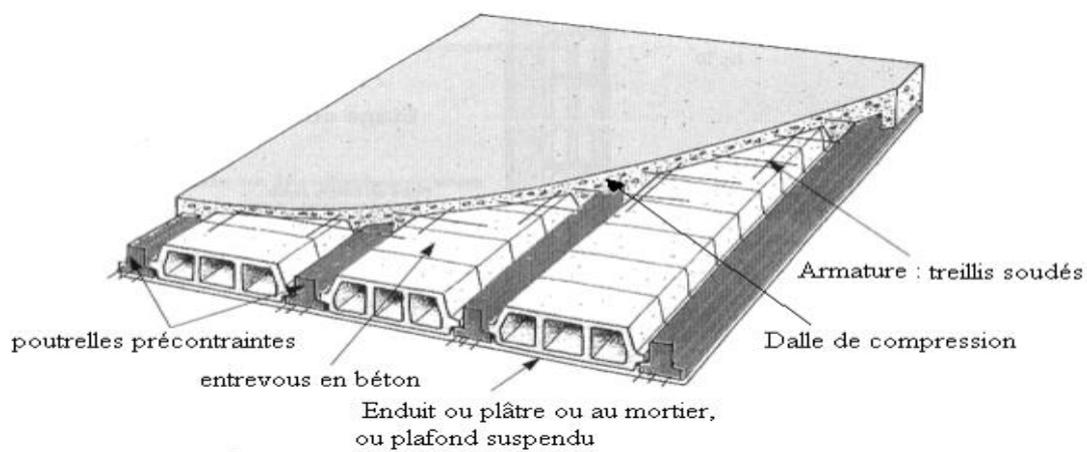


Fig.I.1 : Élément d'un plancher à corps creux.

3.2 Les escaliers

L'escalier, par sa composition subtile de marches, de contremarches et de paliers, se révèle comme une pièce maîtresse de l'architecture.

Dans notre édifice, On a deux types distinctes de cet élément essentiel.

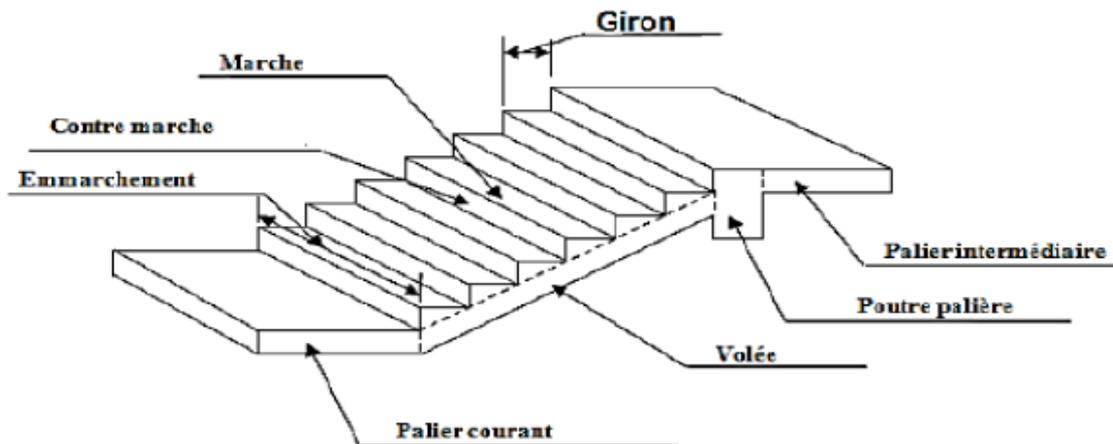


Figure I.2. Coupe schématique d'un escalier

3.3 Maçonnerie

Dans la construction, on distingue deux types de murs :

- ✓ **Les murs extérieurs** : aussi appelés façades, sont faits de deux couches de briques de 15/10 cm avec un espace de 5 cm entre elles.
- ✓ **Les murs intérieurs** : servant à séparer les pièces, sont plus simples, faits d'une seule couche de briques de 10 cm d'épaisseur.

3.4 L'ascenseur

Dans la structure, un mécanisme de transport vertical : l'ascenseur facilite le déplacement tant des personnes que des objets.

3.5 L'acrotère

Ce composant en béton armé, ancré à sa base et s'élevant sur une hauteur de 60 cm, vise à garantir une étanchéité optimale grâce à sa conception soignée.

3.6 L'infrastructure

C'est la partie de la construction qui est située au-dessus du sol.

4 Règlements et normes utilisés :

- **RPA99/version 2003** (règlement parasismique algérienne).
- **CBA93** (code de béton armé).
- **DTR** (document techniques règlementaire, charge et surcharge).
- **DTR** (Règles de calcul des fondations superficielles).
- **BAEL93 modifie 99** (béton armé aux états limites).

5 Méthode de calcul

5.1 Etat limite ultime ELU

Il s'agit du point où la capacité portante maximale est atteinte, dépasser lequel entraînerait la défaillance de la structure. Ces points correspondent aux limites :

- Les sections restent planes même après déformation.
- La résistance à la tension du béton est ignorée.
- L'adhérence entre le béton et l'acier assure l'égalité des déformations, évitant tout glissement.
- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰ pour la flexion simple ou composée, et à 2‰ pour la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut envisager que la section d'un ensemble de barres, qu'elles soient soumises à la tension ou à la compression, soit concentrée en son centre de gravité, tant que l'écart en termes de déformation unitaire reste inférieur à 15 %.

5.2 Etat limite service ELS

Les trois premières hypothèses mentionnées précédemment en (I.4.1) sont les suivantes :

- Les trois premières hypothèses mentionnées précédemment en (I.4.1) sont les suivantes
- Le béton et l'acier sont considérés comme des linéairement élastiques ($\sigma = E \times \varepsilon$)
- $\eta = \frac{Es}{Eb}$
- Es : Module de Young de l'acier;
- n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- On ne déduit pas dans les calculs, les aires de l'aire du béton comprimé une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

6 Caractéristiques des matériaux utilisés

6.1 Béton

Le béton utilisé pour les éléments, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance :

$$20 \text{ MPa} \leq f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Le béton, un matériau de construction, est constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Sur le plan mécanique, il est caractérisé par sa résistance à la compression, laquelle évolue selon la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83} f_{c28} \quad \text{si } f_{cj} \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } f_{cj} > 28 \text{ jours} \end{array} \right. ; f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h.

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} \end{array} \right.$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (Résistance à la compression à l'âge de 28 jours)
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ (Résistance à la traction à l'âge de 28 jours)
- $E_{vj} = 10721,4 \text{ MPA}$
- $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$
- $\gamma_b = 1,50$ Coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- $\gamma_b = 1,15$ Coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

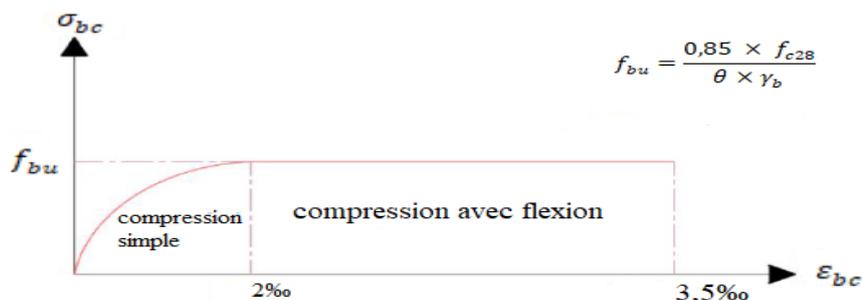


Fig.I.3 Diagramme contraintes-déformation de béton

6.2. Acier

On utilise des armatures présentant une forme spéciale, afin d'augmenter l'adhérence béton-acier. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

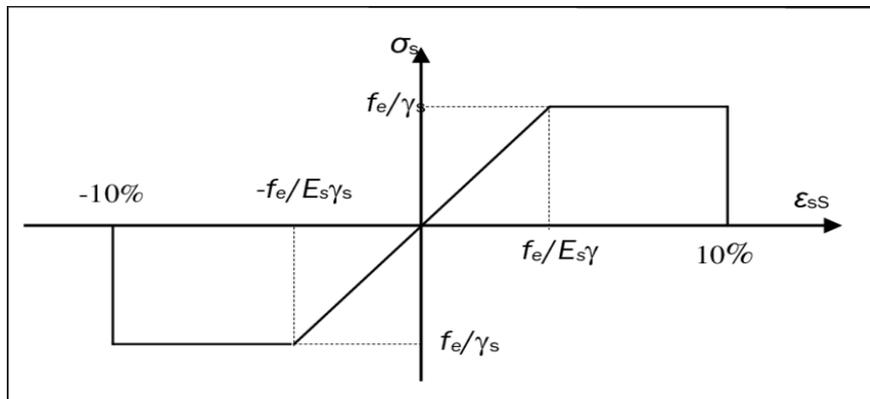


Fig.I.4 Diagramme contraintes-déformation de l'acier

- $f_e E400=400 \text{ MPa}$.
- $\gamma_s=1,15$ (situation courante) $\rightarrow \bar{\sigma}_{st}=348 \text{ MPa}$ pour des aciers hauts adhérence.
- $\gamma_s=1$ (situation accidentel).
- Module de déformation longitudinale de l'acier : $E_s=2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Chapitre II Prédimensionnement

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

1 Introduction

Afin de déterminer avec excellence les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant, nous procédons à un prédimensionnement de ces éléments. Cette opération s'effectue en stricte conformité avec les règles édictées par les réglementations en vigueur, telles que le RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93...).

2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

2.1 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher, essentiel dans notre structure, opère comme une barrière entre deux niveaux, assumant la transmission des charges et des surcharges aux éléments porteurs, tout en garantissant des standards de confort tels que l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité entre les niveaux. Pour répondre à ces exigences, deux types de planchers sont employés :

- ✓ Les planchers à corps creux, utilisés dans les parties courantes.
- ✓ Les planchers à dalle pleine.

2.1.1 Plancher à corps creux

L'évaluation dimensionnelle d'un plancher à corps creux implique la détermination de sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$). Notre approche se concentre sur les deux critères principaux suivants :

- 1- Le critère de portée réduite
- 2- Le critère de continuité.

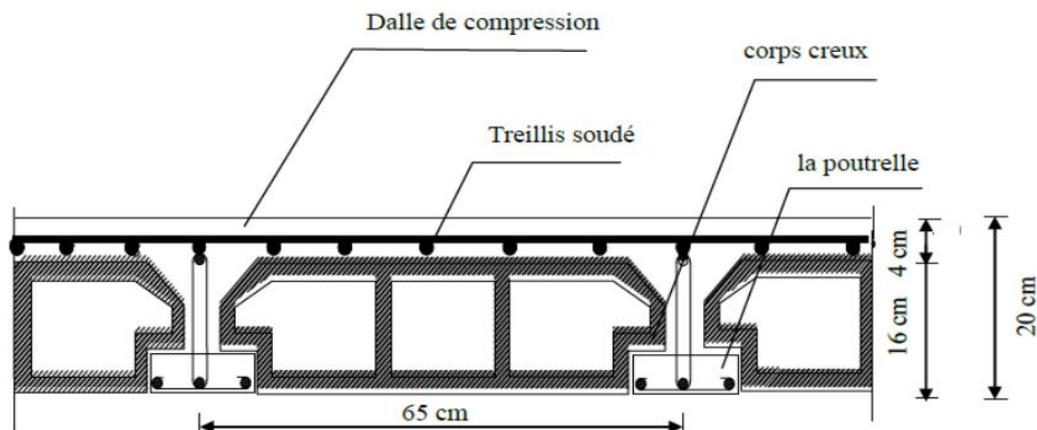


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_{cc} : hauteur du corps creux.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

l_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (**Art B.6.8.4.2.4**) :

L_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$\begin{cases} L_{max}(x) = 485 - 30 = 455 \text{ cm} \\ L_{max}(y) = 410 - 30 = 380 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_t(x) \geq \frac{L_{max}}{22,5} \Rightarrow h_t(x) \geq \frac{455}{22,5} \Rightarrow h_t(x) \geq \frac{455}{22,5} \\ h_t(x) \geq 20,22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_t(y) \geq \frac{L_{max}}{22,5} \Rightarrow h_t(y) \geq \frac{380}{22,5} \Rightarrow h_t(y) \geq \frac{380}{22,5} \\ h_t(x) \geq 16,88 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte deux types de plancher de hauteur h_t :

$$h_t(x) = h_{c.c} + h_{d.c} = (20 + 4) = 24$$

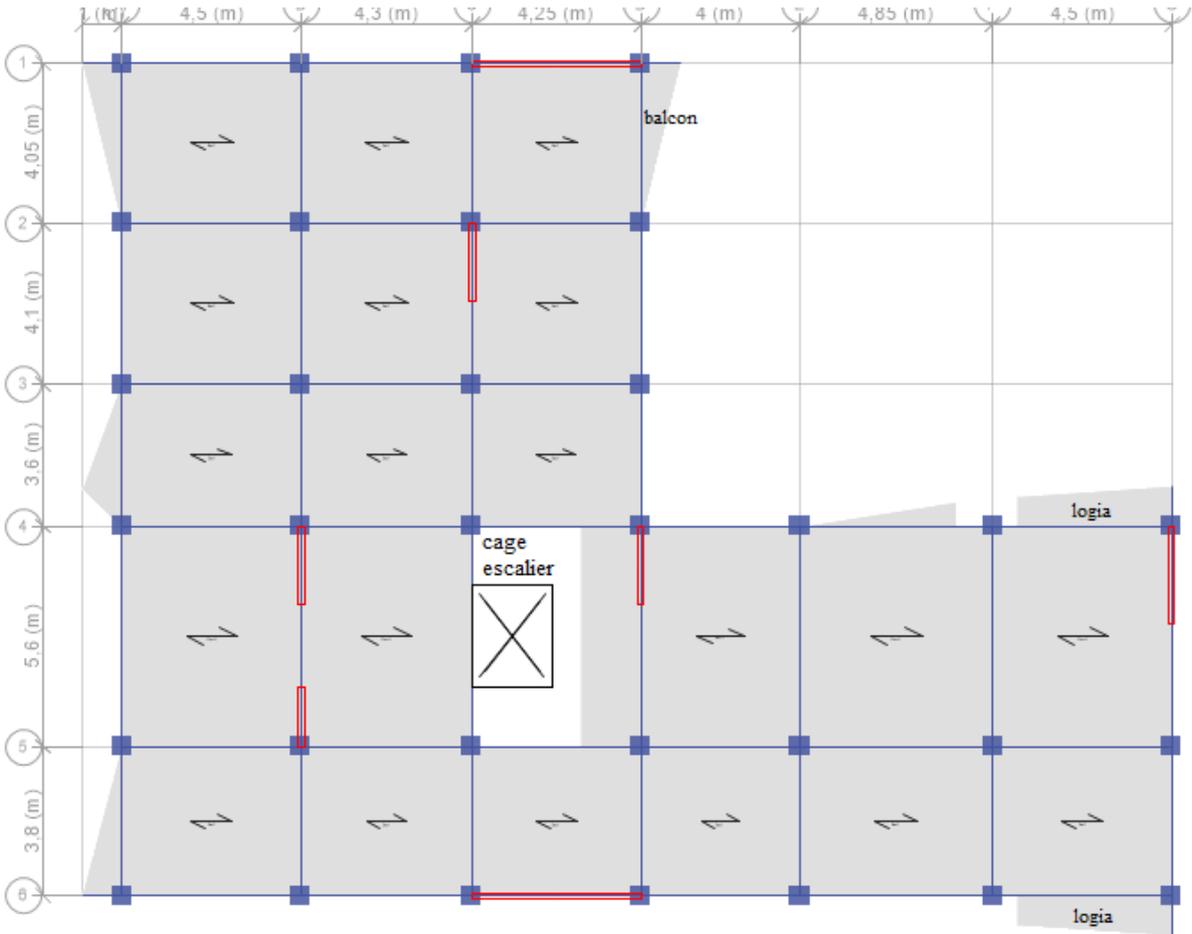


Figure.II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles pour étage (2 à 9).

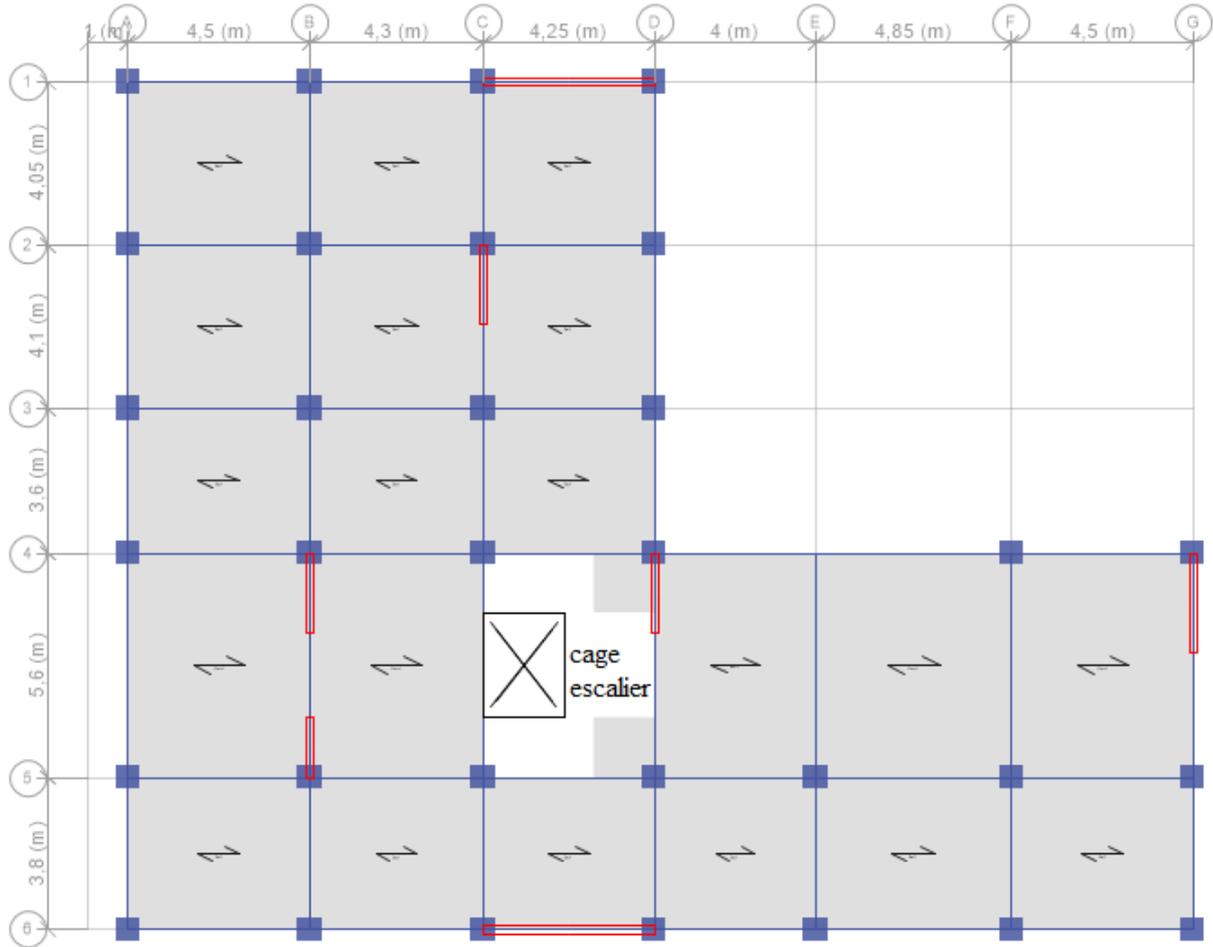


Figure.II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles pour étage 1.

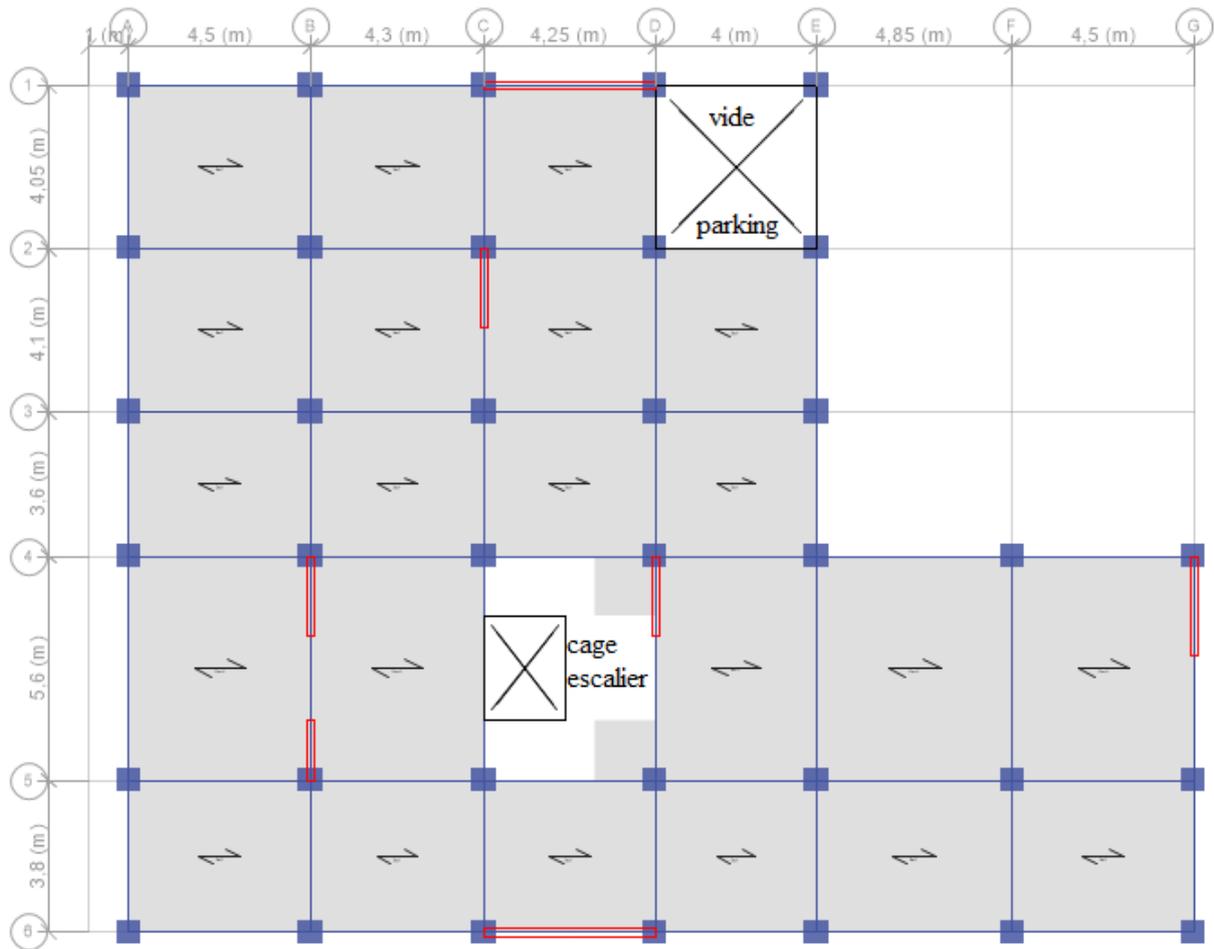


Figure.II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC.

2.1.2 Les dalles pleines

Une dalle pleine, typiquement de forme rectangulaire, est soutenue par des éléments de support qui peuvent être continus (comme des poutres ou des voiles) ou ponctuels (comme des poteaux). Son prédimensionnement repose sur des critères spécifiques établis par les règlements, incluant notamment :

2.1.2.1 Critère de résistance

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.} \\ e \leq \frac{l_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui.} \\ \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ Pour une dalle sur trois appuis.} \end{array} \right.$$

- L_x est la plus petite portée.
- L_y est la plus grande portée.

2.1.2.2 Critère de coup de feu

- ✓ $e \geq 7$ cmpour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- ✓ $e \geq 11$ cmpour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- ✓ $e \geq 14$ cmpour trois heures de coupe-feu (BAEL91).

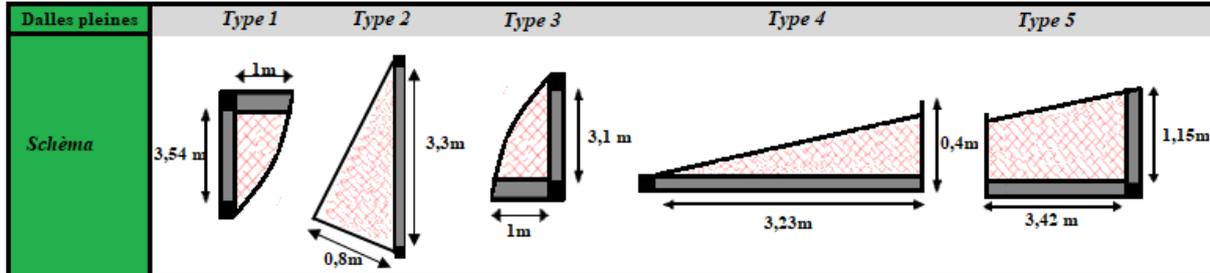


Tableau II.1 : Les différents types des panneaux de dalles

2.2 Calcul des dalles pleines :

Type 1 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{3,54} = 0,28 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \text{Elle travaille sur 1 seul appui.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{100}{20} \approx 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend 12 cm pour 2 heure de coup de feu.}$$

Type 2 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,8}{3,3} = 0,24 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \text{Elle travaille sur 1 seul appui.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{80}{20} \approx 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend 12 cm pour 2 heure de coup de feu.}$$

Type 3 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{3,1} = 0,32 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \text{Elle travaille sur 1 seul appui.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{100}{20} \approx 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend 12 cm pour 2 heure de coup de feu.}$$

Type 4 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,4}{3,23} = 0,123 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \text{Elle travaille sur 1 seul appui}$$

$$e \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{40}{20} \approx 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend 12 cm pour 2 heure de coup de feu.}$$

Type 5 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,15}{3,42} = 0,33 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \text{Elle travaille sur 1 seul appui.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{115}{20} \approx 5,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend 12 cm pour 2 heure de coup de feu.}$$

2.3 Les Poutrelles :

Les poutrelles sont dimensionnées comme des sections en forme de T, étroitement liées à la dalle de compression.

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur de plancher).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

b₀ : largeur de la nervure choisie forfaitairement

b : largeur efficace

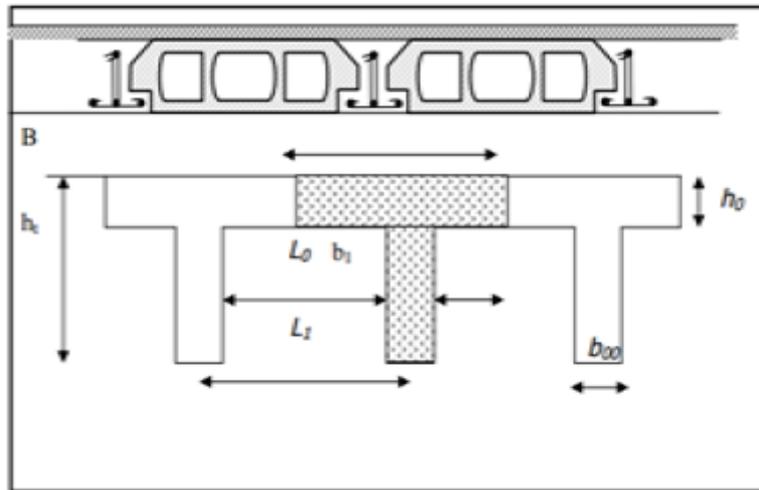


Figure.II.5: pré dimensionnement des poutrelles

On a :

$$h_t = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y(\min)}{10} \right) \dots (\text{CBA93.Art 4.1.3})$$

{ L_x = 65 – 10 = 55 cm : distance entre deux nervures successives.

{ L_y = 360 – 30 = 330cm la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$b \leq 65 \text{ cm}$$

2.4 Les Escaliers :

2.4.1 Définition :

Un escalier est une structure conçue pour faciliter le déplacement entre différents niveaux en permettant de monter et de descendre. Il existe divers types d'escaliers, dont ceux utilisés dans notre projet. Pour assurer un confort optimal et le bon fonctionnement d'un escalier, il est essentiel de vérifier les conditions suivantes :

2.4.2 Dimensionnement :

La dimension verticale (h) varie de 14 à 18 cm, tandis que la dimension horizontale (g) varie de 25 à 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 60 \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm ; avec } n=H/h. \quad g = L_0 / (n-1). \\ n : \text{ le nombre de contre marche sur la volée ; } H : \text{ hauteur de la volée.} \end{array} \right.$$

n-1 : le nombre de marche ; L₀ : longueur projetée de la volée.

L₀ : longueur projetée de la volée ; L : longueur totale de l'escalier (L= L_v + L_p).

2.5 Type (1) Escalier de sous-sol (à 3 volées) :

2.5.1 Première volée :

❖ **Epaisseur de la paillasse**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{204}{330} \right) \Rightarrow \alpha = 31,72$$

La longueur développée est : L = L_v + L_p

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{3,3^2 + 2,04^2} = 3,88m$$

$$L_p = 1,55 \text{ m} \Rightarrow L = 5,43 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 18,1 \text{ cm} \leq e \leq 27,15 \text{ cm}$$

On prend : e = 20 cm

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64n_2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 3,3 \text{ m} \\ H_v = 2,04 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 802n + 408 = 0$$

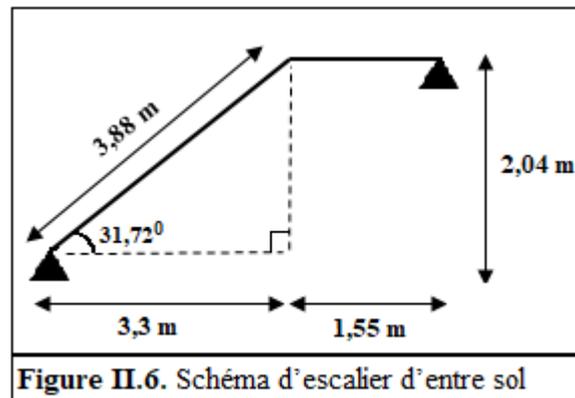


Figure II.6. Schéma d'escalier d'entre sol

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 749,64$

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \begin{cases} n = 12 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 11 \text{ nombre de marches} \end{cases} \Rightarrow$ Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

✓ $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

L ₀ (m)	L(m)	H(m)	N	α°	e (cm)	h(cm)	g(cm)
3,3	5,43	2,04	12	31,72	20	17	30

Tableau II.2 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1 (sous-sol)

2.5.2 2^{ème} volée :

Elle s'appuie sur une seule appui (poutre brisée)

❖ **Epaisseur de la paillasse**

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{155}{20} = 7,75 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm pour 2 heures de coupe de feu} \end{cases}$$

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

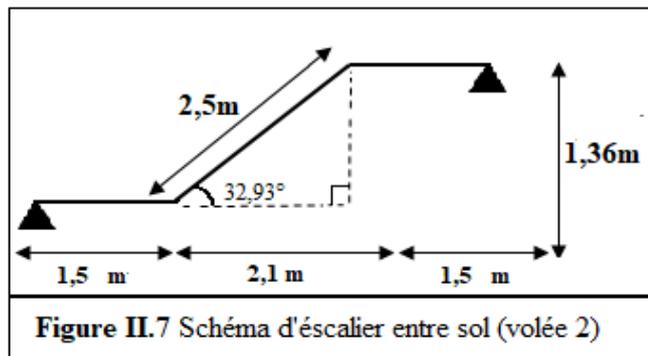


Figure II.7 Schéma d'escalier entre sol (volée 2)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{136}{210} \right) \Rightarrow \alpha = 32,93 \text{ c}^0$$

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} = 2,5 \text{ m}$$

$$L_p = 1,5 \text{ m} \Rightarrow L = L_v + L_p + L_p' = 4 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,33 \text{ cm} \leq e \leq 20 \text{ cm}$$

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

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 2,1 \text{ m} \\ H_v = 1,36 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 426,945$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 8 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 7 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

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

$$h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la formule de blondel est vérifiée : } 59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
2,1	4	1,36	8	32,93	20	17	30

Tableau II.3 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2 (sous-sol)

2.5.3 3^{ème} volée :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H_v}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{85}{120} \right) \Rightarrow \alpha = 35,31$$

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{1,2^2 + 0,85^2} = 1,47 \text{ m}$$

$$L_p = 1,55 \text{ m} \Rightarrow L = 3,02 \text{ m}$$

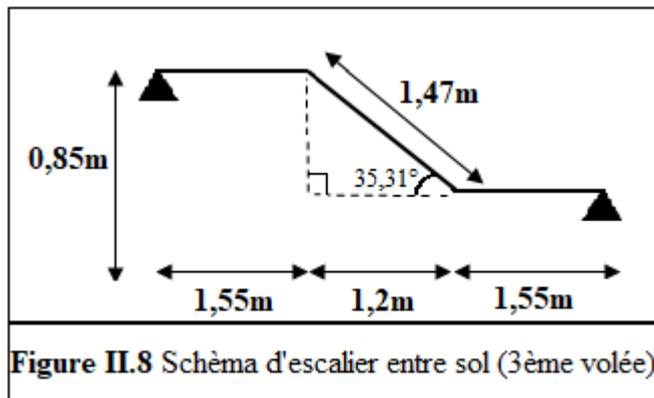
$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 10,06 \text{ cm} \leq e \leq 15,1 \text{ cm}$$

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

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 1,2 \text{ m} \\ H_v = 0,85 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 354n + 170 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 286$



$$\Rightarrow \begin{cases} n = 5 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 4 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la formule de blondel est vérifiée : } 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
1,2	3,02	0,85	5	35,31	20	17	30

Tableau II.4 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 3 (sous-sol)

2.6 Type (2) Escalier RDC (à 2 volées) :

2.6.1 Première volée :

❖ **Epaisseur de la pailleasse**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{119}{180} \right) \Rightarrow \alpha = 33,46$$

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,15m$$

$$L_p = 2,25 \text{ m} \Rightarrow L = 4,4 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14,6 \text{ cm} \leq e \leq 22 \text{ cm}$$

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

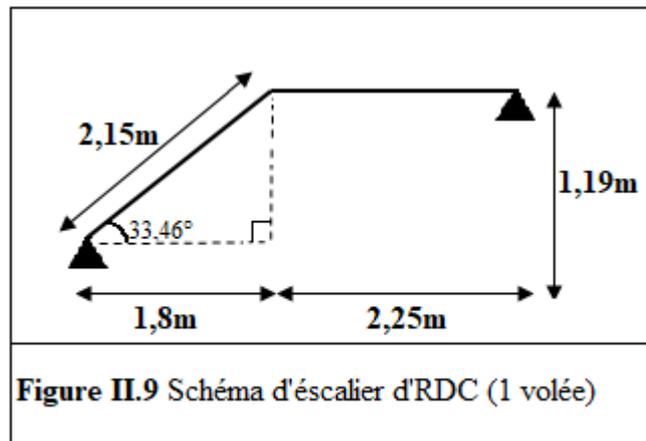
❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 1,8 \text{ m} \\ Hv = 1,19 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 482n + 238 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 414$

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$



$$h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \begin{cases} n = 7 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 6 \text{ nombre de marches} \end{cases} \Rightarrow$ Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$

✓ $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
1,8	4,4	1,19	7	33,46	25	17	30

Tableau II.5 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1 (RDC)

2.6.2 2^{ème} volée :

❖ Epaisseur de la paillasse

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 32,51$$

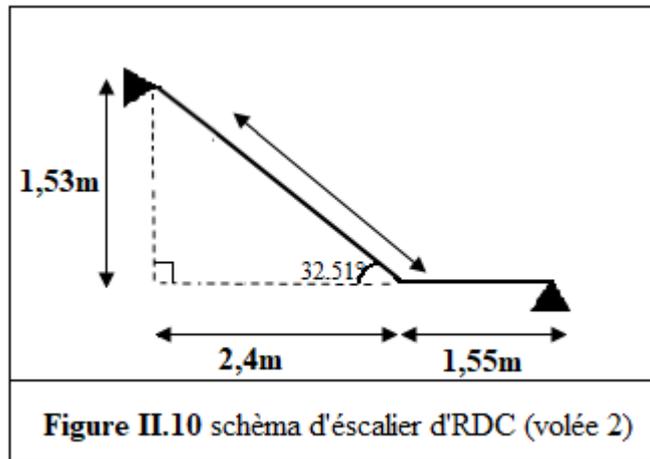
La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84 \text{ m}$$

$L_p = 1,55 \text{ m} \Rightarrow L = 4,4 \text{ m}$



$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14,66 \text{ cm} \leq e \leq 22 \text{ cm}$$

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

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 2,4 \text{ m} \\ H_v = 1,53 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 749,64$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 10 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 9 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{9} \approx 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} \approx 17 \text{ cm}$$

⇒ Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
2,4	4,39	1,53	10	32,51	20	17	30

Tableau II.6 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2 (RDC)

2.7 Type (3) Escalier 1^{er} étage : (à 3 volées) :

2.7.1 Première volée :

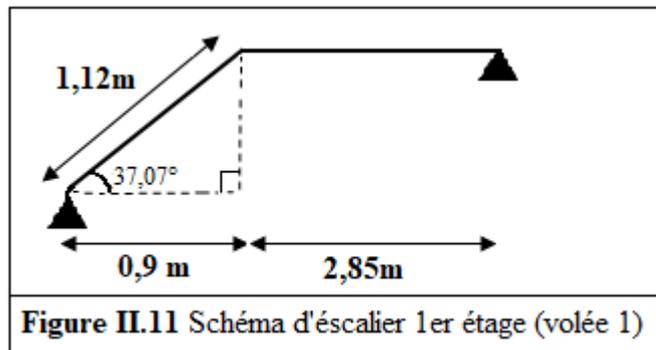
❖ Epaisseur de la paillasse

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{68}{90} \right) \Rightarrow \alpha = 37,07$$

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{0,9^2 + 0,68^2} = 1,12 \text{ m}$$

$$L_p = 2,85 \text{ m} \Rightarrow L = 3,97 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,23 \text{ cm} \leq e \leq 19,85 \text{ cm}$$



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

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 0,9 \text{ m} \\ Hv = 0,68 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 290n + 136 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 222$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 4 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 3 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{68}{4} = 17 \text{ cm}$$

⇒ Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
0,9	3,97	0,68	4	37,07	20	17	30

Tableau II.7 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1 (1^{er} étage)

2.7.2 2^{ème} volée (1^{er} étage) :

Elle s'appuie sur une seule appui (poutre brisée)

❖ Epaisseur de la paillasse

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{155}{20} = 7,75 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm pour 2 heures de coupe de feu} \end{cases}$$

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

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{85}{120} \right) \Rightarrow \alpha = 35,31$$

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{1,2^2 + 0,85^2} = 1,47 \text{ m}$$

$$L_p + L_p' = 2,5 + 1,5 = 4, \text{ m} \Rightarrow L = 5,47 \text{ m}$$

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 1,2 \text{ m} \\ H = 0,85 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 354n + 170 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 286$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 5 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 4 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm}$$

\Rightarrow Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
1,2	5,47	0,85	5	35,31	20	17	30

Tableau II.8 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2 (1^{er} étage)

2.7.3 3^{ème} volée (1^{er} étage) :

❖ Epaisseur de la paillasse

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 32,51$$

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84m$$

$$L_p = 1,55 m \Rightarrow L = 4,4 m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14,66 cm \leq e \leq 22 cm$$

On prend : $e = 20 cm$

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 2,4 m \\ Hv = 1,53m \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 542$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 9 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 8 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 cm$$

\Rightarrow Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 cm \leq 2h+g \leq 64 cm$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 cm$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
2,4	4,4	1,53	9	32,51	20	17	30

Tableau II.9 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 3 (1^{er} étage)

2.8 Type (4) Escalier 2^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage : (à 2 volées) :

2.8.1 Première volée :

❖ Epaisseur de la pailasse

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 32,51$$

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84m$$

$$L_p = 1,20 + 1,5 = 2,7 \text{ m} \Rightarrow L = 5,54 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 18,46 \text{ cm} \leq e \leq 27,77 \text{ cm}$$

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

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 2,4 \text{ m} \\ Hv = 1,53m \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 542$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 9 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 8 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

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

\Rightarrow Donc la formule de blondel est vérifiée : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
2,4	5,60	1,53	9	32,51	20	17	30

Tableau II.10 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2(2^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage)

2.8.2 2^{ème} Volée

❖ Epaisseur de la pailasse

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 32,51$$

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84m$$

$$L_p = 1,55 m \Rightarrow L = 4,4 m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14,66 cm \leq e \leq 22 cm$$

On prend : $e = 20 cm$

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64n_2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \begin{cases} L_0 = 2,4 m \\ Hv = 1,53m \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $\sqrt{\Delta} = 542$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 9 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 8 \text{ nombre de marches} \end{cases}$$

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 cm$$

\Rightarrow Donc la formule de Blondel est vérifiée : $59 cm \leq 2h + g \leq 64 cm$

$$\checkmark \quad 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 cm$$

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
2,4	4,4	1,53	9	32,51	20	17	30

Tableau II.11 : Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2(2^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage)

2.9 Acrotère

L'acrotère, véritablement remarquable, se positionne au niveau de la terrasse. Son rôle est double : il prévient les infiltrations d'eau pluviale entre la pente et le plancher de la terrasse, tout en assurant la sécurité en tant que garde-corps pour les terrasses accessibles. De plus, il offre un point d'ancrage pour le matériel d'entretien des bâtiments.

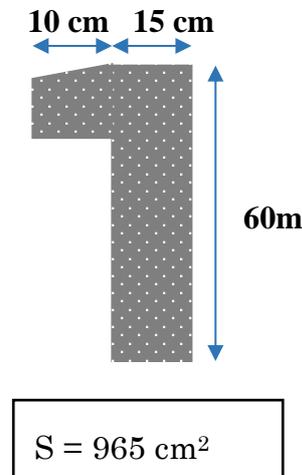


Figure II.12 : Acrotère

P_p (poid propre): $P_p = 25 \times S$

2.9.1 Hypotheses de calcul

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

2.9.2 Evaluation des charge et surcharges :

- ❖ L'acrotère :

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,965	$25 \times S_{acr} = 2,41$	$18 \times e \times h = 0,22$	2,63	1

Tableau II.12. Evaluation des charges verticales

3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

3.1 Les poutres :

3.1.1 Définition :

Les poutres jouent un rôle essentiel dans la structure en béton armé en supportant principalement les charges en flexion simple.

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) : les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- ❖ **Poutres principales :** Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles conformément aux spécifications du BAEL91 pour le prédimensionnement des poutres.
- ❖ **Poutres secondaires :** Elles sont alignées en parallèle avec les poutrelles, et leur hauteur est déterminée en fonction du critère de flèche.

	Pré dimensionnement	Schémas
Poutre principale	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 5,60 - 0,30 = 5,30 \text{ m} \Rightarrow 35,33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$ On prend : $b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ et : $\frac{h}{b} = 1,14 \leq 4$</p>	
Poutre secondaire	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 4,85 - 0,30 = 4,55 \text{ m} \Rightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$. On prend : $b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ et : $\frac{h}{b} = 1,14 \leq 4$</p>	
Poutre Palière	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 4,25 - 0,30 = 3,95 \text{ m} \Rightarrow 26,33 \text{ cm} \leq h \leq 39,5 \text{ cm}$. On prend : $b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ et $h = 30\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ et : $\frac{h}{b} = 1 \leq 4$</p>	
Poutre brisé	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max} = 5,60 - 0,30 = 5,30 \text{ m} \Rightarrow 35,33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$ On prend : $b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ et : $\frac{h}{b} = 1,14 \leq 4$</p>	

Tableau II.13. Pré dimensionnement de différentes poutres.

3.2 Les voiles

Le dimensionnement préliminaire des voiles sera réalisé selon les normes du RPA 99. Les charges considérées lors de ce dimensionnement préliminaire incluent les charges verticales telles que les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, ainsi que les forces horizontales, notamment les effets sismiques.

Selon le **RPA 99** le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- ✓ $e \geq 15 \text{ cm}$ (1)
- ✓ $e \geq \frac{h_e}{20}$ (2)
- ✓ $L \geq 4 \times e$ (3)

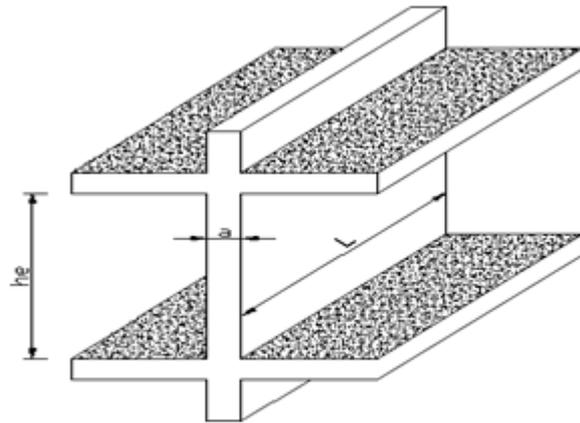


Figure II.13. Coupe transversale d'un voile

Les conditions sont équivalentes à : $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$

Tel que :

- { h_e : hauteur libre du voile .
- { e : épaisseur du voile.
- { L : longueur du voile.

Etage	(h)étage (m)	(h) libre (m)	$\frac{h_e}{20}$ cm	(e) adopté (cm)	(L) adopté (cm)
Etage courant	3,06	2,66	13,3	15	60
RDC	2,67	2,27	11,35	15	60
RDC'	2,67	2,27	11,35	15	60
Entre Sol	4,86	4,46	22,3	25	100

Tableau II.14. La représentation des dimensions des voiles.

3.3 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des composants en béton armé conçus pour transférer les charges gravitationnelles aux fondations. Leur dimensionnement préliminaire est réalisé en utilisant la compression centrée conformément aux normes du BAEL91, en tenant compte des critères de résistance, de stabilité (flambement) et des exigences du RPA99. Les dimensions des poteaux seront déterminées après l'analyse de la répartition des charges, en respectant les recommandations du RPA99.

On suppose les dimensions suivantes pour les poteaux :

Etage 9 et 8 : $30 \times 30 \text{ cm}^2$; Etage 3 et 2 : $35 \times 40 \text{ cm}^2$;

Etage 7 et 6 : $30 \times 35 \text{ cm}^2$; Etage 1 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

Etage 5 et 4 : $35 \times 35 \text{ cm}^2$; RDC et Sous-Sol : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

Règles du RPA99 : Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes en zone IIa :

$$\begin{cases} \min (a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min (a, b) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Nous allons analyser le poteau le plus sollicité afin de déterminer l'effort de compression maximal, ce qui permettra un dimensionnement optimal des poteaux à chaque niveau. Dans notre cas, nous avons identifié deux poteaux susceptibles d'être les plus sollicités.

- ❖ Poteau.C2 : poteau (au niveau de la cage d'escalier).
- ❖ Poteau.G2 : poteau.

Les sections des poteaux prises sont :

Poteaux	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section(cm ²)	45×45	45×45	40×40	35×40	35×35	30×35	30×30
Poids propre (KN)	24,60	27,03	12,24	10,71	9,37	8,03	6,88

Tableau II.15 : Les sections des poteaux

4 Evaluation des charges et surcharges :

Dalle en corps creux terrasses accessible :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	(0,2+0,04)	/	3,36
5	Forme de pente	0,1	22	2,2
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge Permanente G		6,99		
Charge d'exploitation Q(étage courant)		1,5		

Tableau II.16 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux (2).

1)-Plancher courant à usage d'habitation (DTR B.C 2.2) :

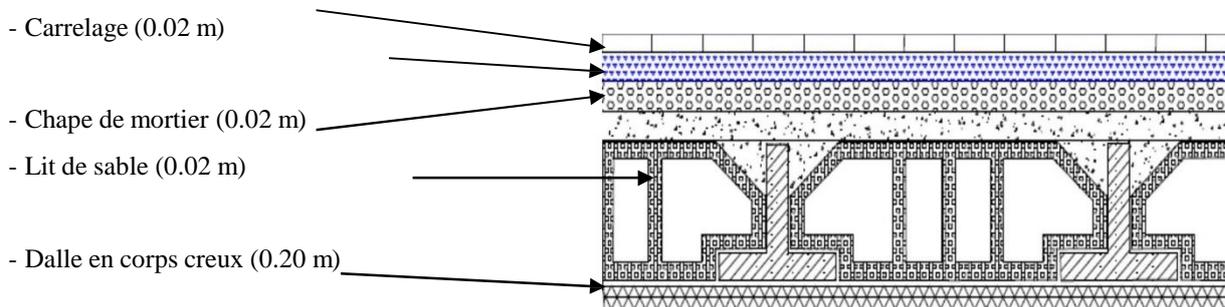


Figure II.14 Schéma d'un plancher

Dalle corps creux étage courant (2) :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	10	0,2
3	Dalle en corps creux (1)	(0,2+0,04)	/	3,36
4	Cloison de séparation interne	0,1	9	0,9
5	Lit de sable	0,02	18	0,36
6	Forme de pente	0,1	22	0,22
7	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge Permanente G			5,71	
Charge d'exploitation Q(étage courant)			1,5	
Charge d'exploitation Q(étage commercial)			5	

Tableau II.17 Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux (2).

Balcon dalle pleine :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Dalle pleine	0,15	25	3,75
4	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge Permanente G			4,82	
Charge d'exploitation Q			3,5	

Tableau II.18 Evaluation des charges revenant au Balcon

Palier en dalle pleine :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique Type (1) (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,2	25	5
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge d'exploitation Q (Palier)				2,5
Charge Permanente (G)				6,43

Tableau II.19 Evaluation des charges revenant au Escalier dalle pleine (palier)

Volée en dalle pleine :

N°	Couche		P.V	Épaisseur	Sous-sol	RDC	Etage courant
					Poids (KN/m ²)		
1	Carrelage	Hor	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vert	20	$\frac{0,02h}{g}$	0,22	0,22	0,22
2	Mortier de pose	Hor	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vert	20	$\frac{0,02h}{g}$	0,22	0,22	0,22
3	Poids des marches		22	$\frac{h}{2}$	1,87	1,87	1,87
4	Dalle pleine		25	0,2	5,87	5,99	5,92
5	Enduit de ciment		18	0,015	0,32	0,32	0,32
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6
Charge Permanente G(KN/m²)					9,99	10,02	9,95
Charge d'exploitation Q(KN/m²)					2,5		

Tableau II.20 Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

Charges pour les murs extérieurs :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
2	Brique creuse	0,15	/	1,3
3	Brique creuse	0,1	/	0,9
4	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge Permanente G				2,62

Tableau II.21. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

Charges pour les murs intérieurs :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
----	-----------	---------------	--------------------------------------	---------------------------------------

1	Enduit en ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,02	10	0,2
Charge Permanente G				1,3

Tableau II.22. Evaluation des charges revenant aux murs intérieurs

4.1 Pré dimensionnement du poteau C2 :

Surfaces afférentes :

➤ **Niveau (2 à 9) :**

$$S_{(\text{palier})} = (1,5 \times 1,975) = 2,93 \text{ m}^2$$

$$S_1 = (2 \times 2,65) = 5,3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,75 \times 2) = 3,5 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,75 \times 1,975) = 3,45 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{vide}} = (1,975 \times 0,85) = 1,678 \text{ m}^2$$

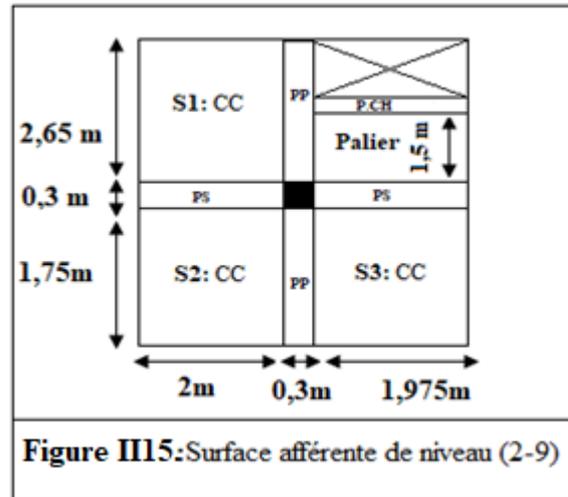


Figure III.5: Surface afférente de niveau (2-9)

➤ **Niveau 1 :**

$$S_1 = (2 \times 2,65) = 5,3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,75 \times 2) = 3,5 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,75 \times 1,975) = 3,45 \text{ m}^2$$

$$S_4^{\text{palier}} = (1,075 \times 1,5) = 1,612 \text{ m}^2$$

$$S_4^{\text{volée}} = (0,9 \times 1,5) = 1,35 \text{ m}^2$$

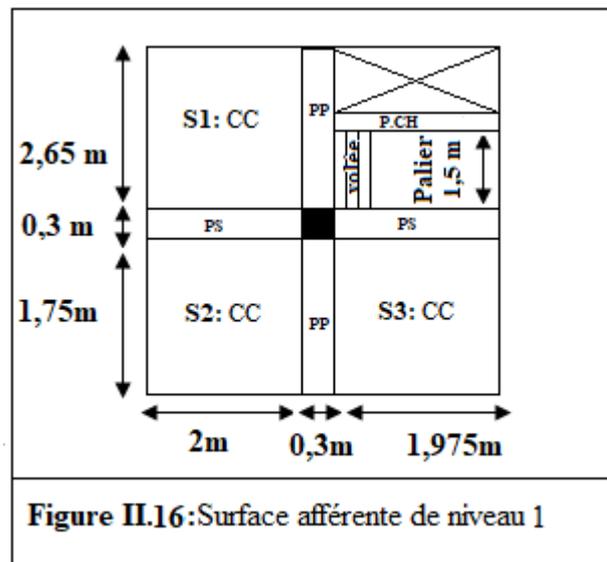


Figure II.16: Surface afférente de niveau 1

➤ Niveau RDC:

Surface 1 :

$$S^{volée} = (1,5 \times 1,8) = 2,7 \text{ m}^2$$

$$S^{palier} = (1,5 \times 0,175) = 0,26 \text{ m}^2$$

$$S_1 = (2 \times 2,65) = 5,3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,75 \times 2) = 3,5 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,75 \times 1,975) = 3,45 \text{ m}^2$$

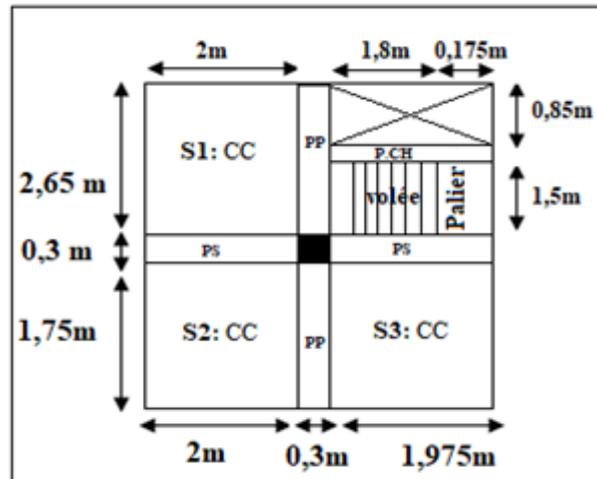


Figure II.17: Surface afférente de niveau (RDC)

➤ Niveau (Sous-sol):

$$S_1 = (2 \times 2,65) - ((2 \times 0,3) \times 1,5) = 4,4 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,75 \times 2) = 3,5 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,75 \times 1,975) = 3,45 \text{ m}^2$$

$$S_{vide} = (1,975 \times 0,85) = 1,678 \text{ m}^2$$

$$S_{volée} = (1,5 \times (6 \times 0,3)) + 0,9 = 3,6 \text{ m}^2$$

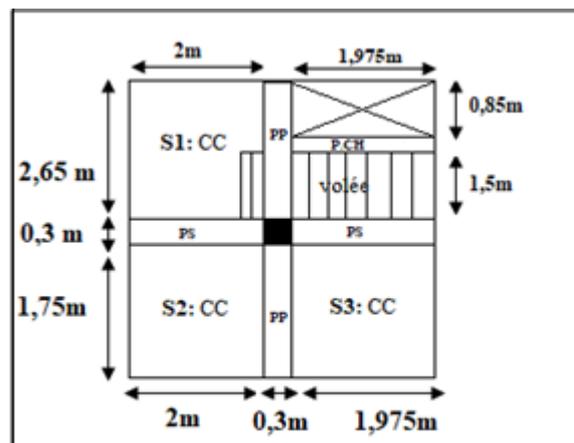


Figure II.18: Surface afférente de niveau (sous-sol)

Pré dimensionnement de poteau G2 :

Surfaces afférentes :

$$S_1 = (2,275 \times 2,65) = 6,03 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,75 \times 2,275) = 3,98 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,1 \times 2,1) = 5,56 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1,75 \times 2,1) = 3,675 \text{ m}^2$$

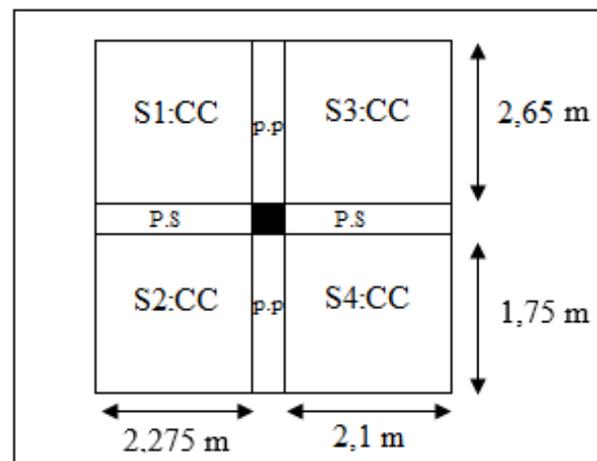


Figure II.19: Surface afférente du poteau G2

4.2 Poids propre des poutres :

$$G_{poutre} = \gamma_b \times h_p \times b_p \times l_p \rightarrow G_{poutre} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 8,375 = 25,125 \text{ KN}$$

$$L_p = L_{pp} + L_{ps} = 1,975 + 2 + 2,65 + 1,75 = 8,375 \text{ m}$$

$$L_{Poutre \text{ de chainage}} = 1,975 + 0,175 = 2,15 \text{ m}$$

$$G_{p.ch} = \gamma_b \times h_p \times b_p \times l_p \rightarrow G_{p.ch} = 25 \times 0,2 \times 0,2 \times 1,975 = 1,975 \text{ KN}$$

4.3 Poids propre des murs :**4.3.1 Pour étage courant (2 à 9) :**

$$h_t = h_{\text{étage}} - h_p = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$S_{mur} = l \times h_t$$

$$S_{mur} = 2,66 \times (1,975 + 1,75 + 2) = 15,23 \text{ m}^2$$

$$G_{Mur}^{\text{étage}} = 15,23 \times 2,62 = 39,9 \text{ KN}$$

4.3.2 Pour 1 étage :

$$h_t = h_{\text{étage}} - h_p = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$S_{mur} = l \times h_t$$

$$S_{mur} = 2,66 \times (1,975 + 2) = 10,57 \text{ m}^2$$

$$G_{Mur}^{\text{étage}} = 10,57 \times 2,62 = 27,70 \text{ KN}$$

4.3.3 Pour RDC :

$$h_t = h_{RDC} - h_p = 5,34 - 0,4 = 4,94 \text{ m}$$

$$S_{mur} = l \times h_t$$

$$S_{mur} = 4,94 \times (1,75 + 2) = 19,63 \text{ m}^2$$

$$G_{Mur}^{RDC} = 19,63 \times 2,62 = 51,43 \text{ KN}$$

❖ La loi de dégression :

Considérons Q0 comme la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, et Q1 à Qn comme les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1 à n, numérotés à partir du sommet du bâtiment. Les charges d'exploitation suivantes seront utilisées pour le calcul des points d'appui.

Les charges d'exploitation de chaque étage sont comme suit :

Sous la terrasse (niveau 11) : Q0

Sous le (niveau 10) : Q0 + Q1

Sous le (niveau 9) : Q0 + 0,95(Q1 + Q2)

Sous le (niveau 8) : Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)

Sous le (niveau 7) : Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)

Sous le (niveau 6) : Q0 + 0,80(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)

Sous le (niveau 5) : Q0 + 0,75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)

Sous le (niveau 4) : Q0 + 0,714(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)

Sous le (niveau 3) : Q0 + 0,688(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)

Sous le (niveau 2) : Q0 + 0,667(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)

Sous le (niveau 1, Service): Q0 + 0,65 [(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9) + (Q10 - 1) + 1]

Q10 = [Q bureau × S plancher] + [Q escalier × S Escalier]30

Les résultats de la descente de charge de poteau C2 sont résumés dans les tableaux ci-après :

Niveau	Éléments	G(KN)	Q (KN)
N11	Plancher	120,86	
	Poutre	25,125	
	Poteau	6,88	
	La somme	152,865	20
N10	Revenant de N11	152,865	30
	Plancher	122,25	
	Poutres	25,125	
	Poteaux	6,88	
	La somme	307,12	50
N9	Revenant de N10	307,12	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	8,03	
	Murs	39,9	
	La somme	469,215	73,74
N8	Revenant de N9	469,215	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	8,03	
	Murs	39,9	

	La somme	631,31	94,82
N7	Revenant de N8	631,31	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	9,37	
	Murs	39,9	
	La somme	794,745	113,25
N6	Revenant de N7	794,745	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	9,37	
	Murs	39,9	
	La somme	958,18	129,02
N5	Revenant de N6	958,18	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	10,71	
	Murs	39,9	
	La somme	1122,955	142,13
N4	Revenant de N5	1122,955	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	10,71	
	Murs	39,9	
	La somme	1287,73	155,24
N3	Revenant de N4	1287,73	
	Plancher	89,04	
	Poutres	25,125	26,57
	Poteaux	12,24	
	Murs	39,9	
	La somme	1454,035	168,60
N2	Revenant de N3	1454,035	
	Plancher	93,75	
	Poutres	25,125	39,35
	Poteaux	12,24	
	Murs	39,9	
	La somme	1625,05	190,31
N1	Revenant de N2	1625,05	
	Plancher	98,67	
	Poutres	25,125	69,97
	Poteaux	27,03	
	Murs	39,9	
	La somme	1815,775	231,89
La somme totale		1815,775	231,89

Tableau II.23 Descente de charge du poteau C2

Ce qui donne :

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$

$$Nu = 1,35 \times 1815,775 + 1,5 \times 231,89 = 2800 \text{ KN}$$

Niveau	G(KN)	Q(KN)
N11	165,015	21,88
N10	331,57	53,38
N9	474,66	81,73
N8	617,72	106,93
N7	762,03	129
N6	906,33	147,88
N5	1052	163,63
N4	1087,81	180
N3	1235	195,25
N2	1352,16	223,81
N1	1566,77	289

Tableau II.24. Descente de charge du poteau F2

Ce qui donne :

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$

$$Nu = 1,35 \times 1566,77 + 1,5 \times 289 = 2548,64 \text{ KN}$$

$$Nu = 2548,64 \text{ KN}$$

Conclusion :

$$Nu_{C2} = 2800 \text{ KN} > Nu_{F2} = 2548,64 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est C2.

Remarque : Dans la zone où notre poteau subit le plus de contraintes, les murs de séparation sont construits en double cloison, ce qui implique qu'ils doivent être pris en compte lors de la distribution de la charge. Selon les directives du BAEL 91, l'effort normal sur le poteau le plus sollicité doit être augmenté de 15 %.

$$\text{Donc : } Nu^* = 1,15 \times Nu = 1,15 \times 2800 = 3080 \text{ KN}$$

$$Nu^* = 3080 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

Vérification de poteau de l'entre sol (55×55) cm² :

A la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

Avec :

$$\frac{Nu}{B} \leq \sigma_{BC}$$

Nu : Effort normal pondéré dû au charges et au surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \times h$

σ_{BC} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{BC} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} \quad \square$$

$$B \leq \frac{Nu}{\sigma_{BC}} \Rightarrow B \geq \frac{3080 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$B \geq 0,217 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$$

Donc elle n'est pas vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent on va vérifier le poteau le plus sollicité à chaque niveau les résultats sont mentionné dans le tableau suivant :

Etages	Nu(KN)	Sections(cm ²)	Comparaison (B>B _{Calculé})		Observation
			B(m ²)	B _{Calculé} (m ²)	
9 ^{ème} étage	271,822	30×30	0,09	0,019	vérifiée
8 ^{ème} étage	563,050	30×30	0,09	0,03	Vérifiée
7 ^{ème} étage	855,650	30×35	0,105	0,06	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1143,67	30×35	0,105	0,08	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1430,00	35×35	0,122	0,010	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1710,133	35×35	0,122	0,120	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1988,560	35×40	0,140	0,140	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2267	35×40	0,140	0,159	Pas vérifiée
1 ^{er} étage	2548,220	40×40	0,160	0,179	Pas vérifiée
RDC	2851,170	45×45	0,2025	0,200	Vérifiée
Sous-sol	3080	45×45	0,2025	0,2170	Pas vérifiée

Tableau II.25 Vérification des poteaux a la compression simple

Vérification au flambement :

$$B_r \text{ cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$B_r = (b - 2) \times (b - 2)$ cm : Section réduite de poteau.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement λ .

γ_s : 1,15 coefficient de sécurité d'acier ; γ_b : 1,5 coefficient de sécurité de béton.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. ; h_0 : Longueur du poteau.

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

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

Vérification au flambement pour le poteau d'entre sol :

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,86 = 3,402 \text{ m}$$

$$B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,45 \times 0,45^3}{12} = 3,417 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3,417 \times 10^{-3}}{0,2025}} = 0,130 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{3,402}{0,130} = 26,16 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,764$$

$$\alpha = 0,764$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \text{ cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \text{ cal} \geq \frac{3080 \times 10^{-3}}{0,764 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,183 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0,45 - 0,02) \times (0,45 - 0,02) = 0,185 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

Donc y'a pas de risque de flambement.

Étages	Nu(KN)	Section(cm) ²	i	λ	α	Comparaison (B>B _{Calculé})		Observation
						B(m ²)	B _{Calculé} (m ²)	
9 ^{ème} étage	271,822	30×30	0,086	24,90	0,771	0,09	0,016	Vérifiée
8 ^{ème} étage	563,050	30×30	0,086	24,90	0,771	0,09	0,033	Vérifiée
7 ^{ème} étage	855,650	30×35	0,101	21,20	0,791	0,105	0,05	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1143,67	30×35	0,101	21,20	0,791	0,105	0,065	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1430,00	35×35	0,101	21,20	0,791	0,122	0,082	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1710,133	35×35	0,101	21,20	0,791	0,122	0,098	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1988,560	35×40	0,115	18,62	0,804	0,140	0,112	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2267	35×40	0,115	18,62	0,804	0,140	0,128	Vérifiée
1 ^{er} étage	2548,220	40×40	0,115	18,62	0,804	0,160	0,144	Vérifiée
RDC	2851,170	45×45	0,130	28,75	0,748	0,185	0,173	Vérifiée
Sous- sol	3080	45×45	0,130	26,16	0,764	0,185	0,183	Vérifiée

Tableau II.26. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau

Puisque la vérification à la compression simple n'est pas vérifiée dans les 3 niveaux (Sous-sol, 1^{er} étage, 2^{ème} étage) on doit redimensionner la section des poteaux.

➤ **vérification selon les règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes (zone IIa)

$$\min(a, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) \geq h_e/20.$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Etage	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9 ^{ème}	observation
Section	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)	Vérifiée
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	55	50	45	40	35	30	Vérifiée
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	26,7	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	Vérifiée
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1	1	Vérifiée

Tableau II.27. Résultats de vérification aux exigences de RPA pour le poteau C2

Conclusion :

Une fois que nous avons achevé le prédimensionnement des éléments et avons confirmé qu'ils répondent à toutes les vérifications requises, nous avons sélectionné les sections suivantes pour chaque élément :

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux (étage courant, RDC et T.A)		(16+4)cm
		(20+4)cm
Plancher dalle pleine	Dalles des balcons	e=12 cm
Escaliers	Escaliers étage courant	e = 20 cm
	Escalier RDC	e = 20 cm
	Escalier Sous-sols	e = 20 cm
Poutres	Principale	(30×40)
	Secondaire	(30×40)
	Brisé	(30×40)
	P. palière	(30x30)
Voiles	Tous les niveaux	e = 15 cm
Poteaux	Entre sol + RDC	(55×55)
	1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	(50×50)
	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	(45×45)
	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	(40×40)
	7 ^{ème} + 8 ^{ème} étage	(35×35)
	9 ^{ème} étage	(30×30)

Tableau II.28. Caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

1 Introduction :

Dans ce chapitre, notre attention sera exclusivement portée sur l'analyse des composants non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement. L'objectif est d'évaluer les charges exercées sur ces composants spécifiques et de calculer les sollicitations les plus contraignantes afin de déterminer la section d'acier requise pour supporter ces charges.

2 Etude des planchers :**2.1 Plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux est composé de hourdis et d'une dalle pleine pour la compression. Il est habituellement employé dans les constructions courantes, offrant une isolation thermique efficace.

2.1.1 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont dimensionnées en considérant la flexion simple et le cisaillement, les traitant comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, deux méthodes sont disponibles :

- Une méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91):

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher a surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
2. Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
3. Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
4. Le rapport entre deux travée successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0,8 et 1,25.

Valeurs des moments :

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \rightarrow \text{Travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} M_g$ et M_d sont pris avec valeurs absolue.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale :

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: \text{ sur un appui central d'une poutre à 2 travées} \\ -0,5M_0: \text{ sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives} \\ 0,4M_0: \text{ sur tous les autres appuis intermédiaire} \end{cases}$$

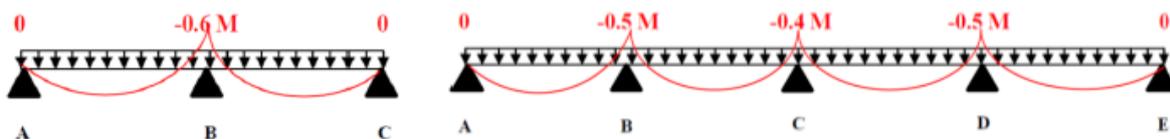


Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à plus de 2 travées.

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (aucun ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0,15 \times M_0 \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n).$$

Valeurs des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = \frac{Ql}{2} \text{ sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :}$$

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0: \text{ pour une poutre à deux travées} \\ 1,10 V_0: \text{ Pour une poutres à plusieurs travée} \end{cases}$$

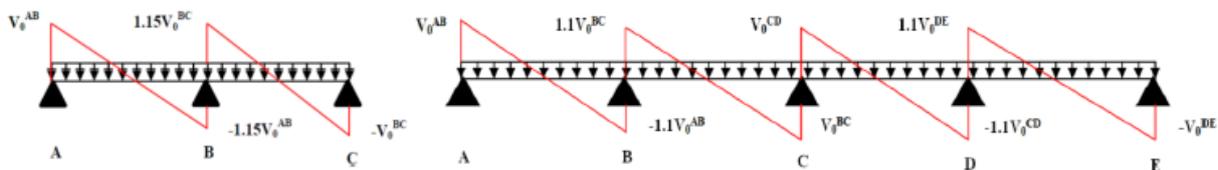


Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 et à plus de 2 travées.

❖ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ($Q \geq \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$).

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

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

Calcul des moments**Moment en travée :**

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

$$\text{Avec : } M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (1 - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appuis :

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \Rightarrow (\text{BAEL. Art. I. III. 3})$$

L'_g, L'_d : Longueurs fictives.

- q_g, q_d : Charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0,8 L: \text{Travée intermédiaire} \\ L: \text{Travée de rive} \end{cases}$$

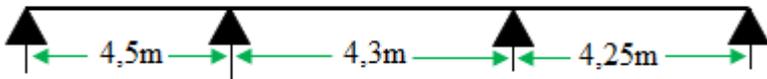
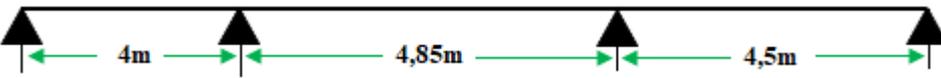
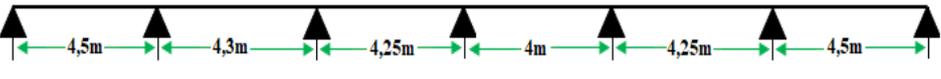
L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{Md - Mg}{l_i} \dots (\text{BAEL. Art. L. III3})$$

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

❖ Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1. Type de poutrelle

Type s	Schéma statique	
Type 1		RDC et étage, TA.
Type 2		RDC et étage, TA.
Type 3		RDC et étage, TA.
Type 4		RDC
Type 5		RDC et étage, TA.

➤ Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Deux types de poutrelles sont disponibles :

2.1.1.1 Poutrelles isostatiques

- Le calcul des sollicitations sur ces poutrelles s'effectue à l'aide de la **méthode des réactions mécaniques (RDM)**.
- La RDM est une méthode analytique qui permet de déterminer les efforts et les moments fléchissant dans une poutre soumise à des charges et des appuis donnés.
- Elle s'appuie sur les principes de l'équilibre statique pour établir les équations qui régissent le comportement de la poutre.

2.1.1.2 Poutrelles continues

Le calcul des sollicitations sur ces poutrelles peut être réalisé par deux méthodes différentes :

- **Méthode forfaitaire :**

1. Cette méthode approximative utilise des coefficients forfaitaires pour estimer les efforts et les moments fléchissant dans la poutre.
2. Elle est généralement utilisée pour des poutrelles continues simples avec des charges uniformes et des appuis réguliers.

- **Méthode de Caquot :**

1. Cette méthode plus précise utilise des équations différentielles pour déterminer les efforts et les moments fléchissant dans la poutre.
2. Elle est généralement utilisée pour des poutrelles continues plus complexes avec des charges non uniformes ou des appuis irréguliers.

Les cas les plus défavorables :

Moins d'appuis(travée) :

Plus grande portée donc : (type2, type3).

Calcul type 2 (RDC):



Figure III.3. Poutrelles Type2.

Méthode forfaitaire :

Les conditions :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 < \min(2G, 5)$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée } \checkmark$$

$$\alpha = \frac{4}{4,85} = 0,82 \in [0,8 ; 1,25] \quad \text{Vérfiée } \checkmark$$

$$I = \text{Cst} \quad \text{Vérfiée } \checkmark$$

$$\text{FPN} \quad \text{Vérfiée } \checkmark$$

La charge sur la poutrelle :

$$qu = (1,35G + 1,5Q) + 0,65 = (5,71 \times 1,35 + 1,5 \times 5) \times 0,65$$

$$qu = 9,88 \text{ KN/m}$$

$$qs = (G + Q) \times 0,65 = (5,71 + 5) \times 0,65 = 6,96 \text{ KN/m}$$

Les moments au appuis :

$M_A = M_D = 0$ (appuis de rive) sauf le BAEL exige de mettre les aciers de fissuration pour équilibrer sur moment fictif $M_A = -0,15M_0$ avec :

$$M_0 = \text{Max}(M_{0_1}, M_{0_3}) = M_{0_3} = \frac{Ql_3^2}{8}$$

Appuis de rive :

$$\text{ELU} \Rightarrow M_A = M_D = -0,15 \left(\frac{9,88 \times 4,5^2}{8} \right) = -3,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_A = M_D = -0,15 \left(\frac{6,96 \times 4,5^2}{8} \right) = -2,64 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0,5M_0 = -0,5 \max(M_{0_1}, M_{0_2}) = -0,5M_{0_2}$$

$$M_C = -0,5M_0 = -0,5 \max(M_{0_2}, M_{0_3}) = -0,5M_{0_2}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow M_B = M_C = -0,5 \left(\frac{9,88 \times 4,85^2}{8} \right) = -14,52 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_B = M_C = -0,5 \left(\frac{6,96 \times 4,85^2}{8} \right) = -10,23 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{\theta}{G + \theta} = 0,466$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3 \times 0,466 = 1,133 \\ 1,2 + 0,3 \times 0,466 = 1,339 \end{cases}$$

$$1. \quad Mt + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max(1,05; 1,139)M_0$$

$$2. \quad Mt \geq \frac{1,339}{2}M_0$$

Travée [AB] :

$$Mt_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,139M_{0_1}$$

$$Mt_{AB} + \frac{0,5 \times M_{0_2}}{2} \geq 1,139M_{0_1}$$

$$Mt_{AB} \geq 1,139M_{0_1} - 0,25M_{0_2} \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt_{AB} \geq 0,669M0_1 \dots \dots \dots (2)$$

ELU = 15,24 KN.m ELS = 10,73 KN.m

Travée [BC] :

$$Mt_{BC} + \frac{0,5M0_2 + 0,5M0_2}{2} \geq 1,139M0_2$$

$$Mt_{BC} \geq 1,139M0_2 - 0,5M0_2$$

$$Mt_{BC} \geq 0,639M0_2 \dots \dots \dots (1)$$

Travée [BC] intermédiaire donc :

$$Mt_{BC} \geq \frac{1,139}{2} M0_2 \geq 0,569M0_2 \dots \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow Mt_{BC} \geq 0,639M0_2$$

ELU = 18,16 KN.m ELS = 13,07 KN.m

Travée [CD] de rive :

$$Mt_{CD} \geq 1,139M0_3 - 0,25M0_2 \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt_{CD} \geq 0,669M0_3 \dots \dots \dots (2)$$

ELU = 21,22 KN.m ELS = 14,95 KN.m

Effort tranchant [ELU seulement] :

Travée [AB] :

$$V_A = \frac{Ql1}{2} = 19,76 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{1,1 Ql1}{2} = -21,73 \text{ KN}$$

Travée [BC] :

$$V_B = \frac{1,1 Ql2}{2} = 26,36 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{1,1 Ql2}{2} = -26,36 \text{ KN}$$

Travée [CD] :

$$V_C = \frac{1,1 Ql3}{2} = 24,25 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{Ql3}{2} = -22,23 \text{ KN}$$

Mmax (type2) :

Tableau III. 2: Les sollicitations max dans la poutrelle type (2) RDC.

M	ELU		ELS	
Appuis	Rive	Intermédiaire	Rive	Intermédiaire
	-3,75	-14,52	-2,64	-10,23
Travée	21,22		14,95	

2.1.1.3 Ferrailage des poutrelles :

Armature longitudinales :

Données : $b=65 \text{ cm}$, $b_0= 10 \text{ cm}$, $h= 24 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $Fe=400 \text{ MPA}$, $fc_{28}=25 \text{ MPA}$

➤ **Ferrailage en Travée :**

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

$M_{t_U} = 73 \text{ KN.m} > M_{Travée} = 21,22 \text{ KN.m}$ L'axe neutre se trouve dans le table de compression=> étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = 0,047 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_l = 0,398 (fe400)$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,06$$

$$z = 0,214 \text{ m}$$

$$A_t = 2,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{t_{calculé}}$ On ferraille avec $A_{t_{calculé}}$

On prend : **3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **Ferrailage en Appuis :**

Appuis intermédiaire :

$$\mu_{bu} = 0,211 > 0,186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,299$$

$$z = 0,193 \text{ m}$$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times ft_{28}}{fe} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{inter}$$

On prend : **2HA12 = 2,26 cm²**

Appuis Rive :

$$\mu_{bu} = 0,08 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0,01 \Rightarrow z = 0,819 \text{ m}$$

$$A_{rive} = 0,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < 0,49 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } \mathbf{1HA8=0,5 \text{ cm}^2}$$

➤ **Ferraillage transversale :**

$$\phi t < \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi l\right) \Rightarrow \phi t < \min\left(\frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 8\right) \Rightarrow \phi t = 6,85 \text{ mm}$$

On opte pour un étier $\phi 8$

$$A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

2.1.2 Vérification a L'ELU :

2.1.2.1 Cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \min\left[0,2 \times \frac{fc_{28}}{\gamma b}, 5 \text{ MPA}\right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1,2 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA } \textit{Vérifiée} \checkmark \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

Espacement St :

$$St \leq \min(0,9d ; h_0) \Rightarrow St \leq 19,8 \text{ cm} \dots (1)$$

$$St \leq At \times \frac{0,8fe \times (\sin(90) + \cos(90))}{b_0(\tau_u - 0,3 ft_j) \times k} \Rightarrow k = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$St \leq 0,8 \dots \dots \dots (2)$$

$$St \leq \frac{At \times fe}{0,4 \times b_0} = 101 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

$$St_{min}(1,2,3) \text{ Soit } St = 15 \text{ cm}$$

Vérification des armatures longitudinales voisinage de rive :**Appuis de rive :**

$$Al \geq 1,15 \frac{V_u}{f_e} \Rightarrow Al = 2,85 + 0,49 = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$Al \geq 0,75 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée } \checkmark$$

Appuis intermédiaire :

$$Al \geq \frac{1,15}{400(26,36 - \frac{14,52}{0,9 \times 0,22})}$$

$$Al \geq 0,04 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée } \checkmark$$

La bielle :

$$V_u \leq 0,267 \times A_{min} \times b_0 \times f_{c28} \Rightarrow A_{min} = 0,9 \times d = 19,8 \text{ cm}$$

$$V_u = 26,36 \times 10^{-3} \text{ MN} < 0,132 \text{ MN} \dots \text{Vérifiée } \checkmark$$

Contrainte jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{0,275 \times 26,36 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma b}\right) \dots \text{Vérifiée } \checkmark$$

2.1.3 Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, ce qui rend la vérification des aciers non nécessaire.

Cependant, il est toujours important de vérifier :

1. Les contraintes.
2. Les limites de déformation (comme la flèche).

2.1.3.1 Vérification des contraintes :

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -3,953 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

→ L'axe neutre dans la nervure ⇒ Section en **T**.

Calcul de I et Y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15(A + A') + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow d' \text{ ou } : y = 5,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(y - d)^2 + 15A(d - y)^2 = 17366 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 4,51 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée } \checkmark$$

➤ **En appuis intermédiaire :**

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -5,857 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

→ L'axe neutre dans la nervure ⇒ Section en **T**.

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15(A + A') + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

⇒ d'ou : **y = 4,3 cm**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(y - d)^2 + 15A(d - y)^2 = 12342,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 3,56 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée } \checkmark$$

2.1.3.2 Condition de vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{450} = 0,049 < 0,062 \dots \text{La condition n'est pas vérifiée } \times$$

⇒ vérification de la flèche est obligatoire

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f'$$

Les charges :

$$J = G (\text{revêtement, mortier, lit de sable, etc.}) \times l_0$$

$$j = 3,36 \times 0,65 = 2,18 \text{ KN/m}$$

$$g = G \times l_0 = 5,71 \times 0,65 = 3,71 \text{ KN/m}$$

$$p = (G + Q) \times l_0 = (5,71 + 5) \times 0,65 = 6,96 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments en travée :

La travée la plus grande est la travée 2 :

$$M_t \geq 0,639M_0$$

1. Sous g :

$$M_t^g = 0,639 \times M0_2 = 0,639 \times \left(\frac{3,71 \times 4,85^2}{8} \right) = 6,97 \text{ KN.m}$$

2. Sous j :

$$M_t^j = 0,639 \times M0_2 = 0,639 \times \left(\frac{2,18 \times 4,85^2}{8} \right) = 4,096 \text{ KN.m}$$

3. Sous p :

$$M_t^p = 0,639 \times M0_2 = 0,639 \times \left(\frac{6,96 \times 4,85^2}{8} \right) = 13,07 \text{ KN.m}$$

➤ Module de Young :

$$E_v = 3700 \times (25)^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} \times E_i \Rightarrow E_i = E_v \times 3 = 32465,6 \text{ MPa}$$

➤ Coefficient λ :

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b \times 3 \times b_0 \times \rho)} = 2,157 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,006 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 22} = 0,0154 = 1,54\%$$

➤ Calcul des contraintes σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} = 101,35 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \times \frac{(d-y)}{I} = 59,55 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \times \frac{(d-y)}{I} = 190,13 \text{ MPA} \end{cases}$$

➤ Calcul de μ :

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + ft_{28}}\right) = 0,559 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + ft_{28}}\right) = 0,363 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + ft_{28}}\right) = 0,734 \end{cases}$$

➤ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15(A + A') + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d)^2 + 15A(d - y)^2 = 17366 \text{ cm}^4$$

$n=15$ (coefficient d'équivalence)

y_G : est la position du centre de gravité de la section (par rapport à la face supérieure). Pour une section en T :

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d)}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A)} = 8,02 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{12} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(h - y_G)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')]$$

$$\Rightarrow I_0 = 33298 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 18265 \text{ cm}^4 & \rightarrow f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1,62 \text{ mm} \\ I_{fgi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 14367 \text{ cm}^4 & \rightarrow f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 3,51 \text{ mm} \\ I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 12080 \text{ cm}^4 & \rightarrow f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 7,84 \text{ mm} \\ I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 22613 \text{ cm}^4 & \rightarrow f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 6,7 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,41 \text{ mm} > \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4850}{500} = 9,7 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée

Maintenant on opte pour vérifier pour tous les étages (le type de poutrelle 2) :

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{int} (KN.m)	Mt (KN.M)	V (KN)	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{int} (KN.m)	Mt (KN.M)
Terrasse accessible	-2,89	-11,16	14,66	20,26	-2,09	-8,11	10,65
Étage courant usage d'habitation	-2,45	-9,51	12,65	17,26	-1,78	-6,89	9,15
Étage courant usage bureaux	-2,82	-10,95	15,1	19,86	-1,62	-7,85	10,82

Tableau III.3. Sollicitations max des poutrelles de tous les étages

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES			ARMATURES TRANSVERSALES (cm ²)
		La section calculée (Cm ²)	La section adoptée (Cm ²)	A _{min} Cm ²	
Terrasse accessible	Appuis de rive	0,37	0,78 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,47	1,92= 1HA12+1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Travée	1,95	2,36 = 3HA10	1,7	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant usage d'habitation	Appuis de rive	0,32	0,78= 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,26	1,57= 2HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Travée	1,66	2,36= 3HA10	1,7	2HA6 = 0,57
Plancher	Appuis de rive	0,37	0,78= 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57

étage courant usage bureaux	Appuis intermédiaires	1,45	1,92=1HA12+HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Travée	2,00	2,36= 3HA10	1,7	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant usage commerciale	Appuis de rive	0,49	0,5=1HA8	0,265	2HA8 = 1,01
	Appuis intermédiaires	2,16	2,26 = 2HA12	0,265	2HA8 = 1,01
	Travée	2,85	3,39=3HA12	1,7	2HA8 = 1,01

Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles de tous les étages

2.1.4 Ferrailage de la dalle de compression :

Barre perpendiculaire aux poutrelles : $l_0=65$ cm ; $f_e=235$ Mpa (Treillis soudés ‘RL’)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \frac{cm^2}{ml} ; A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,40cm^2/ml$$

Barre parallèle || aux poutrelles :

$$A_{||} = A_{\perp} \times 2 = 0,55 \text{ cm } 2ml / = 4\phi 6 = 1,13cm^2/ml$$

\perp ; $st=20cm \leq 20cm$ *Vérifiée*

$||$; $st=25cm \leq 30cm$ *Vérifiée*

On opte pour un treillis soudé $\phi 6(150 \times 150)$ mm²

Vérification des poutrelles aux états limites (ELS) :

Les vérifications des poutrelles aux limites sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Vérification des contraintes à l’ELS

Niveau	Endroit	Ms (Kn.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes	Observation
Terrasse accessible	Travée	10,65	2,36	5,24	17366	3,21 < 15	<i>Vérifiée</i>
	Appuis	8,11	1,92	4,30	12342,7	2,82 < 15	<i>Vérifiée</i>
Etage courant Habitation	Travée	9,15	2,36	5,24	17366	2,76 < 15	<i>Vérifiée</i>
	Appuis	6,89	1,57	4,30	12342,7	2,40 < 15	<i>Vérifiée</i>
Etage courant à usage bureau	Travée	10,82	2,36	5,24	17366	3,26 < 15	<i>Vérifiée</i>
	Appuis	7,85	1,92	4,30	12342,7	2,73 < 15	<i>Vérifiée</i>
Etage courant à usage commerciale	Travée	14,95	3,39	5,24	17366	4,51 < 15	<i>Vérifiée</i>
	Appuis	10,23	2,26	4,30	12342,7	3,08 < 15	<i>Vérifiée</i>

a) La vérification de la flèche pour étage usage bureaux :

Tableau III.6 : Vérification de la flèche des poutrelles étage bureau

ρ	λ_i	λ_v	σ_{st}^j MPa	σ_{st}^g MPa	σ_{st}^p MPa
0,0154	2,76	1,1	59,29	100,9	144,97
μ_j	μ_g	μ_p	I_0	Y(cm)	I (cm ⁴)
0,361	0,558	0,666	33298	5,24	17366
F _{ji} mm	F _{gv} mm	F _{gi} mm	F _{pi} mm	Δf mm	$f=L/500$ mm
1,62	6,69	3,51	5,64	7,2	9,7

$\Delta f < f \Rightarrow 7,2 < 9,7$ mm Donc la condition de la flèche est vérifiée.

a) La vérification de la flèche pour étage usage habitation et T.A :

Tableau III.7 : Vérification de la flèche des poutrelles étage habitation et (T.A)

ρ	λ_i	λ_v	σ_{st}^j MPa	σ_{st}^g MPa	σ_{st}^p MPa
0,0154	2,76	1,1	59,29	100,9	127,29
μ_j	μ_g	μ_p	I_0	Y(cm)	I (cm ⁴)
0,361	0,558	0,63	33298	5,24	17366
F _{ji} mm	F _{gv} mm	F _{gi} mm	F _{pi} mm	Δf mm	$f=L/500$ mm
1,62	6,69	3,51	4,77	6,34	9,7

$\Delta f < f \Rightarrow 6,34 < 9,7$ mm Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Tableau III.8. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appui de rive
Plancher			
RDC			

<p>Plancher Bureau et terrasses accessible</p>			
<p>Plancher étage Habitation</p>			

3 Planchers à dalles pleines :

Dans notre étude, nous nous concentrons sur le renforcement des panneaux de dalle soumis aux contraintes les plus importantes. Les autres panneaux, identiques à ceux les plus sollicités, seront ferrailés selon les mêmes spécifications.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \begin{cases} \rho \leq 0,4 \text{ la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \rho \geq 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

Exemple de calcul :

Dalle sur 2Appuis perpendiculaire type 5 (logia)

Caractéristique de la dalle :

$$G = 7,3 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1,15 \text{ m} ; L_y = 3,42\text{m} ; \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,33 < 0,4.$$

La dalle travaille selon 1 sens (x).

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 15,1 \text{ KN/m} .$$

Calcul se fait à la flexion simple pour une section (b×h) = (1×0,12) m².

3.1 Calcul des sollicitations

Tableau III.9. Calcul des sollicitations dans la dalle pleine 5.

Type de dalle	Sollicitations		
	ELU		ELS
DP5	Mtx (KN.m)	Vx (KN)	Mtx (KN.m)
	9,98	17,37	7,14

3.2 Calcul de ferrailage :

Tableau III.10. Calcul des ferrailages de la dalle pleine 5.

Endroit	M (KN.m)	Ubu	α (cm ²)	Z(m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadop(cm ²)
Travée x-x	9,98	0,0705	0,0914	0,096	2,98	1,2	4HA10=3,14

Espacement des armatures :

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots$ *Vérifiée*

Sens-y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots$ *Vérifiée*

3.3 Vérification à ELU :

3.3.1 L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{17,37}{1 \times 0,1} \Rightarrow \tau_u = 0,173\text{Mpa} < (\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25) \dots$$
Vérifiée

On remarque qu'il ne y'a pas de risque de cisaillement.

3.4 Vérification à ELS :

Les données du tableau ci-dessous résument les observations relatives aux contraintes dans le béton et l'acier.

$$q_s = G + Q = 10,8\text{KN}/\text{m}^2$$

Tableau III.11. Vérification des contraintes dans le béton.

Endroit	M (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée x-x	7,14	3,14	2,63	3164	5,94	15	<i>Vérifiée</i> ✓

3.4.1 Etat limite de déformation

Les 2 conditions de la flèche sont vérifiées Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.5 Schéma de ferrailage

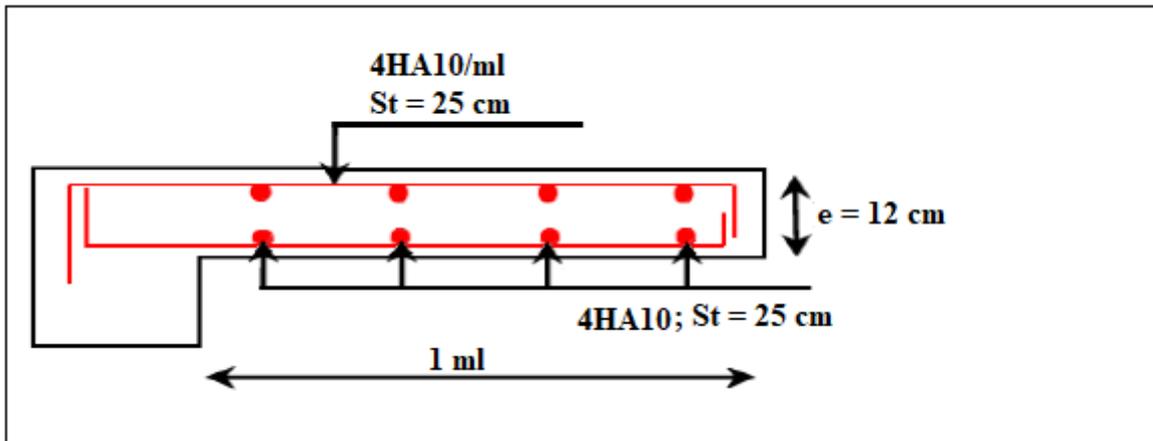


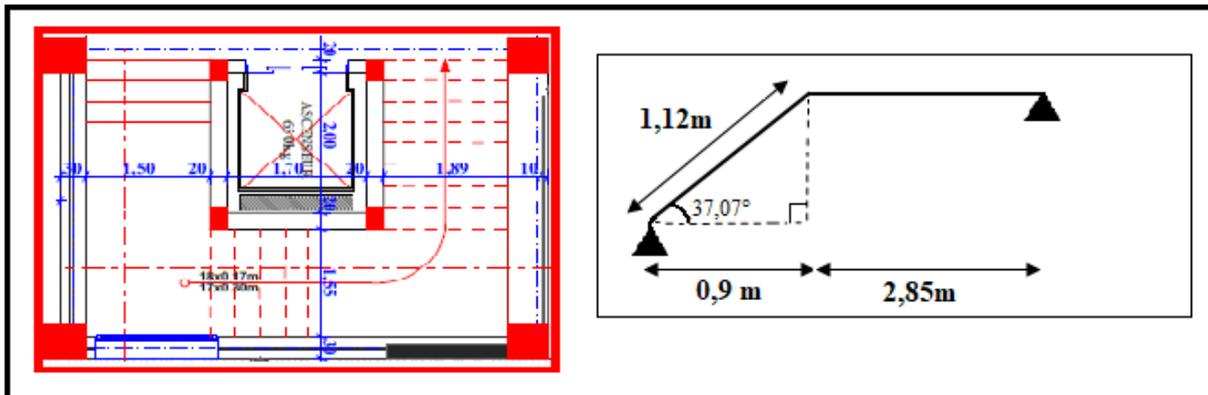
Figure.III.4 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis perpendiculaire

4 Etude des escaliers :

L'étude se concentre sur la flexion simple pour identifier les sollicitations maximales nécessaires pour adapter le renforcement de l'escalier à notre conception spécifique. Pour notre structure, nous envisageons de renforcer un seul type d'escalier, à savoir celui de trois volées situé au rez-de-chaussée.

4.1 Escalier premier étage a 3 volée :

4.1.1 1^{er} volée :



FigIII.5 Vue en plan et coupe en élévation de l'escalier principal

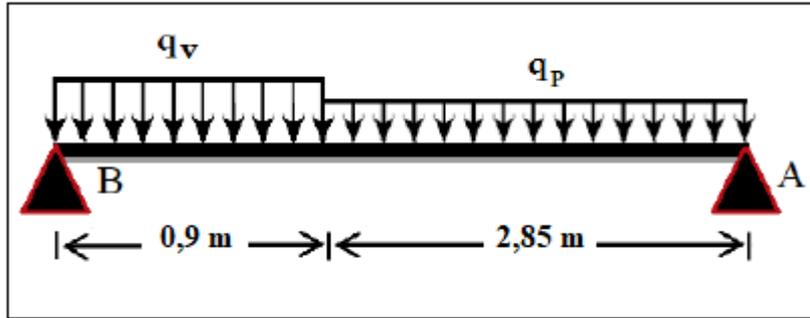


Figure III.6 Schéma statique de la volée 1.

A. Calcul des charges :

Volée :

$$\begin{pmatrix} Gv = 9,95 \text{ KN/m}^2 \\ Qv = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{pmatrix}$$

Palier :

$$\begin{pmatrix} Gp = 6,43 \text{ KN/m}^2 \\ Qp = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{pmatrix}$$

ELU :

$$Qv = (1,35 \times 9,95) + (1,5 \times 2,5) = 17,18 \text{ KN/m}$$

$$Qp = (1,35 \times 6,43) + (1,5 \times 2,5) = 12,43 \text{ KN/m}$$

B. Charge du mur :

$$\text{ELU} \Rightarrow Qu_{\text{mur}} = (1,35 \times 2,62) \times (2,23 - 0,4) = 6,47 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow Qs_{\text{mur}} = 4,79 \text{ KN/m}$$

C. Calcul des sollicitations :

Tableau III.12. Calcul des sollicitations

	Réactions		Mo max	Moment		Vmax
	Ra	Rb		Travée	Appuis	
Travée	28,33	25,03	25,21	18,91	-12,6	28,33
Appuis	20,44	18	18,13	15,41	-7,25	20,44

D. Ferrailage escalier :

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

On a : FPN e = 20cm ; d = 18cm ; b = 100 cm

Tableau III.13. Ferrailage des escaliers.

	M	Ubu	α	Z	A ^{Calc}	A _{min}	A _{adop}	St
Travée	18,91	0,041	0,052	0,176	3,08	2,17	4HA12=4,52cm ²	25
Appuis	-12,6	0,027	0,034	0,177	2,04	2,17	4HA10=3,14cm ²	25

E. Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_p}{3} \Rightarrow \text{La paillasse est soumise à une charge concentrée}$$

$$\text{Travée : } A_{rep} = \frac{4,52}{3} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA8 = 2,01 et St = 25 cm.

$$\text{Appuis : } A_{rep} = \frac{3,14}{3} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA8 = 2,01 et St = 25 cm.

F. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :

V_{max}=28,33 KN

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{28,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,157 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,7 \times 25}{1,5} = 1,174 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de cisaillement.

G. Vérification des espacements :

Sens principal :

Travée :

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

Appuis :

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

Sens secondaire :

$$St = 25 \text{ cm} < \min(4 \times 25 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{vérifiée} \checkmark$$

H. Vérification à l'ELS :

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau III.14. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

	M	Y	I	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	15,41	4,3	15376	4,32 < 15	vérifiée ✓
Appuis	-7,25	3,6	11320	2,35 < 15	vérifiée ✓

4.1.1.1 Vérification de la flèche :

Les conditions :

$$1) \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{Mt}{20M_0}\right) \text{ Avec: } e = 0,2 \text{ m ; } l = 3,95 \text{ m}$$

$$0,05 \geq \max(0,062 ; 0,042) \text{ Pas vérifiée } \times$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 < 18,9 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée } \checkmark$$

$$3) L = 3,95 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

Première condition n'est Pas vérifiée \times

On doit vérifier la flèche :

Résultat de la flèche :

Tableau III.15. Tableau des résultats de la flèche.

f _{ji}	f _{gi}	f _{pi}	f _{gv}	f	f _{adm}	Observation
0,077	0,132	0,315	0,398	0,503	7,9	vérifiée ✓

B) 3^{ème} volée :

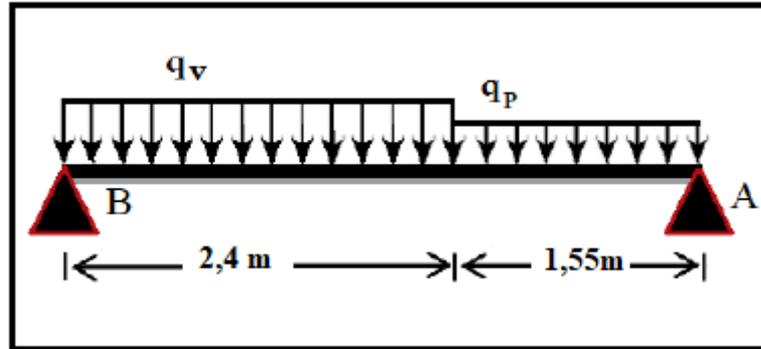


Figure III.7. Schéma statique de la 3^{ème} volée 1^{er} étage

On résume les résultats dans les tableaux suivants :

Sollicitation :

Tableau III.16. Les sollicitations dans la 3^{ème} volée.

	Réaction		Moment (M ₀) isostatique	Moment		Vmax
	RA	RB		Travée	Appuis	
ELU	32,5	28,01	30,71	23,03	-15,35	32,50
ELS	23,51	20,20	33,21	18,08	-8,88	23,51

Ferraillage :

Tableau III.17. Ferraillage de la 3^{ème} volée.

	M	U _{bu}	α	Z	A ^{Calc}	A _{min}	A choisi	St
Travée	23,03	0,05	0,064	0,175	3,77	2,17	4HA12=4,52 cm ²	25
Appuis	-15,35	0,042	0,042	0,177	2,49	2,17	4HA10=3,14 cm ²	25

Armatures de répartition :

Tableau III.18. Armatures de répartitions.

Travée	Appuis
$\frac{4,52}{3} = 1,5$ St = 25 cm 4HA8	$\frac{3,14}{3} = 1,05$ St = 25 cm 4HA8

Vérification l'ELU :

Contrainte béton :

Tableau III.19. Contrainte dans le béton.

	M	Y	I	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	18,08	4,3	15376	$5,29 < 15$	vérifiée✓
Appuis	-8,88	3,6	11320	$2,88 < 15$	vérifiée✓

4.1.2 Vérification de la flèche :

Première condition n'est **Pas vérifiée X**

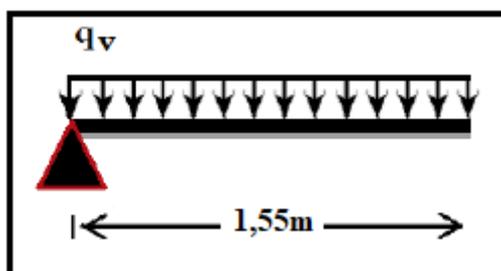
la 2^{ème} et la 3^{ème} condition **vérifiée✓**

Tableau III.20. Vérification de la flèche.

f _{ji}	f _{gi}	f _{pi}	f _{gv}	f	f _{adm}	Observation
0,113	0,348	0,666	0,762	0,967	7,9	vérifiée✓

La 2^{ème} volée :

Cette volée est considérée comme une console qui transmet sa charge à la poutre brisée.

**Figure III.8** Schéma statique de la volée 2 du 1^{er} étage**Les sollicitations :****Tableau III.21.** Les sollicitations dans la 2^{ème} volée.

	Mmax	Vmax
ELU	-20,64	26,63
ELS	-14,95	19,29

Ferraillage :

Tableau III.22. Ferrailage de la 3^{ème} volée.

M	α	Z	A ^{Calc}	A _{min}	A choisi	St
-20,64	0,044	0,175	3,37	2,17	4HA12=4,52 cm ²	25 cm

$$A_{rep} = \frac{4,52}{3} = 1,5 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2,01 cm² ; St= 25 cm

4.1.3 Vérification à l'ELU :

Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant

V _{max}	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
26,63	0,147	1,17	vérifiée✓

Espacement :

Tableau III.24. Vérification de l'espacement.

Sens Principal	Sens Secondaire
St = 25 cm < min = 33 cm	St = 25 cm < min = 45 cm

4.1.4 Vérification a l'ELS :

Contrainte dans le béton :

Tableau III.25. Vérifications des contraintes dans le béton.

M	Y	I	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
-19,29	4,3	15376	4,19 < 15	vérifiée✓

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) = 199,7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

La flèche : Les 3 conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5 Etude de la poutre brisée

5.1 Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 150 + \frac{120}{\cos(35,31)} + 290$$

$$L = 587,05 \text{ m}$$

Donc : 41,55 ≤ h ≤ 58,73

On prend : $h = 45 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

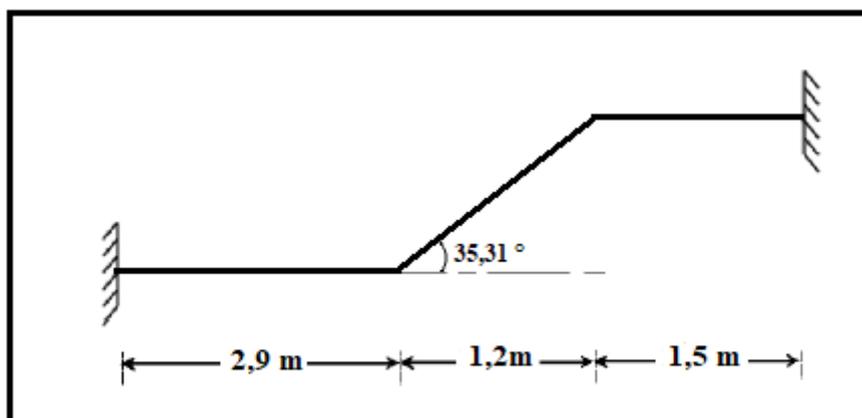


Figure III.9 Schéma statique de la poutre brisée du 1^{er} étage

5.2 Vérification selon RPA :

$$B \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{40} = 1,13 < 4 \quad \checkmark$$

On adopte :

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

5.3 Détermination des charges :

Réaction et moment transmis par les escaliers

$$G_0 = \text{poids propre partie horizontale} = 25 \times 0,4 \times 0,45 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = \text{Poids propre partie inclinée} = 4,5 / (\cos (35,31)) = 5,51 \text{ KN/ml}$$

Rd = Charge ramenée par la partie AB, EF.

Rp = Charge ramenée par la partie DC.

$$Rd_1 = 25,03 \text{ KN/m}, Rd_2 = 28,01 \text{ KN/m}$$

$$Rp = Q_v \times L = 17,18 \times 1,55 = 26,63 \text{ KN/m}$$

Par la méthode RDM :

5.4 Calcul des sollicitations :

5.4.1 ELU :

$$Q_1 = 1,35 (G_0 + Q_{mur}) + Rd_1 = 39,83 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = 1,35 (G_1) + Rp = 34,08 \text{ KN/m}$$

$$Q_3 = 1,35 (G_0) + Rd_2 = 34,08 \text{ KN/m}$$

5.4.2 ELS :

$$Q_1 = 27,29 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = 24,08 \text{ KN/m}$$

$$Q_3 = 24,08 \text{ KN/m}$$

Sollicitation :

Tableau III.26 Les sollicitations dans la poutre brisée.

	Réaction		Moment (M ₀) isostatique	Moment		Vmax
	RA	RB		Travée	Appuis	
ELU	99,74	107,78	123,33	92,5	-61,66	107,78
ELS	69,83	74,32	87,75	65,81	-43,87	69,83

Ferraillage :

Tableau III.27. Ferraillage de la poutre brisée

	Ubu	α	Z	A ^{Calc}	Amin	A choisi	St
Travée	0,101	0,134	0,378	6,98	1,93	4HA16=8,04 cm ²	25
Appuis	0,073	0,095	0,384	4,97	1,93	4HA14=6,16 cm ²	25

5.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{vu}{b \times d} = \frac{107,78 \times 10^{-3}}{0,42 \times 0,4} = 0,62 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times fc28}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

...La condition est vérifiée ✓

5.4.3.1 Armatures transversale :

Avec un espacement de 15 cm

$$St = 15 \text{ cm} < \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 37,8 \text{ cm} \dots \text{La condition est vérifiée } \checkmark$$

$$A_{trans} = \frac{0,4 \times b \times st}{fe} \Rightarrow A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \frac{(\tau_u - 0,3 \times fc28) \times b \times st}{0,9 \times fe} = -0,016 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$$

5.4.3.2 Calcul a la torsion :

$$\text{Avec : } \begin{cases} U: \text{Périmètre de la section} \\ \Omega: \text{Air du contour tracé à mi - hauteur} \\ e: \text{épaisseur de la paroi} \\ A_T: \text{Section d'acier} \end{cases}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 6,67 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (0,9 - 0,0667) \times (0,45 - 0,0667) = 0,128 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times (h - e) + (b - e) = 1,43 \text{ m}$$

$$m_{appuis} = \max(m_1; m_2; m_3) \Rightarrow \max(18,91 ; 20,64 ; 15,35)$$

$$m_{appuis}^{max} \text{ volée}(2) = 20,64 \text{ KN.m}$$

Moment de torsion :

$$M_{tor} = \frac{m_{appuis}^{max} \times l}{2} = 57,79 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau^{torsion} = \frac{Mt}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau^{torsion} = 3,2 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \bar{\tau} :$$

Avec z = la résultante des contraintes .

$$\tau = \sqrt{\left(\left(\frac{vu}{b \times d}\right)\right)^2 + \tau^2} = \sqrt{0,62^2 + 3,2^2} = 3,26 < 3,33 \text{ Mpa} \dots \text{La condition est vérifiée } \checkmark$$

5.4.3.3 Armatures longitudinales en torsion :

$$A_T = \frac{M_T \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 9,28 \text{ cm}^2$$

5.4.3.4 Armatures transversale en torsion :

$$A_T = \frac{M_T \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1,29 \text{ cm}^2$$

5.4.4 Ferrailage de la poutre brisé :**5.4.4.1 Armatures longitudinales :****Appuis :**

$$A_{tot}^{appui} = H_t^{flexion} + \frac{1}{2}A_t^{torsion} = 6,16 + \frac{1,29}{2} = 6,81 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$A_{tot}^{travée} = 8,04 + \frac{9,28}{2} = 12,68 \text{ cm}^2$$

5.4.4.2 Armatures transversale :

$$A_{trans} = A^{flexion} + A^{torsion} = 0,6 + 1,29 = 1,89 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage :**En travée :** 4HA16+2HA20**En appui :** 5HA14**5.4.4.3 Calcul à l'ELS :****Vérification de σ_{bc} :**

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

$$y = \frac{40}{2}y^2 + 15 \times 6,81(y - 3) - 15 \times 12,68(42 - y) = 0$$

$$20y^2 + 102,15y - 306,45 - 7988,4 + 190,2y = 0$$

$$20y^2 + 292,35y - 8294,85 = 0$$

$$y = 14,32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{40}{3} \times 14,32^3 + 15 \times 6,81(13 - 3)^2 + 15 \times 12,68(42 - 13)^2 = 0$$

$$I = 197970,88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{65,81 \times 10^{-3}}{197970,88 \times 10^{-8}} \times 13 \times 10^{-2} = 4,76 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

5.4.4.4 La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{4,5}{587,05} = 0,076 > 0,062 \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

$$\frac{h_t}{l} > 0,076 > \frac{M_t}{15m_0} = 0,05 \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{12,68}{40 \times 42} = 0,0075 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage des escaliers :

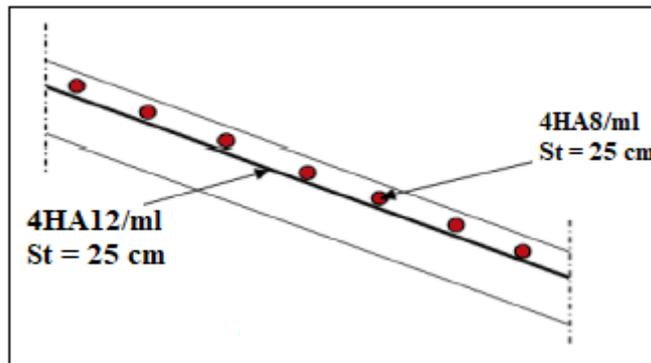


Figure III.10 Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée étage 1.

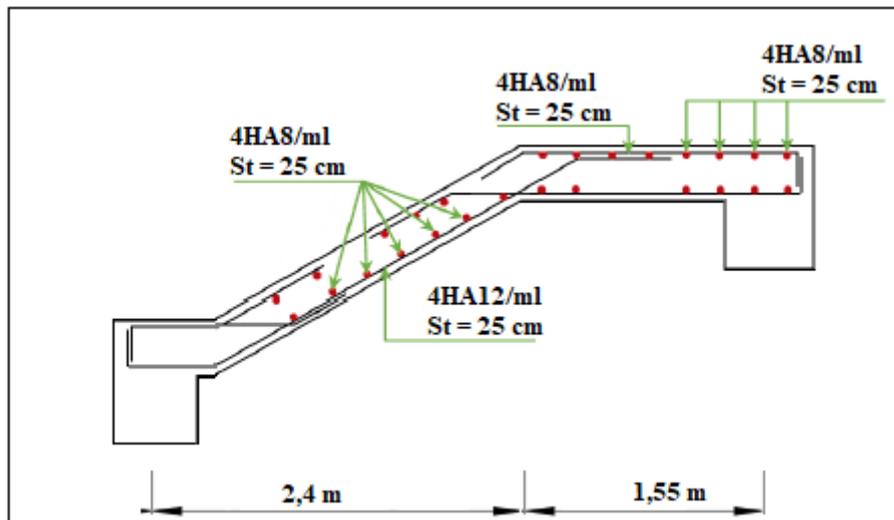


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la 3^{ème} volée du 1^{er} étage

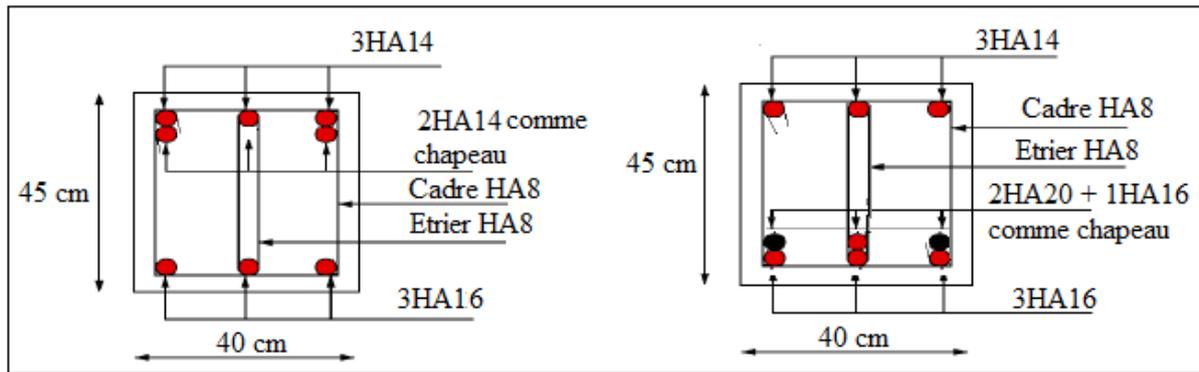


Figure III.12 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

6 Etude de l'ascenseur :

Caractéristique :

Longueur = 2 m

Largeur = 1,7 m

F_c = charge due à la rupture des câbles = 50 KN

P_m = charge due à l'ascenseur (cabine et accessoire) = 15 KN

D_m = charge due à la salle de machine = 50 KN

P_p = charge maximale = 630 Kg = 6,3 KN

$V = 0,63$ m/s \Rightarrow ($a_0 = 80$ cm ; $b_0 = 80$ cm)

$$\Rightarrow P = 15 + 50 + 6,3 = 71,3 \text{ KN}$$

6.1.1 Etude de dalle de la salle de machine :

h_0 = Epaisseur de la dalle

h = Epaisseur de revêtement

a_0, U = dimension selon x-x

b_0, V = dimension selon y-y

D'après le BAEL on a :

$$U = a_0 + e + 2 \times \varepsilon \times h_0$$

$$V = b_0 + e + 2 \times \varepsilon \times h_0$$

($a_0 \times b_0$) Surface sur laquelle s'applique la charge en fonction de la vitesse ($U \times V$) surface d'impact.

- e : Epaisseur de la dalle soit $e = 15$ cm

- h_0 : Epaisseur de revêtement rigide (Chapeau) ($\varepsilon = 1$)

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow U = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow V = 105 \text{ cm}$$

6.1.2 Evaluation des moments sous charge concentrée M_{x1} et M_{y1} du système :

$$M_{x1} = q \times (M_1 + \mu M_2)$$

$$M_{x1} = q \times (M_2 + \mu M_1)$$

$$\text{Avec : } \mu = 0 \Rightarrow ELU$$

$$\mu = 0,2 \Rightarrow ELS$$

$$M1 \text{ en fonction } p \text{ et } \alpha = \frac{\mu}{lx} = 105/200 = 0,525p = 0,85$$

$$M2 \text{ en fonction } p \text{ et } \alpha = \frac{\mu}{ly} = 105/170 = 0,62p = 0,85$$

$$\text{D'après l'annexe } p = 0,85 \begin{cases} \alpha = 0,525 \Rightarrow M1 = 0,105 \\ \beta = 0,620 \Rightarrow M2 = 0,057 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times p \Rightarrow q_u = 96,25 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 96,25 \times 0,105 = 10,10 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 96,25 \times 0,057 = 5,480 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.1.3 Les moments due aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretiens :

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$P = 0,85 > 0,4 \text{ travail dans 2 sens}$$

$$ELU \begin{cases} U_x = 0,0506 \\ U_y = 0,6864 \end{cases} \quad ELS \begin{cases} U_x = 0,0576 \\ U_y = 0,7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 25 \times 0,15 + 20 \times 0,05 = 4,75 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 7,91 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 5,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_{x2} = 1,15 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,789 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$M_0^x = M_{x1} + M_{x2} = 11,25 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = M_{y1} + M_{y2} = 6,27 \text{ KN.m}$$

6.1.4 Résultat des moments :

Tableau III.28. Sollicitation sous charges concentré.

	M_{x1}	M_{y1}
ELU	10,10	5,48
ELS	7,48	4,06

Sollicitation sous charge répartie :

Tableau III.29. Sollicitation sous charges répartie.

	M_{x2}	M_{y2}
ELU	1,15	0,789
ELS	0,957	0,746

Superposition des moments sous charge répartie :

Tableau III.30. Superposition des moments sous charge répartie.

	M_{x0}	M_{y0}
ELU	11,25	6,27
ELS	8,44	4,80

6.1.4.1 Les moments corrigés :

$$Mt^x = 0,85 m_{x0}$$

$$Mt^y = 0,85 m_{y0}$$

$$Ma_{x,y} = -0,4 m_{x0}$$

Tableau III.31. Les moments corrigés

	Mt^x	Mt^y	$Ma_{x,y}$
ELU	9,56	5,33	-4,4
ELS	7,174	4,08	-3,376

Ferrailage de la dalle :

Tableau III.32. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

		M	Ubu	α	Z	A^{Cal}	A_{min}	A_{adop}	St
Travée	xx	9,56	0,0675	0,0874	0,096	2,84	1,29	4HA10=3,14cm ²	25
	yy	5,33	0,0376	0,0479	0,098	1,56	1,29	4HA10=3,14 cm ²	25
Appuis	xx	-4,4	0,098	0,040	0,098	1,31	1	3HA08=1,51 cm ²	33
	yy	-4,4	0,098	0,040	0,098	1,31	1	3HA08=1,51 cm ²	33

6.1.4.2 Vérification l'ELU :

- **Poinçonnement :**

$$q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne} \Rightarrow 96,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}} < \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \dots \text{vérifiée} \checkmark$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{96,25}{3 \times 1,05} = 29,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} = \frac{29,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,225 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25$$

- **Espacement :**

$$\text{Travée} \Rightarrow \begin{cases} x = 25 < 33 \\ y = 25 < 33 \end{cases} ; \text{Appuis} \Rightarrow \begin{cases} x = 33 < 45 \\ y = 33 < 45 \end{cases}$$

6.1.5 Vérification à l'ELS :

6.1.5.1 Contrainte dans le béton :

Tableau III.33 Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

		M(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	Observation
Travée	xx	7,174	3,14	2,63	3164	5,96 < 15	250,32 < 201,63	Pas vérifiée X
	yy	4,080	3,14	2,63	3164	3,39 < 15	142,44 < 201,63	vérifiée ✓
Appuis x,y		3,376	1,51	2,33	2504	3,13 < 15	154,82 < 201,63	vérifiée ✓

6.1.5.2 Vérification de la flèche :

Selon lx :

$$e = 15 \text{ cm} > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{Tx}}{20M_{0x}}\right) lx$$

$$e = 15 \text{ cm} > (6,375 ; 7,22) \text{ cm}$$

$$A_T < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_T < \frac{2 \times 1 \times 0,12}{400} \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

$$3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

Selon l_y :

$$e = 15 \text{ cm} > 7,22 \text{ cm} \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

$$3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

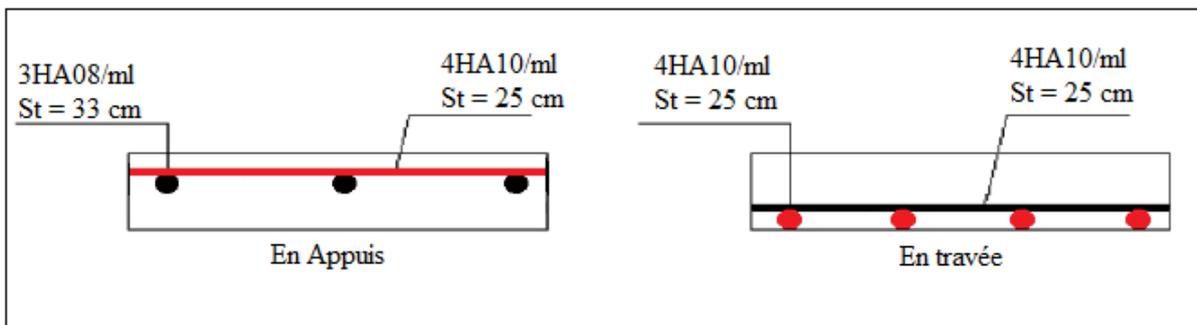


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la salle de machine de l'ascenseur.

6.1.6 Dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont : (170×200) cm et $h = 15$ cm

- Poids propre de la dalle de revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{Dm}{s} = \frac{50}{1,7 \times 2} = 14,7 \text{ KN/m}^2$
- $G_{tot} = G_1 + G_2 = 19,5 \text{ KN/m}^2$
- $\Rightarrow qu = 26,32 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4$ la dalle travail dans les deux sens

6.1.6.1 Evaluation des moments à l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0506 \times 26,32 \times 1,7^2 = 3,84 \text{ KN.m} \\ M_y = U_y \times M_x = 2,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$M_{Tx} = 3,264 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 2,23 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -1,53 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34 Ferraillage dalle d'ascenseur.

	M	Ubu	α	Z	A ^{Cal}	A _{min}	A _{Adopter}	St
Travée xx	3,264	0,0230	0,0291	0,098	0,95	1,29	3HA10	33
Travée yy	3,264	0,0157	0,0198	0,099	0,64	1,24	3HA10	33
Appuis	-1,53	0,0108	0,0135	0,099	0,44	1,2	3HA10	33

6.1.6.2 Vérification a l'ELU :

Effort tranchant :

$$0,041 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

6.1.6.3 Evaluation des moments à l'ELS :

$$q_s = G1 + G2 = 19,51 \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0576 \times 19,51 \times 1,7^2 = 3,24 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,7794 \times 3,24 = 2,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{Tx} = 2,75 \text{ KN.m} \\ M_{Ty} = 2,14 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = -1,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.1.6.4 Vérification des contraintes :**Tableau III.35** Vérification des contraintes dans le béton

	M(KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	Observation
Travée x	2,75	2,36	2,33	2504	2,55 < 15	126,33 < 201,63	vérifiée ✓
Travée y	2,14	2,36	2,33	2504	2 < 15	98,31 < 201,63	vérifiée ✓
Appuis x,y	-1,3	2,36	2,33	2504	1,2 < 15	59,72 < 201,63	vérifiée ✓

Vérification de la flèche :

Selon xx :

$$e = 15 \text{ cm} > 7,21 \text{ cm}$$

$$2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2$$

Selon y_y :

$$e = 15 \text{ cm} > 7,22 \text{ cm} \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

$$2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

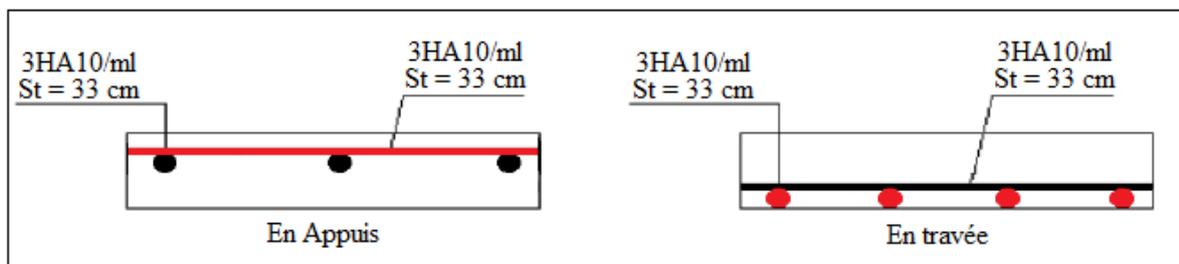


Figure III.14 Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

7 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console intégrée dans le plancher, subissant son propre poids, une force latérale résultant de l'effet sismique, et une surcharge horizontale due à la main courante.

7.1 Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

7.2 Evaluation des charges et surcharges :

▪ Poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{acr} \times 1 = 25 \times 0,0965 = 2,41 \text{ KN/m}$$

$$G_{rev} = 18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 \text{ KN/m}$$

▪ Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

▪ Force sismique :

$$F_p = 4 \times C_p \times W_p \times A = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,77 = 1,33 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} A = 0,15 : \text{Coefficient d'accélération de la zone (Zone II}_A) \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale} \\ W_p = \text{poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Avec : $W_p = G_0 + G_{rev} = 2,41 + 0,36 = 2,77 \text{KN/m}$

7.2.1 Calcul des sollicitations :

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = 8,32 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 31,7 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = W_p = 2,77 \text{KN/m} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p \times Y_G = 1,33 \times 0,317 = 0,421 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.36 Les sollicitations de l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N(KN)	2,77	3,74	2,77
M(KN.m)	1,02	0,9	0,6

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

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} \rightarrow e_0 = \frac{0,9}{3,74} = 0,2406 \text{ cm} ; \frac{h}{6} = 0,1 \text{m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \text{ Section partiellement comprimée, le ferrailage se fait à la flexion simple}$$

D'après le BAEL (Art 4.4) la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

Le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_0 + e_1 + e_2$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \phi + \alpha)}{10000 \times h} ; \text{avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

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

$L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$: Longueur de flambement.

$$e_2 = \frac{6 \times (2 \times 0,6)^2}{10000 \times 0,15} = 0,0058 \text{ m}, \text{ d'ou : } e_{tot} = 24,06 + 2 + 0,58 = 26,64 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_U = 3,74 \text{ KN} \rightarrow M_U = N_U \times e_{tot} = 1 \text{ KN.m}$$

7.3 Ferrailage de l'acrotère :

7.3.1 Calcul à l'ELU :

Le ferrailage se fera avec la combinaison la plus défavorable, ce qui donne :

Tableau III.37 Ferrailage à l'ELU de l'acrotère.

M_u (KN.m)	Ubu	α	Z (m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A_{min}
1,168	0,00571	0,00715	0,12	0,28	0,17	1,44

➤ Vérification à l'ELU :

$A_{min} > A \dots \dots$ On ferraille avec $A_{min} \rightarrow$ on adopte 4HA8 = 2,01 cm²/ml

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte 4HA8} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Espacements :

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4}$; on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{4}$; on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification de cisaillement :

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

$$V_u = 1,5G = 1,5 \times 2,77 = 3,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0311 \text{ Mpa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots$ vérifiée ✓

Situation accidentelle :

$$V_u = F_p + Q = 1,33 + 1 = 2,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,019 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée } \checkmark$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

ΣU_i : la somme des perimetre des barres

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 10,048 \text{ cm}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement = 1,5

$$\begin{aligned} \tau_{se} &= \frac{Vu}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{2,33 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 0,10048} = 0,214 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{es} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \\ &= 2,83 \dots \dots \dots \text{vérifiée } \checkmark \end{aligned}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} ; N_{ser} = 2,77 \text{ KN.m} ; d = 0,12 \text{ m} ; \eta = 1,6$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d - y)}{\mu_t}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow e_1 = \mathbf{0,261 \text{ m}}$$

$e_1 > d$; c est à l'extérieur

$$\Rightarrow c = d - e_1 \rightarrow c = 0,12 - 0,261 = \mathbf{-0,141}$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

Avec :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,055 \text{ m}^2 \\ q = -2c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d)^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,00437 \text{ m}^4 \end{cases}$$

En remplaçant « q » et « p » dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0,267 \Rightarrow y_{ser} = 0,126$

$$\mu_t = 0,00795 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,044 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ pa}$$

7.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère

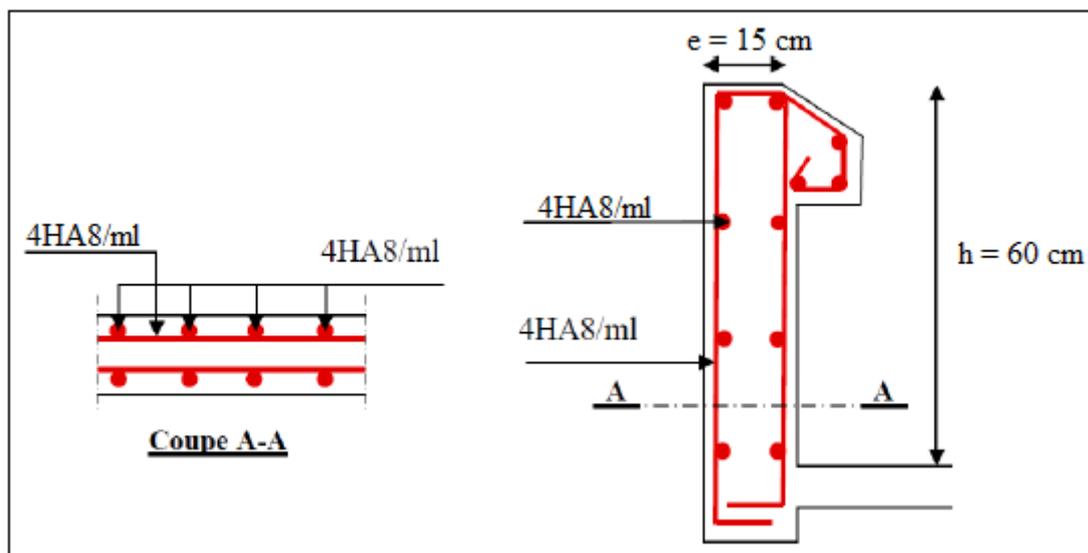


Figure III.15 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV : Etudes dynamique

CHAPITRE IV : Etude Dynamique

1 Introduction

Les dégâts subis par une structure pendant un séisme résultent de sa réaction au mouvement de sa base, causé par le déplacement du sol sur lequel elle repose. Ce phénomène naturel engendre une rupture d'équilibre et la propagation d'ondes sismiques dans toutes les directions lorsque les contraintes dépassent une certaine limite.

Par conséquent, une étude parasismique est indispensable pour analyser le comportement dynamique de la construction.

2 Méthode de calcul

D'après le RPA99/2003 on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1 Méthode statique équivalente :

Cette méthode n'est pas applicable dans notre cas pour les raisons suivantes :

Le bâtiment étudié possède une configuration irrégulière en élévation et en plan. Il est donc nécessaire de vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente. La structure (située en zone IIa, groupe d'usage 2) a une hauteur de 36,55 mètres, ce qui dépasse la hauteur maximale de 23 mètres exigée par le RPA pour cette zone et ce groupe d'usage. Par conséquent, la méthode statique équivalente ne peut être utilisée (RPA99 Art 4.1.2).

2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas utilisable (RPA99/2003 art 4.1.3).

Conclusion : Étant donné que la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme requiert l'intervention de personnel qualifié, la méthode d'analyse modale spectrale est la plus appropriée pour notre cas.

3 Modélisation :

L'étude dynamique requiert des méthodes de calcul très rigoureuses. Parmi celles-ci, la modélisation par éléments finis est indispensable. Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, à déterminer les inconnues au niveau des nœuds, puis à utiliser des fonctions d'interpolation pour analyser l'ensemble de l'élément, puis la structure entière. Cependant, cette approche est complexe et chronophage. C'est pourquoi nous utilisons le logiciel de modélisation ETABS V16.

Ce logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure à partir d'une modélisation en trois dimensions. Il prend également en compte les propriétés non-linéaires des matériaux et facilite le transfert de données avec d'autres logiciels (Autocad, Sap2000 et SAFE).

4 Méthode de calcul des forces sismiques :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \dots \text{Selon } \mathbf{RPA99 \text{ Art. (4.2.3)}}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismiques. Dans notre cas : Groupe d'usage 2

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \rightarrow A = 0,15. \\ R : \text{Coefficient de comportement global de la structure.} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré.} \\ W : \text{Poids total de la structure.} \end{array} \right.$$

- $R=5 \rightarrow$ Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 en fonction du système de contreventement (Contreventement mixte).
- $Q = 1 + \Sigma(P_q)$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

TableaIV.1. Valeurs des pénalités

N°	Critère (Pq)	Observation		Pénalités	
		x-x	y-y	x-x	y-y
01	Condition minimales sur les fils de contreventement	Oui	Non	0	0,05
02	Redondance en plan	Oui	Oui	0	0
03	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

$$D'ou: \begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,10 \end{cases}$$

On a : $W = n \Sigma W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids due au charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre projet on a un niveau à usage bureau et commerciales, et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération :

$$\beta_{commerciale} = 0,6, \beta_{bureau} = 0,2 .$$

Le poids total de la structure : $W = 48166,3291 \text{ KN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0(s) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3.0(s) \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule4.2)}$$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88 \geq 0,7 \quad \text{RPA992003(Formule4.2)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages .

On a : 7%

T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site Rocheux (S1) donc : $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ (s)} \\ T_2 = 0,30 \text{ (s)} \end{cases}$ **RPA99/2003(Formule 4.7)**

4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Pour une structure contreventée par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H = 37,74 m : Hauteur total du bâtiment.

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**RPA99/2003 Tableau 4.6**).

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$\begin{cases} L_x: 26,40 \text{ m} \\ L_y: 21,15 \text{ m} \end{cases}$ Donc $\begin{cases} T_x = \min(0,76; 0,66) \Rightarrow T_x = 0,66 \text{ (s)} \\ T_y = \min(0,76; 0,74) \Rightarrow T_y = 0,74 \text{ (s)} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,302 \\ D_y = 1,209 \end{cases}$$

D’après le RPA99/2003 on doit majorées la période de 30% :

$$\begin{cases} T_x = 0,885 \text{ (s)} \\ T_y = 0,962 \text{ (s)} \end{cases}$$

4.2 La force sismique statique totale à la base de la structure :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,302 \times 1,05}{5} \times 48166,3291 = 1975,445 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,209 \times 1,1}{5} \times 48166,3291 = 1921,692 \text{ KN}$$

Remarque : $V_{dyn} < 0,8 V_{sta} \Rightarrow$ On majore tous les résultats de 0,8

$V_{dyn(x)} = 2197,71 \text{ KN} > 0,8 V_{xst} = 0,8 \times 1975,445 = 1655,647 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée } \checkmark$

$V_{dyn(y)} = 2221,5 \text{ KN} > 0,8 V_{yst} = 0,8 \times 1921,692 = 1537,694 \text{ KN} \dots \text{ vérifiée } \checkmark$

4.3 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0(s) \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \leq 3,0(s) \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule4.13)}$$

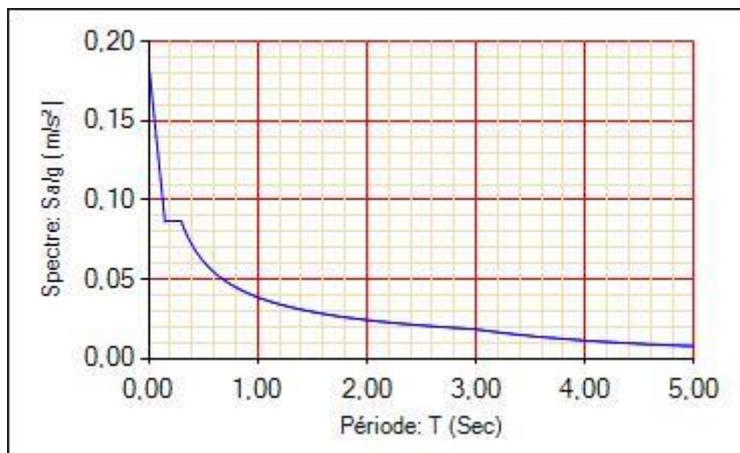


Figure IV.1. Spectre de réponse selon (x-x)

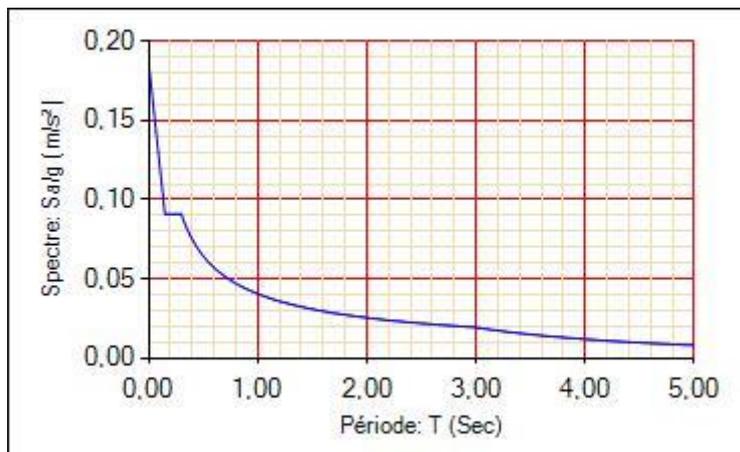


Figure IV.2. Spectre de réponse selon (y-y)

A l'aide de logiciel ETABS.V2016, on a pu appliquer la méthode dynamique modale spectrale.

5 La disposition des voiles

Après plusieurs essais de différentes dispositions des voiles pour obtenir un bon comportement de la structure, et après quelques ajustements de l'architecture du bâtiment, nous avons retenu la disposition suivante :

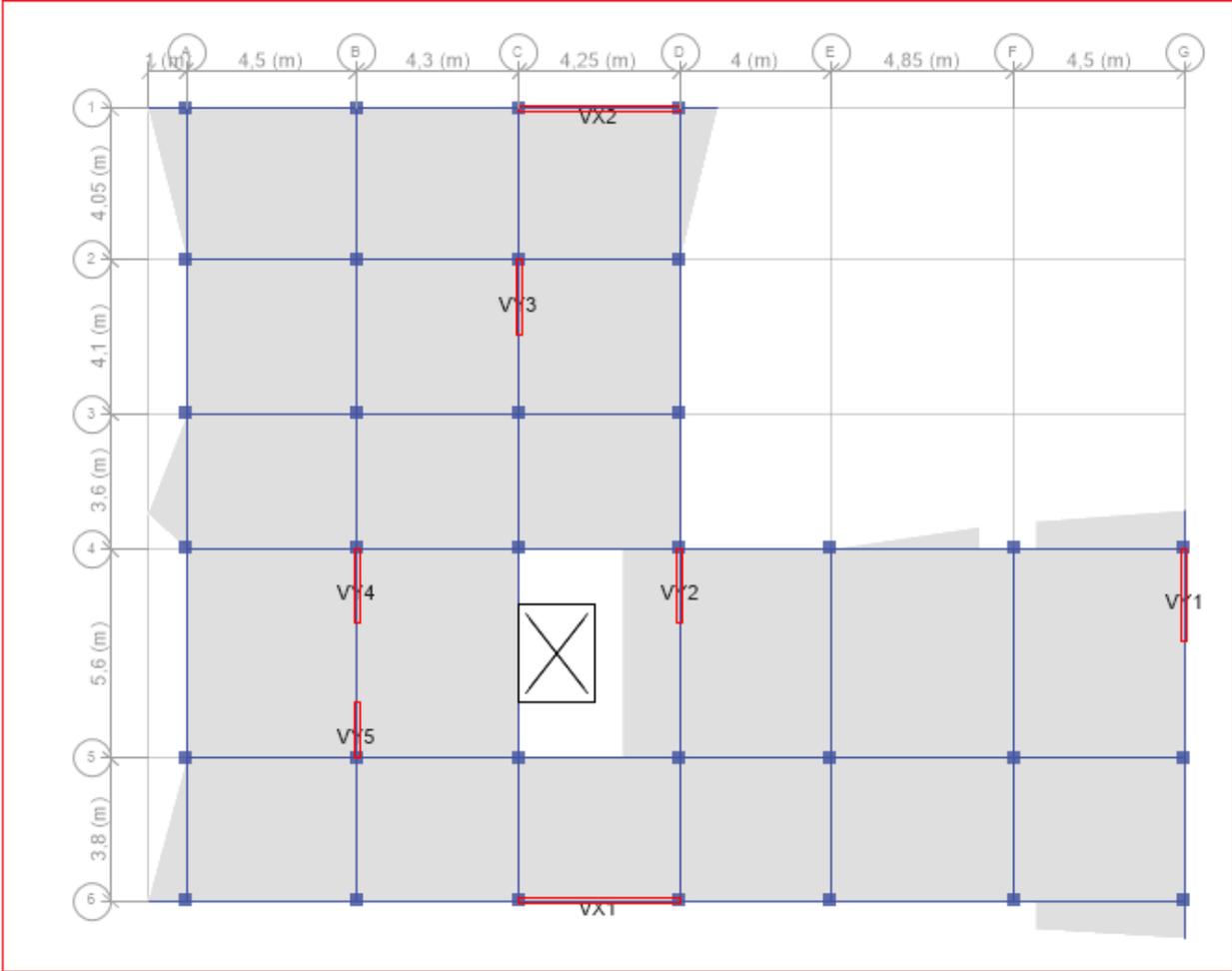


Figure IV.3. Disposition des voiles

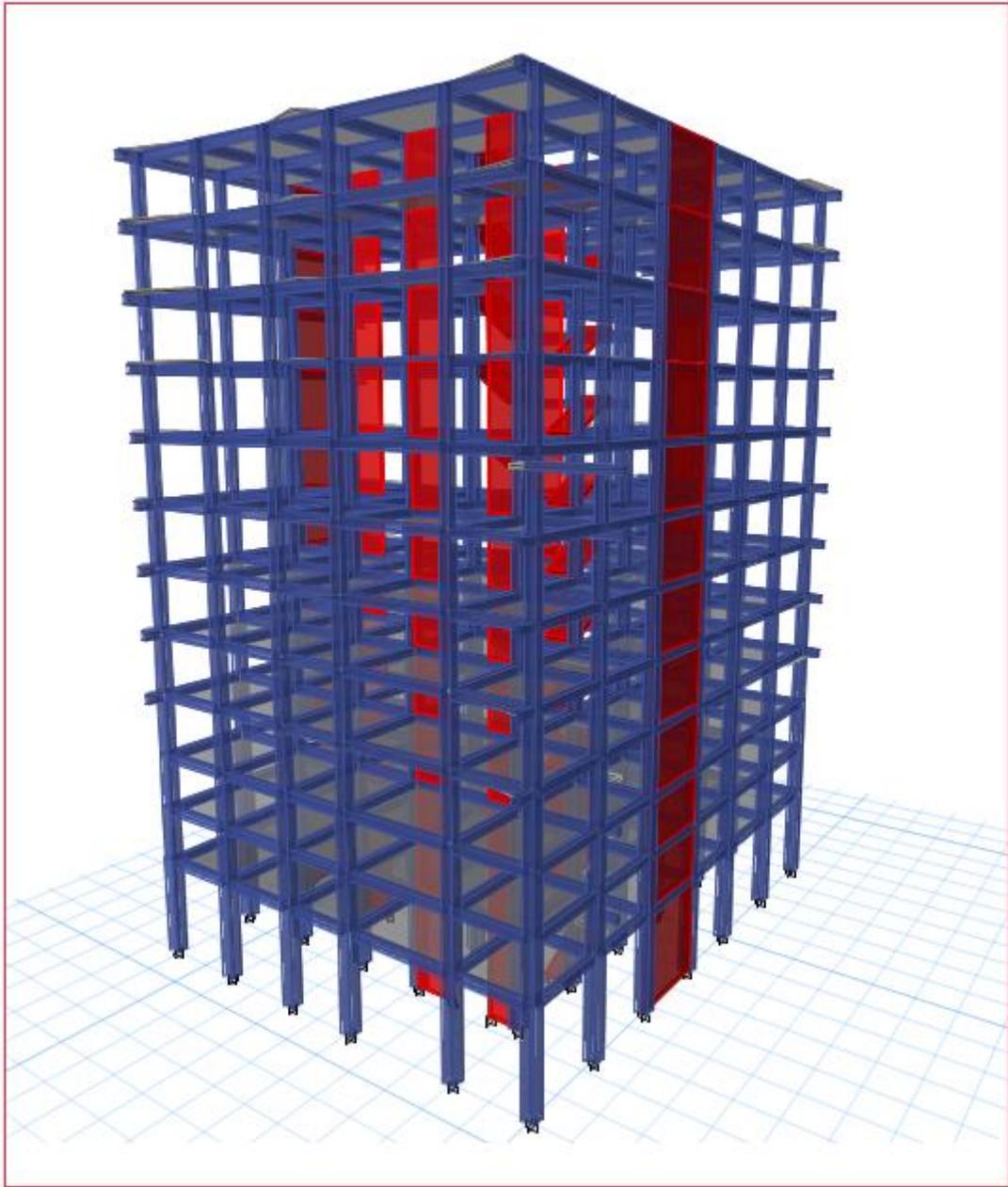


Figure IV.4. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

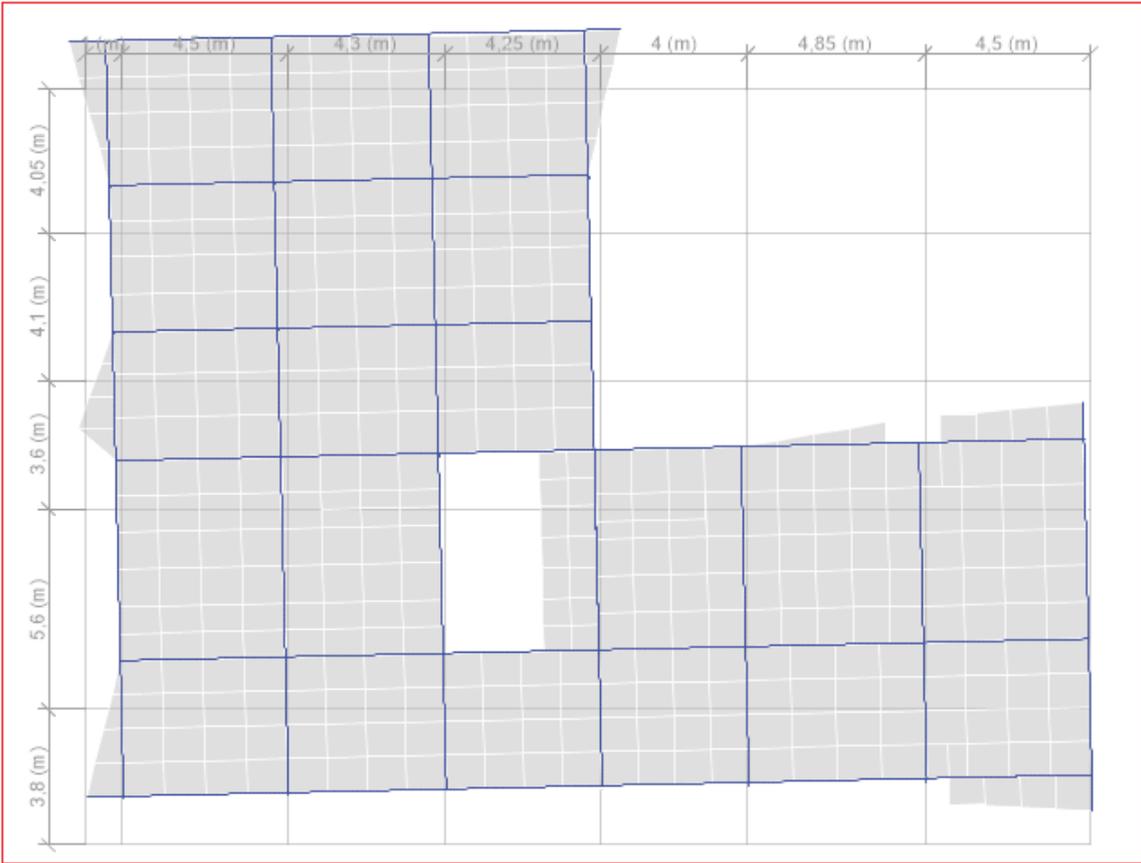


Figure IV.5. 1er mode (translation suivant y-y)

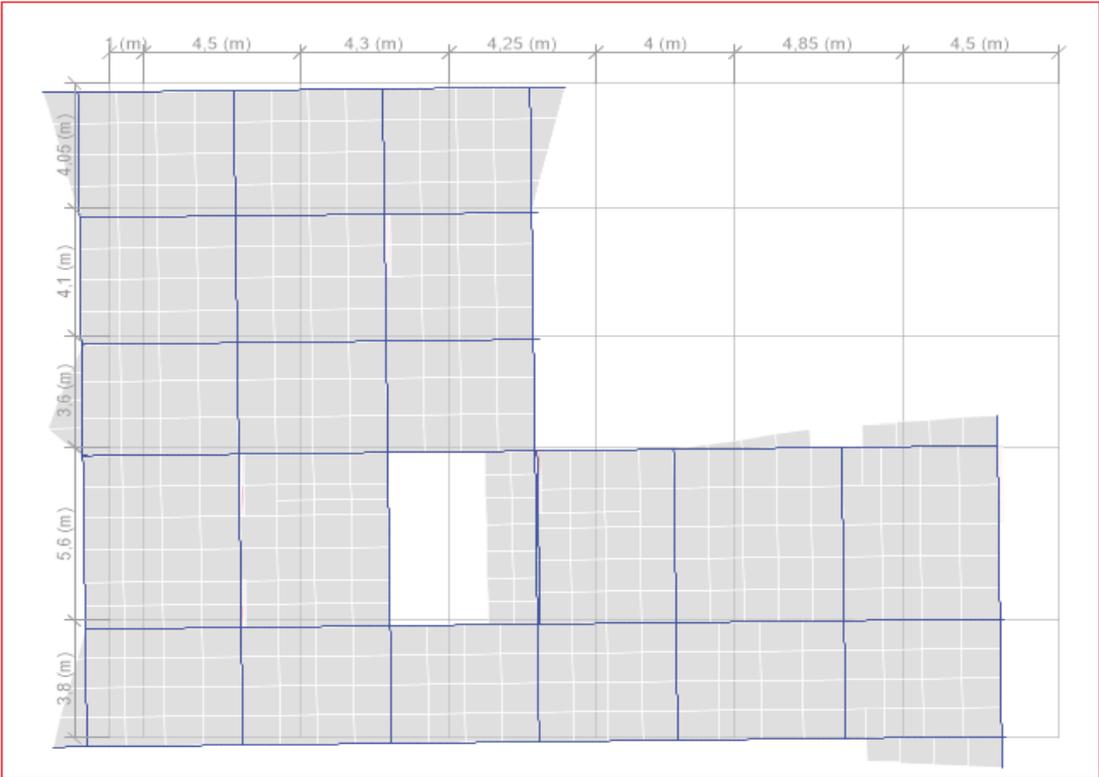


Figure IV.6. 2em mode (translation suivant x-x)

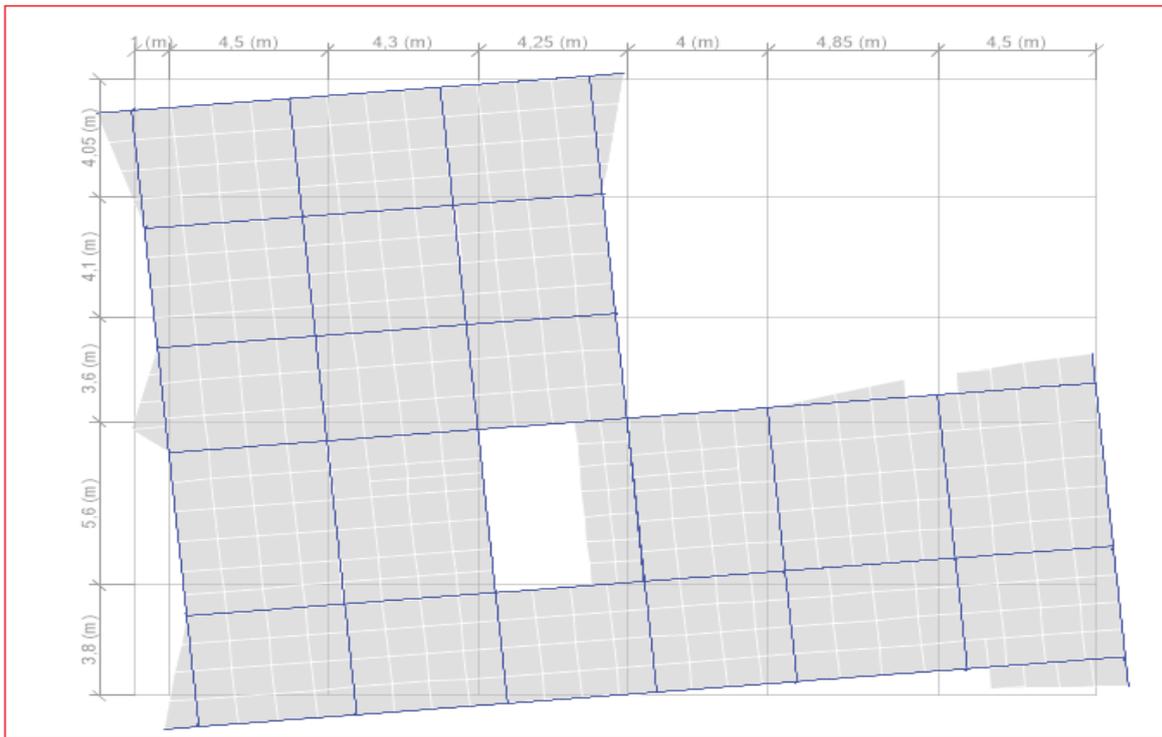


Figure IV.7. 3^{em} mode (Rotation selon l'axe z-z)

5.1 Période de vibration et participation massique :

D'après l'article (Art. 4.3.3) du RPA99/2003, le taux de participation massique doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Mode	Période	UX	UY	SUM UX	SUM UY
1	1,10	0,0053	0,708	0,0053	0,708
2	1,00	0,6628	0,0063	0,6682	0,7142
3	0,888	0,0028	0,007	0,6709	0,7212
4	0,357	0,0003	0,1404	0,6712	0,8616
5	0,291	0,1692	0,0002	0,8404	0,8618
6	0,249	0,0073	0	0,8477	0,8618
7	0,19	0,0001	0,0649	0,8478	0,9267
8	0,141	0,075	0,0001	0,9228	0,9268
9	0,12	0,0002	0,0307	0,923	0,9575
10	0,116	0,0058	0,0032	0,9288	0,9607

6 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

6.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

➤ **Sous charge verticales :**

Le **RPA99/2003 (art3.4. a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des Charges Verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Base	45730,6733	10576,2437	81,22%	18,78%	<i>vérifiée ✓</i>

➤ **Sous charges horizontales :**

Le **RPA99/2003 (art3.4. a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P %	V%	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P %	V%
E11	496,8846	277,2973	64,18	35,82	376,9217	157,212	70,56	29,44
E10	472,8884	348,1457	57,59	42,41	412,1003	302,800	57,64	42,36
E09	484,4193	468,3062	50,84	49,16	459,0544	444,7621	50,80	49,20
E08	680,5101	424,0780	61,60	38,40	686,5828	394,4679	63,51	36,49
E07	633,1051	579,9588	52,19	47,81	677,6707	535,3371	55,87	44,13
E06	797,2919	528,0177	60,15	39,85	895,9864	455,8689	66,28	33,72
E05	724,6873	717,8990	50,23	49,77	860,1897	610,0226	58,51	41,49
E04	830,6954	757,7732	52,29	47,71	1039,075	555,4716	65,16	34,84
E03	723,5531	1002,487	41,91	58,09	966,5183	777,7798	54,41	44,59
E02	822,4527	1031,029	44,37	55,63	1119,7933	718,0400	60,93	39,07
E01	796,4706	1159,426	40,72	59,28	1098,3935	839,3767	56,68	43,32

RDC	597,1812	1305,6357	31,38	68,62	946,08820	1036,9693	47,71	52,29
-----	----------	-----------	-------	-------	-----------	-----------	-------	-------

6.2 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. On doit vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- **B** : l'aire de la section transversale du poteau considéré.
- **N_d** : L'effort normal maximal.
- **F_{c28}** : Caractéristique de résistance à la compression.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B(m ²)	N _d	v	N	Observation
Entre Sol	60x60	0,36	-2690,0268	0,290	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	55x60	0,33	-2352,0994	0,285	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	55x55	0,3025	-2070,276	0,273	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
1 ^{er} étage	50x50	0,25	-1791,9677	0,286	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
2 ^{ème} étage	50x50	0,25	-1538,8896	0,246	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
3 ^{ème} étage	45x45	0,2025	-1294,7936	0,255	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
4 ^{ème} étage	45x45	0,2025	-1104,8501	0,218	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
5 ^{ème} étage	40x40	0,16	-921,1124	0,230	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
6 ^{ème} étage	40x40	0,16	-742,0232	0,185	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
7 ^{ème} étage	35x35	0,1225	-563,2608	0,184	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
8 ^{ème} étage	35x35	0,1225	-386,0799	0,126	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>
9 ^{ème} étage	35x35	0,1225	-220,4192	0,071	<0,3	<i>vérifiée ✓</i>

7 Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99/2003 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec: } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

- δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure.
- δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i .
- R coefficient de comportement ($R = 5$).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements selon (x-x)

Sens x-x							
Niveau	$\delta_k(\text{mm})$	$\delta_k(\text{mm})$	$\delta_{k-1}(\text{mm})$	$\Delta k(\text{mm})$	hk(mm)	$\Delta k/hk < 0,01$	Observation
Sous-sol	0,987	4,935	0	4,935	4860	0,0010	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	2,02	10,115	4,935	5,18	2670	0,0019	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	3,43	17,15	10,115	7,035	2670	0,0026	<i>vérifiée ✓</i>
1	5,03	25,15	17,15	8	3060	0,0026	<i>vérifiée ✓</i>
2	6,92	34,6	25,15	9,45	3060	0,0030	<i>vérifiée ✓</i>
3	8,939	44,695	34,6	10,095	3060	0,0032	<i>vérifiée ✓</i>
4	11,001	55,005	44,695	10,31	3060	0,0033	<i>vérifiée ✓</i>
5	13,1	65,500	55,005	10,495	3060	0,0034	<i>vérifiée ✓</i>
6	15,151	75,755	65,5	10,255	3060	0,0033	<i>vérifiée ✓</i>
7	17,162	85,810	75,755	10,055	3060	0,0032	<i>vérifiée ✓</i>
8	19,074	95,37	85,81	9,56	3060	0,0031	<i>vérifiée ✓</i>
9	20,89	104,475	95,37	9,105	3060	0,0029	<i>vérifiée ✓</i>

Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon (y-y)

Sens y-y							
Niveau	$\delta_k(\text{mm})$	$\delta_k(\text{mm})$	$\delta_{k-1}(\text{mm})$	$\Delta k(\text{mm})$	hk(mm)	$\Delta k/hk < 0,01$	Observation
Sous-sol	1,601	8,005	0	8,005	4860	0,00164	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	3,196	15,98	8,005	7,975	2670	0,00298	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	5,157	25,785	15,98	9,805	2670	0,00367	<i>vérifiée ✓</i>
1	7,408	37,04	25,785	11,255	3060	0,00368	<i>vérifiée ✓</i>
2	9,825	49,125	37,04	12,085	3060	0,00395	<i>vérifiée ✓</i>
3	12,248	61,24	49,125	12,115	3060	0,00396	<i>vérifiée ✓</i>
4	14,562	72,81	61,24	11,57	3060	0,00378	<i>vérifiée ✓</i>
5	16,769	83,845	72,81	11,035	3060	0,00360	<i>vérifiée ✓</i>
6	18,782	93,91	83,845	10,065	3060	0,00328	<i>vérifiée ✓</i>
7	20,607	103,035	93,91	9,125	3060	0,00298	<i>vérifiée ✓</i>
8	22,175	110,875	103,035	7,84	3060	0,00256	<i>vérifiée ✓</i>
9	23,518	117,59	110,875	6,715	3060	0,00219	<i>vérifiée ✓</i>

8 Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)

Les effets de second ordre (ou effets P- Δ) sont les effets induits par les charges verticales après un déplacement. Ils peuvent être négligés pour les bâtiments si la condition suivante est respectée à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \text{RPA99/2003 (article 5.9)}.$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (K).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau (K – 1).

h_k : hauteur de l'étage(K).

$V_k = \sum_{i=k}^n f_i$: effort tranchant d'étage au niveau (K).

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta_{wqi})$.

- Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (mm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (mm)	V_k (KN)	θ_k (mm)	Δ_k (mm)	V_k (KN)	θ_k (mm)
Sous-sol	4860	48349,724	4,935	2153,3339	0,02279993	8,005	2127,1953	0,03743792
RDC	2670	41942,077	5,18	2042,6611	0,03983567	7,975	2027,7596	0,06178071
RDC'	2670	37919,278	7,035	1938,5928	0,05153785	9,805	1937,6116	0,07186703
1	3060	33969,804	8	1826,1926	0,0486312	11,255	1834,3988	0,06811196
2	3060	30077,919	9,45	1699,6315	0,05465167	12,085	1714,2344	0,06929515
3	3060	26186,035	10,095	1564,3881	0,05522175	12,115	1591,6946	0,06513464
4	3060	22406,114	10,31	1439,1038	0,05245799	11,57	1463,3558	0,05789333
5	3060	18626,194	10,495	1321,4193	0,04834421	11,035	1325,5874	0,05067184
6	3060	14945,614	10,255	1185,5201	0,04224926	10,065	1176,9745	0,04176756
7	3060	11265,035	10,055	1025,6198	0,03609166	9,125	997,7956	0,03366684
8	3060	7671,1743	9,56	827,6894	0,02895549	7,84	780,4734	0,02518247

9	3060	4077,3135	9,105	520,8828	0,02329124	6,715	488,0881	0,0183316
---	------	-----------	-------	----------	------------	-------	----------	-----------

Tout les résultats sont *vérifiée ✓*.

9 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La condition d'équilibre est utilisée pour vérifier la stabilité globale de l'ouvrage, qui est soumis aux effets de renversement.

Faut vérifier la condition suivante : $\frac{\text{Moment Stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} > 1,5$

$$M_{renv} = \sum_{k=1}^n V_i \times d_i, M_{stab} = W \times b$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis l'équilibre de la structure

Sens x-x						
W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms(KN.m)	Mr (KN.m)	Mstab/Mrenv	Observation
48166,3291	26,7	13,35	643020,4935	56011,12	11,48 > 1,5	<i>vérifiée ✓</i>
Sens y-y						
W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr(KN.m)	Mstab/Mrenv	Observation
48166,3291	21,5	10,75	517788,0378	56481,54	9,16 > 1,5	<i>vérifiée ✓</i>

Donc l'équilibre du bâtiment est assuré et justifié.

Conclusion

Afin d'optimiser la performance structurelle du bâtiment tout en respectant les exigences architecturales et réglementaires (RPA99/2003), différentes configurations de murs porteurs et leurs dimensions ont été testées.

La disposition retenue a permis d'éliminer le mode de torsion au premier mode et de répondre favorablement aux critères du RPA99/2003. Ceci nous conforte dans le choix de ce modèle et nous permet de passer à l'étape suivante : le calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S-sol	RDC'	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème} et	7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} et
Poteaux (cm ²)	60x60	55x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
Voiles (cm)	20	15	15	15	15	15	15
Poutres (cm ²)	30x40	30x40	30x40	30x40	30x40	30x40	30x40

Chapitre V : Etudes des éléments principaux

Chapitre V : Etude des éléments principaux :

1 Introduction

La superstructure, qui comprend les poteaux, les poutres et les voiles, assure la stabilité du bâtiment face aux tremblements de terre, Pour garantir une résistance sismique adéquate, ces éléments structuraux doivent être dimensionnés et armés de manière appropriée. Ils doivent ainsi être capables de supporter et de redistribuer toutes les forces sismiques.

2 Etude des poteaux

Les poteaux, éléments porteurs verticaux, supportent et dirigent les charges vers les fondations. Leur dimensionnement se fait en tenant compte du cas le plus défavorable, puis leur résistance est vérifiée en flexion composée. Le calcul prend en compte différentes combinaisons de charges.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

- Effort normal maximal « Nmax » et le moment correspondant « Mcor » →A1.
- Effort normal minimal « Nmin » et le moment correspondant « Mcor » →A2.
- Moment fléchissant maximal « Mmax » et l'effort normal correspondant « Ncor » →A3.

$$A = \max (A_1, A_2, A_3).$$

2.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales

D'après le RP99/2003 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armature est de 0,8% (b×h) (en zone IIa).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6% (b×h).
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de 4% (b×h).
 - Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
 - La longueur minimale des recouvrements est L_{\min} est 40ϕ .

- L'espace (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critiques).

La zone nodale est définie par l' et h'.

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{he}{6}; h_e; 60cm\right) \end{cases}$$

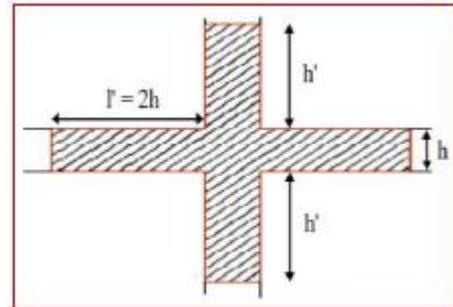


Figure V.1. Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Sections du poteaux	A _{min}	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone recouvrement
Entre Sol	60x60	28,8	144	216
RDC'	55x60	26,4	121	198
RDC	55x55	24,2	110	181,5
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	20	100	150
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	16,2	81	121,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40x40	12,8	64	96
7 ^{ème} et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	35x35	9,8	49	73,5

✓ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{Max}}{h_1 \times fe}$$

- V^{max}: Effort tranchant maximal dans le poteau .
- ρ: Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda_g = \left(\frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b}\right)$$

- **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- **t** : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée à partir de la formule précédente ; dont la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

$$Zone II_A \rightarrow \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_l \end{cases}$$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) \text{ Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Afin de garantir une vibration adéquate du béton sur toute la hauteur des poteaux, il est essentiel que les cadres et les étriers soient disposés de manière à ménager des cheminées verticales. Ces cheminées doivent avoir un nombre et un diamètre suffisants pour permettre une circulation fluide du béton.

De plus, les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° d'une longueur droite minimale de 10 fois le diamètre des armatures ($10\phi t$).

2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations exercées sur les poteaux ont été déterminées à l'aide du logiciel ETABS2016, qui a été utilisé pour la modélisation structurelle dans le chapitre précédent. Les résultats obtenus sont synthétisés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	N^{\max}	$\rightarrow M^{\text{corres}}$	N^{\min}	$\rightarrow M^{\text{corres}}$	M^{\max}	$\rightarrow N^{\text{corres}}$	V (KN)
Sous-Sol	3184,64	-19,08	-1371,2	6,36	238,53	2301,04	227,89
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
RDC'	2756,26	64,93	-905,53	4,27	108,76	2052,36	103,78
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
RDC	2455,14	44,32	-688,11	2,81	98,44	1071,5	96,19
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
1 ^{er} et 2 ^{ème}	2159,89	39,35	-511,04	5,72	84,65	922,86	113,65
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1661,29	37,36	-229,65	6,9	72,72	713,94	113,09
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1191,43	35,6	-132,18	4,14	70,81	708,57	101,27
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	738,38	31,93	-118,53	3,23	51,16	373,76	82,87
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
9 ^{ème}	295,14	43,54	-79,12	2,62	79,73	169,73	79,96
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	

2.3 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau (Sous- Sol) comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Les données : $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,5$ (Situation courante).

Soit : $N_{min} = -1374,08 \text{ KN} \rightarrow M_{corp} = 6,36 \text{ KN.m}$

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$.

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,00462 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton,

Donc la section est entièrement tendue (SET).

$$On a : \begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \\ e_2 = (d - d') - e_1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_1 = \left(\frac{0,6}{2} - 0,03\right) + 0,00462 = 0,274 \text{ m} \\ e_2 = (0,57 - 0,03) - 0,274 = 0,266 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s 10(d - d')} = 19,45 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s 10(d - d')} = 20,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 18,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 28,4 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	60x60	SET	20,03	28,4	30,29	12HA16+4HA14
RDC'	55x60	SET	11,51	26,4	26,51	4HA16+12HA14
RDC	55x55	SET	8,74	24,2	24,63	16HA14
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	SET	6,71	20	21,36	8HA14+8HA12
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	SET	3,31	16,2	16,83	8HA14+4HA12
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40x40	SET	1,69	12,8	15,21	4HA14+8HA12
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35x35	SET	1,75	9,8	10,68	4HA14+4HA12

9 ^{ème}	35x35	SET	1,21	9,8	10,68	4HA14+4HA12
------------------	-------	-----	------	-----	-------	-------------

Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Sous-sol	RDC'	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}	9 ^{ème}
Section	60x60	55x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	35x35	35x35
$\phi_l^{min}(cm)$	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$l_f(cm)$	340,2	186,9	186,9	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_G	5,67	3,39	3,39	4,28	4,76	5,35	6,12	6,12	6,12
V (KN)	227,89	103,78	96,19	113,65	113,09	101,27	82,87	82,87	79,96
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	12,5	15	15	15	15
ρ	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5	2,5	2,5
$A_t(cm^2)$	3,56	2,43	2,46	3,20	3,53	2,37	2,22	2,22	2,14
$A_t^{min}(cm^2)$	2,7	3,27	3,27	4,65	4,16	1,8	1,575	1,575	1,575
$A_t^{adop}(cm^2)$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	2HA10+2HA8	2HA10+2HA8

Avec la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33\text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée } \checkmark \quad (\text{CBA93. Art A. 7. 1. 3})$$

2.4 Vérifications nécessaires

2.4.1 Vérification au flambement

Conformément à l'article 4.4.1 du BAEL99, les éléments soumis à la flexion composée doivent faire l'objet d'une vérification de leur stabilité de forme à l'état limite ultime.

La vérification de la stabilité à l'état limite ultime est effectuée pour le poteau soumis aux sollicitations les plus importantes à chaque niveau de la structure. Pour illustrer la démarche de calcul, nous reprenons l'exemple utilisé précédemment pour le dimensionnement du ferrailage.

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$L_f = 0,7 \times l_0 = 3,408 \text{ m}$

$\lambda = 19,61 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,80.$

$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$ Section réduite

$N_{max} < N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$ (Article B.8.4.1). [3]

$3,18464 < 0,8 \times \left(\frac{3364 \times 25 \times 10^{-4}}{0,9 \times 1,5} + \frac{30,29 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right)$

3,18464 MN < 5,82 MN vérifiée ✓

Pas de risque de flambement

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _d (KN)	Obs
S-Sol	60x60	4,86	3,402	19,61	0,80	30,29	3364	3184,64	5826,55	vérifiée ✓
RDC	55x60	2,67	1,869	11,75	0,83	26,51	3300	2756,26	5837,55	vérifiée ✓
RDC'	55x55	2,67	1,869	11,75	0,83	24,63	3025	2455,14	5360,60	vérifiée ✓
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	3,06	2,142	14,82	0,82	21,36	2500	2159,89	4405,52	vérifiée ✓
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	3,06	2,142	16,47	0,81	16,83	2025	1661,29	3511,66	vérifiée ✓
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40x40	3,06	2,142	18,50	0,80	15,21	1600	1191,43	2793,60	vérifiée ✓
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35x35	3,06	2,142	21,17	0,79	10,68	1225	738,38	2085,60	vérifiée ✓
9 ^{ème}	35x35	3,06	2,142	21,17	0,79	10,68	1225	295,14	2085,60	vérifiée ✓

2.4.2 Vérification des contraintes

La vérification de la stabilité à l'état limite ultime se limite à la contrainte de compression dans le béton (FPN). Cette vérification sera effectuée pour le poteau soumis aux sollicitations les plus importantes à chaque niveau de la structure.

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} : \sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ Avec : } V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux

Niveaux	Sous-sol	RDC'	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème} et 9 ^{ème}
sections	60x60	55x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
d(cm)	57	57	52	47	42	37	32
A (cm ²)	30,29	26,51	24,63	21,36	16,83	15,21	10,68
V (cm)	33,02	32,9	30,16	27,5	24,66	22,12	19,17
V' (cm)	26,98	27,1	24,84	22,5	20,43	17,88	15,83
I _{yy'} (cm ⁴)	1374103,046	1248712,096	960178,01	658290,43	428755,11	271040,068	154838,83
N _{ser} (MN)	2,32783	2,02263	1,8047547	1,5909286	1,2249316	0,8788158	0,5443729
M _{ser} (MN.m)	0,0660479	0,0463427	0,043023	0,0306674	0,0300422	0,0298615	0,0293445
M _{serG} (MN.m)	0,1361	0,105	0,0909	0,0704	0,0565	0,04849	0,3843
σ _{bc1} (Mpa)	9,016	8,24	8,18	8,58	8,64	8,978	8,698
σ _{bc2} (Mpa)	8,42	7,76	6,43	8,04	8,08	8,02	7,87
σ̄ _{bc} (Mpa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée ✓	vérifiée ✓	vérifiée ✓	vérifiée ✓	vérifiée ✓	vérifiée ✓	vérifiée ✓

2.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement

D’après le RPA99/2003 (art 7. 4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton (τ_{bu}) doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_f	λ_G	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Sous-Sol	60x60	3,402	5,67	0,075	57	227,89	0,63	1,875	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	55x60	1,869	3,39	0,04	57	103,78	0,314	1	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	55x55	1,869	3,39	0,04	52	96,19	0,318	1	<i>vérifiée ✓</i>
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	2,142	4,28	0,04	47	113,65	0,45	1	<i>vérifiée ✓</i>
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	2,142	4,76	0,04	42	113,09	0,56	1	<i>vérifiée ✓</i>
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40x40	2,142	5,35	0,075	37	101,27	0,63	1,875	<i>vérifiée ✓</i>
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35x35	2,142	6,12	0,075	32	82,87	0,67	1,875	<i>vérifiée ✓</i>
9 ^{ème}	35x35	2,142	6,12	0,075	32	79,96	0,65	1,875	<i>vérifiée ✓</i>

3 Etude des poutres

Le calcul des poutres sera effectué en flexion simple à l'état limite ultime (ELU) et leur vérification à l'état limite de service (ELS). Le ferrailage sera dimensionné en se basant sur les moments les plus défavorables obtenus à partir du logiciel ETABS2016, en considérant les combinaisons de charges suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots \dots \dots ELS \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

3.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003

3.1.1 Armatures longitudinales :

Sur toute la longueur de la poutre, il faut s'assurer que la section minimale totale des aciers longitudinaux représente au minimum 0,5% de la section totale de la poutre.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Avec : ϕ_{\max} : Le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les crochets à 90° doivent être utilisés pour ancrer les armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles, conformément aux détails illustrés dans la figure. Cette figure présente également les autres dispositions constructives et les quantités minimales d'armatures à respecter.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

3.1.2 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003\% \times S \times b$$

3.1.3 L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale.} \\ S \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

Le diamètre ϕ_l des armatures longitudinales doit correspondre au plus petit diamètre utilisé, notamment dans le cas d'une section en travée comportant des armatures comprimées. Il s'agit du plus petit diamètre parmi les aciers comprimés.

3.1.4 Calcul de ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{max}^{z.courante} = 4\%(b \times h) = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{max}^{z.courante} = 6\%(b \times h) = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{Poutres secondaires : } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{max}^{z.courante} = 4\%(b \times h) = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{max}^{z.courante} = 6\%(b \times h) = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Tableau V.8. Sollicitations maximales dans les poutres.

Poutres		M_t^{max} KN.m	Combinaison	M_a^{max} (KN.m)	Combinaison	V_{max}	Combinaison
P.p	Terrasses accessible	61,2	1,35G+1,5Q	-99,99	1,35G+1,5Q	129,26	1,35G+1,5Q
	Etage courant et RDC	75,4	1,35G+1,5Q	-168,52	G+Q-EY	206,41	1,35G+1,5Q
	Sous-Sol	68,5	1,35G+1,5Q	-132,31	1,35G+1,5Q	167,83	1,35G+1,5Q
P.s	Terrasses accessible	51,50	1,35G+1,5Q	-77,21	G+Q-EY	97	1,35G+1,5Q
	Etage courant et RDC	63,61	1,35G+1,5Q	-104,34	G+Q+EY	134,77	1,35G+1,5Q
	Sous-Sol	51,61	1,35G+1,5Q	-77,93	G+Q+EY	107	1,35G+1,5Q

Exemple de calcul :

❖ Armatures en appui :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus Sollicitée Avec les sollicitations suivantes :

$$M_{a\ ELA} = -168,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Ma / (fbu \times b \times d) = 0,082$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} ; \mu_l = 0,391 > \mu_{bu} ; A' = 0$$

$$\alpha = 0,107 ; z = 0,354 \text{ m} ; A = 11,9 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures en travée

$$M_{t\ ELU} = 75,4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Ma / (fbu \times b \times d) = 0,047$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} ; \mu_l = 0,391 > \mu_{bu} ; A' = 0$$

$$\alpha = 0,06 ; z = 0,361 m ; A = 6 \text{ cm}^2$$

Tableau V.9.Ferraillage des poutres principales et secondaires.

Type	Section	Localisation	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Poutre principale	(30x40)	Appuis	-168,52	11,9	6	12,06	6HA16
		Travée	75,4	6		6,16	4HA14
Poutre Secondaire	(30x40)	Appuis	-104,34	7,24	6	7,70	5HA14
		Travée	63,61	4,95		5,75	3HA14+1HA12

❖ **Armatures transversales :**

✓ **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \text{ min}} \right) \rightarrow \begin{cases} P.p. & \phi_t \leq \min(11,42; 30; 12) \text{ mm} \\ P.s. & \phi_t \leq \min(11,42; 30; 12) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\emptyset < 12 \text{ cm on prend } \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm } \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires).

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l \text{ min}}\right) \quad (\text{Art. 7.5.2.2})$$

$$\text{Pour les P.p} = S_t \leq \min(10 ; 14,4) \text{ cm } \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les P.s} = S_t \leq \min(10 ; 14,4) \text{ cm } \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \quad (\text{Art. 7.5.2.2})$$

$$\text{Pour toutes les poutres principales : } S_t \leq 20 \text{ cm } \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Pour toutes les poutres secondaires : } S_t \leq 20 \text{ cm } \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification des armatures selon le RPA99/version2003

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$\text{On a } A_{t \text{ min}} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée } \checkmark$$

➤ **Vérification des sections d'armatures longitudinales**

En zone courantes :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

$$\begin{cases} P.p. : A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \\ P.s. : A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

$$\begin{cases} P.p. : A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \\ P.s. : A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les longueurs de recouvrement :

$$\begin{cases} \text{Pour } \emptyset = 16 \text{ mm} : l_r = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \\ \text{Pour } \emptyset = 14 \text{ mm} : l_r = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \\ \text{Pour } \emptyset = 12 \text{ mm} : l_r = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPA} \right)$$

Si les poutres les plus défavorables à la sollicitation étudiée respectent les critères de vérification, alors toutes les autres poutres le seront également.

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau V.10. Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	$V_{max}(KN)$	$\tau_{bu} (MPA)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPA)$	Observation
Principales	206,41	1,85	3,33	<i>vérifiée</i> ✓
Secondaires	134,77	1,21	3,33	<i>vérifiée</i> ✓

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{Appuis de rive : } A_l \geq A_l^{rive} = \frac{Vu \times \gamma_s}{fe}$$

$$\text{Appuis intermédiaire : } A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{fe} \times \left(Vu + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Tableau V.11. Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V_{max}(KN)$	$M_a(KN.m)$	$A_l (cm^2)$	$A_l^{rive} (cm^2)^2$	$A_l^{inter} (cm^2)$	Observation
Principales	206,41	-168,52	12,06	5,93	10,5	<i>vérifiée ✓</i>
Secondaires	134,77	-104,34	8,04	3,87	7,89	<i>vérifiée ✓</i>

❖ Vérification à l'ELS :

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau V.12. Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y cm	I (cm ⁴)	Contraintes		OBS
						$\sigma_{bc} (MPA)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPA)$	
P.p	Travée	73,74	6,28	12,42	76072	12,042	15	<i>vérifiée</i>
	Appuis	-93,33	11,02	15,43	113645	12,66	15	<i>vérifiée</i>
P.s	Travée	16,195	1,68	7,08	26108	4,39	15	<i>vérifiée</i>
	Appuis	-29,22	4,96	11,29	63569	5,19	15	<i>vérifiée</i>

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

D'après le BAEL91 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \dots \dots \dots (1) \\ A \leq A_f = \frac{4,2 \times b \times d}{fe} \dots \dots \dots (2) \\ l \leq 8m \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 40 \geq 35cm \dots \dots \dots \text{vérifiée } \checkmark \\ A = 11,02 \text{ cm} < A_f = 11,65 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée } \checkmark \\ l = 5,60 < 8 \dots \dots \dots \text{vérifiée } \checkmark \end{cases}$$

$$Poutres secondaires : \begin{cases} h = 40 \geq 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée } \checkmark \\ A = 8,04 \text{ cm} < A_f = 11,65 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée } \checkmark \\ l = 4,85 < 8 \dots\dots\dots \text{vérifiée } \checkmark \end{cases}$$

4 Vérification de la zone nodale :

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

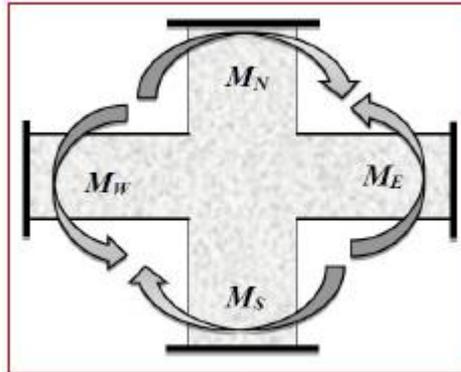


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

▪ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	z (cm)	A1 (cm ²)	A2(cm ²)	$\sigma_s(Mpa)$	$M_{r1}(KN.m)$	$M_{r2}(KN.m)$
Sous-Sol	60	54	9,58	9,58	400	206,92	206,92
RDC'	60	54	8,17	8,17	400	176,47	176,47
RDC	55	49,5	7,70	7,70	400	152,46	152,46
1 ^{er}	50	45	6,88	6,88	400	123,84	123,84
2 ^{ème}	50	45	6,88	6,88	400	123,84	123,84
3 ^{ème}	45	40,5	5,75	5,75	400	93,15	93,15
4 ^{ème}	45	40,5	5,75	5,75	400	93,15	93,15
5 ^{ème}	40	36	4,93	4,93	400	71	71

6 ^{ème}	40	36	4,93	4,93	400	71	71
7 ^{ème}	35	31,5	4,22	4,22	400	53,17	53,17
8 ^{ème}	35	31,5	4,22	4,22	400	53,17	53,17
9 ^{ème}	35	31,5	4,22	4,22	400	53,17	53,17

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h(cm)	z(cm)	A1(cm ²)	A2(cm ²)	σ_s (Mpa)	M_{r1} (KN.m)	M_{r2} (KN.m)
Sous-Sol	40	36	12,06	6,16	400	173,66	88,7
RDC	40	36	12,06	6,16	400	173,66	88,7
Etage courant	40	36	12,06	6,16	400	173,66	88,7
T. Accessible	40	36	12,06	6,16	400	173,66	88,7

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h(cm)	z(cm)	A1(cm ²)	A2(cm ²)	σ_s (Mpa)	M_{r1} (KN.m)	M_{r2} (KN.m)
Sous-Sol	40	36	7,70	5,75	400	110,8	82,8
RDC	40	36	7,70	5,75	400	110,8	82,8
Etage courant	40	36	7,70	5,75	400	110,8	82,8
T. Accessible	40	36	7,70	5,75	400	110,8	82,8

On résume les résultats des vérifications des zones nodales dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-Sol	206,92	206,92	413,84	173,66	88,7	327,95	vérifiée ✓
RDC'	176,47	176,47	352,94	173,66	88,7	327,95	vérifiée ✓
RDC	152,46	152,46	304,92	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
1 ^{er}	123,84	123,84	247,68	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
2 ^{ème}	123,84	123,84	247,68	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
3 ^{ème}	93,15	93,15	186,3	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
4 ^{ème}	93,15	93,15	186,3	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
5 ^{ème}	71	71	142	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
6 ^{ème}	71	71	142	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
7 ^{ème}	53,17	53,17	106,34	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
8 ^{ème}	53,17	53,17	106,34	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
9 ^{ème}	53,17	53,17	106,34	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-Sol	206,92	206,92	413,84	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	176,47	176,47	352,94	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	152,46	152,46	304,92	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
1 ^{er}	123,84	123,84	247,68	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
2 ^{ème}	123,84	123,84	247,68	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
3 ^{ème}	93,15	93,15	186,3	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗
4 ^{ème}	93,15	93,15	186,3	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗
5 ^{ème}	71	71	142	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗
6 ^{ème}	71	71	142	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗
7 ^{ème}	53,17	53,17	106,34	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗
8 ^{ème}	53,17	53,17	106,34	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗
9 ^{ème}	53,17	53,17	106,34	110,8	82,8	242	Pas vérifiée ✗

Remarque : Il est observé que la condition de vérification des zones nodales n'est pas satisfaite. Pour remédier à cela, nous allons augmenter la section d'acier dans les poteaux. Nous utiliserons des barres 12HA20+4HA16 avec une aire de section transversale de $45,74 \text{ cm}^2$.

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principal après l'augmentation de la section d'acier.

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-Sol	315,36	315,36	631,2	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	315,36	315,56	631,2	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	289,08	289,08	578,16	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
1 ^{er}	262,8	262,8	525,6	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
2 ^{ème}	262,8	262,8	525,6	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
3 ^{ème}	236,5	236,5	473	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
4 ^{ème}	236,5	236,5	473	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
5 ^{ème}	210,24	210,24	420,48	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
6 ^{ème}	210,24	210,24	420,48	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
7 ^{ème}	183,9	183,9	367,8	173,66	88,7	327,95	<i>vérifiée ✓</i>
8 ^{ème}	58,21	58,21	116,42	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗
9 ^{ème}	58,21	58,21	116,42	173,66	88,7	327,95	Pas vérifiée ✗

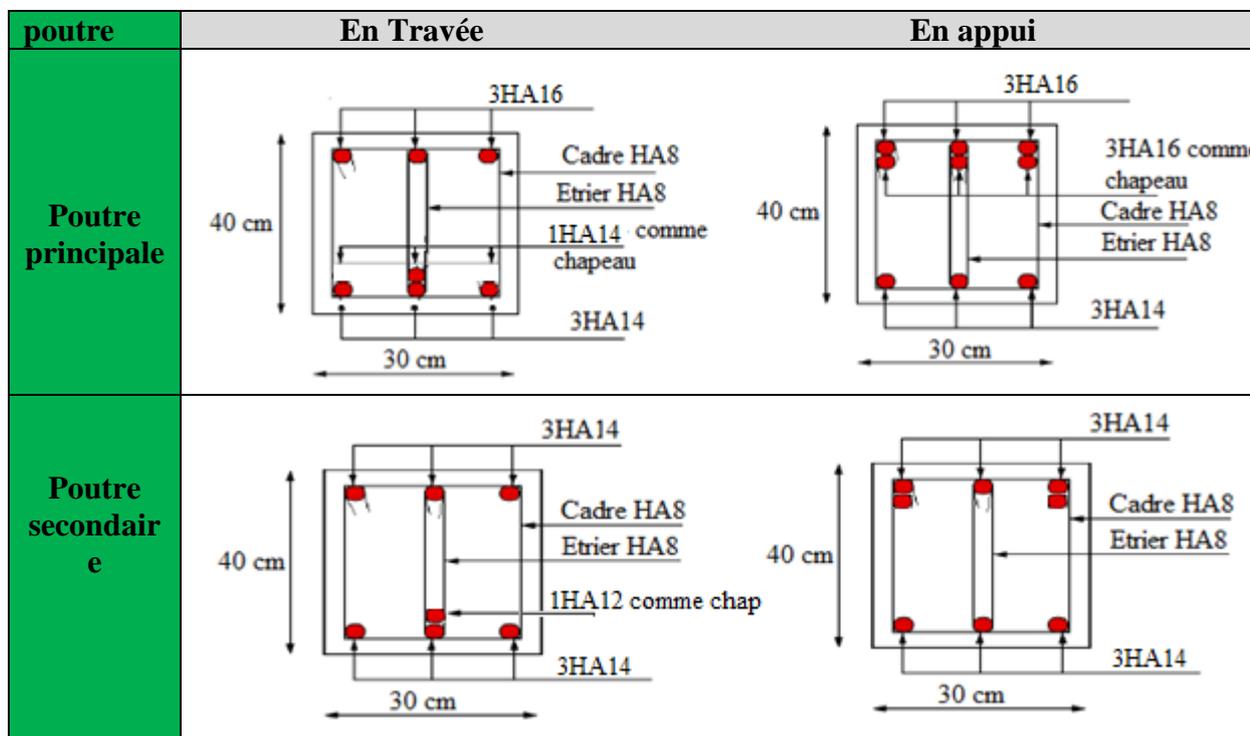
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-Sol	315,36	315,36	631,2	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
RDC'	315,36	315,56	631,2	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
RDC	289,08	289,08	578,16	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>

1 ^{er}	262,8	262,8	525,6	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
2 ^{ème}	262,8	262,8	525,6	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
3 ^{ème}	236,5	236,5	473	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
4 ^{ème}	236,5	236,5	473	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
5 ^{ème}	210,24	210,24	420,48	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
6 ^{ème}	210,24	210,24	420,48	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
7 ^{ème}	183,9	183,9	367,8	110,8	82,8	242	<i>vérifiée ✓</i>
8 ^{ème}	58,21	58,21	116,42	110,8	82,8	242	<i>Pas vérifiée X</i>
9 ^{ème}	58,21	58,21	116,42	110,8	82,8	242	<i>Pas vérifiée X</i>

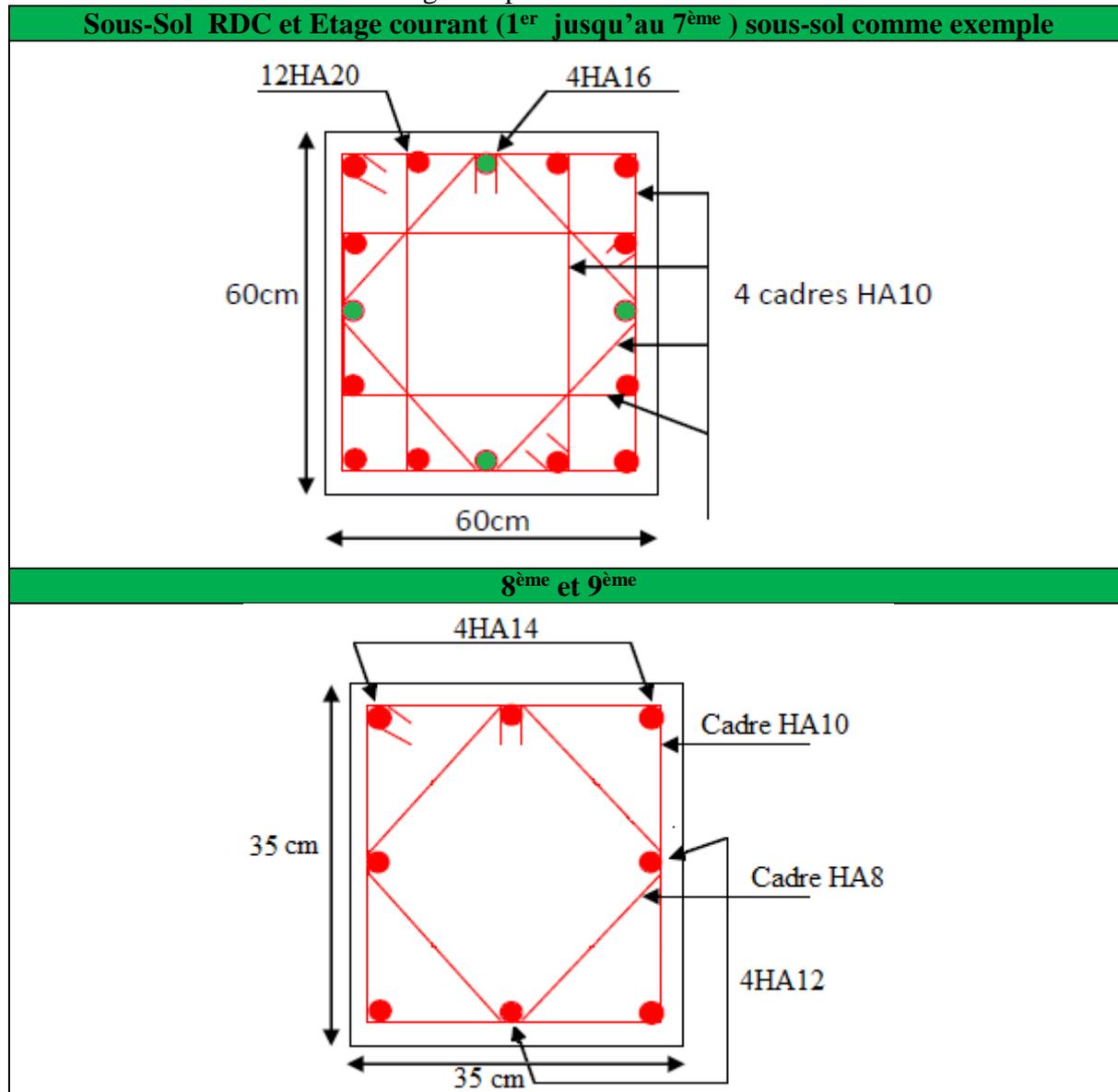
Remarque : On remarque que l'observation n'est pas vérifiée à l'étage 8 et 9 dans le sens principal, mais selon RPA 99/2003 (Art.7.6.2) les deux derniers niveaux on peut les tolérer.

Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poutres.



• Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.21. Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux



5 Etude des voiles

5.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui supporte des forces verticales et des forces horizontales dues aux séismes. Son ferrailage doit être réalisé conformément aux normes BAEL91, tandis que les vérifications doivent suivre les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce voile est sollicité par la flexion composée avec effort tranchant.

Le voile fonctionne comme une console encastree à sa base. On distingue deux types de voiles ayant des comportements différents.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles élancés: } \frac{h}{l} > 1,5 \\ \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5 \end{array} \right.$$

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

5.2 Recommandation du RPA99/2003

❖ Armatures verticales

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles, sont destinées à reprendre les efforts de flexion, et elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{min} = 0,20\% (L_t \times e)$.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets sur la partie supérieure.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de sa largeur.

e : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

❖ Armatures horizontales

Les Armatures horizontales doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber.

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces de refends, leurs rôles sont d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, Leurs nombre doit être égale au minimum à 4 barres/m².

- Règles communes (RPA99/2003 Art.7.7.4.3)

- **Le pourcentage minimum d'armatures :**
 - $A_{min}=0,15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{min}=0,10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
 - $\phi_l = \frac{1}{10} \times e$ (exception faites pour les zones d'about).
- L'espaceur : $St = \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent reliées avec au moins quatre épingles par 1m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :
 - 20ϕ : Pour les barres situés dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
 - 40ϕ : Pour les barres situés dans les zones ou le renversement de signe des efforts est possible.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3 Exemple de calcul

On prend comme exemple Vy1 sous-sol :

$$e = 0,2\text{m} ; l = 2,5\text{m} ; h_{\text{étage}} = 4,86\text{m} ; d' = 0,05\text{m} ; d = 2,45\text{m}$$

Le calcul de ferrailage de ce voile à ce niveau se fera sous **N_{min} → M_{corr}** (solicitation plus défavorable)

$$N_{\min} = 173,63 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 1442 \text{ kn.m}$$

5.3.1 Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} \quad \text{avec} \quad S = 0,2 \times 2,5 = 0,5\text{m}^2; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,260\text{m}^4$$

$$d'ou : \sigma^{\max} = 7,27 \text{ Mpa} > 0$$

$$\sigma^{max} = -6,58 \text{ Mpa} < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1442 - 173,63 \left(2,45 - \frac{2,5}{2} \right) = 1233,64 \text{ KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = -816,93 \dots \dots \dots 1$$

$$(0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} = 5694,20 \dots \dots \dots 2$$

$2 > 1 \rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple

$$U_{bu} = 0,055 < 0,186 \text{ pivot A et } U_{bu} < \mu l = 0,372 \text{ A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0,070$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,38m$$

$$A_1 = 12,95cm^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 8,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$l_t = 1,19m ; l_c = 0,12m$$

➤ **Armatures minimales en zone tendue et en zone comprimée :**

$$\text{On a : } A_{minzt} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0,2 \times 1,19) = 4,76cm^2$$

$$A_{minc} = 0,1\%(e \times l_c) = 0,1\%(0,2 \times 0,12) = 0,24cm^2$$

➤ **Armatures minimale dans tout le voile :**

$$A_{min} = 0,15\%(e \times L) = 0,15\%(0,2 \times 2,5) = 7,5cm^2$$

$$7,5cm^2 < A \text{ calc on ferraille avec } A_{calculer} \text{ on choiqit } 12HA10 = 9,42 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

$$St \leq \min(1,5e ; 30cm) \rightarrow St \leq 30cm$$

$$\text{Soit : } St = 20 \text{ cm.} \rightarrow St' = 10 \text{ cm.} \rightarrow \text{Le choix des barres : } 12HA10 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{On a : } V = 317,74 \text{ KN.}$$

RPA exige de le majorée de 40%.

$$\rightarrow V_u = 1,4V = 1,4 \times 317,74 = 444,836 \text{ KN.}$$

$$A_h = \frac{\tau \times e \times st}{0,8 \times Fe}$$

$$\text{Avec : } \tau = \frac{V_u}{e \times d} = 0,9 \text{ Mpa} < 5 \text{ Mpa Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Espacement des barres horizontale :**

$$St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow St \leq 22,5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } St = 20\text{cm}$$

$$\text{D'où : } A_h = \frac{0,9 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,125\text{cm}^2.$$

$$A_{h \min} = 0,15\% (e \times t) = 0,6\text{cm}^2.$$

→ Donc on ferraille avec $A_{h \text{calc}} = 1,125\text{cm}^2$. on choisit 2HA10 = 1,57cm²

5.4 Ferrailage des voiles

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles :

Tableau V.22. Sollicitation et ferrailage des voiles Vy1.

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7,8et 9 ^{ème}
Géométrie	2,5x0,2	2,5x0,15	2,5x0,15	2,5x0,15	2,5x0,15	2,5x0,15
N (KN)	-173,03	1341,16	770,68	565,22	379,41	202,8
M (KN.m)	1442	734,51	456,3	309,73	256	224,2
V (KN)	317,74	256,52	203,4	164,82	147,69	120,19
σ_{\max} (MPa)	7,27	8,27	4,97	3,49	2,65	1,97
σ_{\min} (MPa)	-6,58	-1,12	-0,86	-0,47	-0,42	-0,89
τ	0,9	0,97	0,77	0,63	0,56	0,34
τ barre	5	5	5	5	5	5
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_{calc} (cm ²)	8,8	0	0	0	0	0
A_{min} (cm ²)	7,5	5,62	5,62	5,62	5,62	5,62
L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
L _t (m)	1,19	0,3	0,37	0,3	0,48	0,78
L _c (m)	0,12	1,9	1,76	1,9	1,54	0,94
St _{verticale} (cm)	25	25	25	25	25	25
St _{horizontale} (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_{t \min}$ (cm ²)	4,76	0,9	1,11	0,89	1,43	2,34
$A_{c \min}$ (cm ²)	0,24	2,85	2,63	2,85	2,31	1,41
A_{adop} (cm ²)	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
A_h (cm ²)	1,125	0,91	0,72	0,59	0,53	0,32
$A_{h \min}$ (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{h \text{adop}}$ (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.23. Sollicitation et ferrailage des voiles Vy2, Vy3, Vy4.

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{et} 8 ^{et} 9 ^{ème}
Géométrie	2x0,2	2x0,15	2x0,15	2x0,15	2x0,15	2x0,15
N (KN)	2289,18	1350,52	1110,33	898,02	771,84	497,19
M (KN.m)	824,6	391,19	294,95	218,62	187,5	171,03
V(KN)	272,7	214,75	209,69	200,29	197,27	186,28
σ_{max} (MPa)	12	8,41	6,65	5,17	4,44	3,36
σ_{min} (MPa)	-0,6	0,58	0,75	0,8	0,69	-0,05
τ	0,97	1,02	1,003	0,96	0,95	0,89
τ barre	5	5	5	5	5	5
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
A _{calc} (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A _{min} (cm ²)	6	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
L (m)	2	2	2	2	2	2
L _t (m)	0,095	/	/	/	/	0,03
L _c (m)	1,81	2	2	2	2	1,94
S _t verticale (cm)	20	20	20	20	20	20
S _t horizontale (cm)	20	20	20	20	20	20
A _{t min} (cm ²)	0,38	/	/	/	/	0,09
A _{c min} (cm ²)	3,62	4	4	4	4	2,91
A _{adop} (cm ²)	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
A _h (cm ²)	1,212	0,95	0,94	0,9	0,89	0,83
A _{h min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A _{h adop} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.24. Sollicitation et ferrailage des voiles Vy5.

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7,8et 9 ^{ème}
Géométrie	1,5x0,2	1,5x0,15	1,5x0,15	1,5x0,15	1,5x0,15	1,5x0,15
N (KN)	894,86	1012,96	1003,18	905,91	729,6	507,69
M (KN.m)	385,08	208,79	209,79	168,27	143,14	109,18
V (KN)	161,62	148,07	144,9	125,36	111,36	91,27
σ_{max} (MPa)	8,11	8,21	8,18	7,03	5,78	4,19
σ_{min} (MPa)	-2,15	0,79	0,73	1,01	0,69	0,31
τ	0,78	0,95	0,93	0,81	0,72	0,59
τ barre	5	5	5	5	5	5
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A _{calc} (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A _{min} (cm ²)	4,5	3,37	3,37	3,37	3,37	3,37
L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
L _t (m)	0,31	/	/	/	/	/
L _c (m)	0,88	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
S _t verticale (cm)	25	25	25	25	25	20
S _t _h (cm)	20	20	20	20	20	25
A _{t min} (cm ²)	1,24	/	/	/	/	/
A _{c min} (cm ²)	1,76	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
A _{adop} (cm ²)	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
A _h (cm ²)	0,975	0,89	0,87	0,76	0,675	0,55
A _{h min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,6

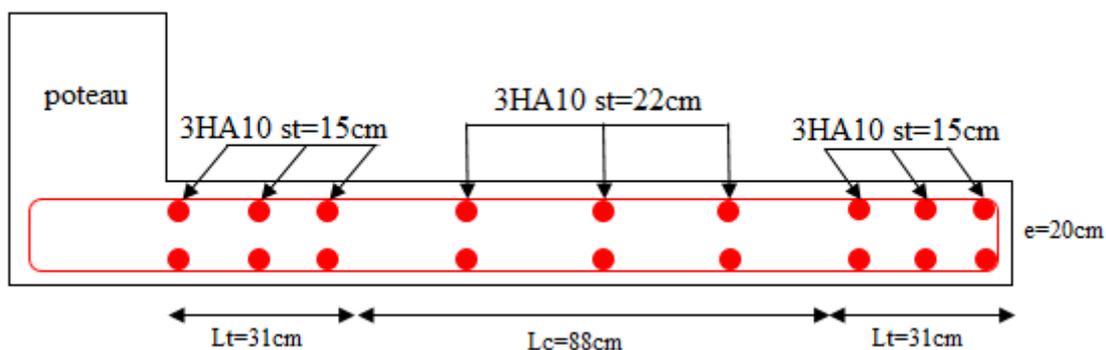
Ah _{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
---------------------------------------	------	------	------	------	------	------

Tableau V.25. Sollicitation et ferrailage des voiles Vx1, Vx2

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7,8et 9 ^{ème}
Géométrie	4,25x0,2	4,25x0,15	4,25x0,15	4,25x0,15	4,25x0,15	4,25x0,15
N (KN)	1918,45	1423,41	1300	1096,24	976,9	650,24
M (KN.m)	3115,49	1943,91	1460,07	948,11	851,94	717,34
V (KN)	769,91	681,18	531,8	365,68	286,26	271,35
σ_{max} (MPa)	7,43	6,53	5,27	3,82	3,41	2,6
σ_{min} (MPa)	-2,91	-2,07	-1,19	-0,38	-0,35	-0,57
τ	1,28	1,51	1,18	0,81	0,64	0,61
τ barre	5	5	5	5	5	5
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A _{calc} (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A _{min} (cm ²)	12,75	9,56	9,56	9,56	9,56	9,56
L (m)	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25
L _t (m)	1,2	1,025	0,79	0,38	0,41	0,77
L _c (m)	1,85	2,2	2,67	3,49	3,43	2,71
S _t verticale (cm)	25	25	25	25	25	25
S _t horizontale (cm)	15	20	20	20	20	20
A _{t min} (cm ²)	4,8	3,075	2,35	1,15	1,23	2,31
A _{c min} (cm ²)	3,70	3,3	4,02	5,22	5,14	4,06
A _{adop} (cm ²)	19HA10	19HA10	19HA10	19HA10	19HA10	19HA10
A _h (cm ²)	1,2	1,48	1,1	0,76	0,6	0,57
A _{h min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A _{h adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

- Schéma de ferrailage :

Figure V.4. Schéma de ferrailage de voiles Vy5 au niveau Sous-sol.



Conclusion :

Après l'étude des éléments principaux on constate que :

- Les voiles et les poteaux sont ferrillés par les exigences du RPA99/2003 algérien.

- Les poutres sont ferrillées en fonction des charges calculées par le logiciel ETABS V16.
- La priorité est donnée au facteur de sécurité plutôt qu'aux impératifs économiques.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

1 Introduction

Les fondations jouent un rôle crucial en assurant la transition entre la superstructure d'un bâtiment et le sol. Elles sont essentielles pour reprendre et transférer efficacement les charges permanentes et variables vers le sol. Ainsi, une conception appropriée est primordiale pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure.

2 Choix du type des fondations

Il dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La profondeur d'ancrage
- La capacité portante du sol
- L'importance de l'ouvrage
- La distance entre axes des poteaux

Le rapport de sol nous a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

La contrainte admissible du sol est de 1,5bars

Le type de fondation suggéré est superficiel

L'ancrage est de 2m

3 Combinaisons du calcul :

D'après le RPA99/V2003(Art10.1.4.1) et DTR BC2.33 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right. \text{ RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)} ; \left\{ \begin{array}{l} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{array} \right. \text{ DTR BC. 33}$$

Cependant, le calcul à l'ELS a donné les résultats les plus défavorables.

4 Calcul de la surface des fondations

$$S_{fond} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{45730,66}{150} = 304,87 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment : $S_{bâtiment} = 401,5 \text{ m}^2$

N : Effort normal transmis par l'ouvrage à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

$$\rightarrow P = \frac{S_{fond}}{S_{bâtiment}} \times 100 = 75,93\% > 50\%$$

=> 75,93% > 50% donc nous utiliserons des semelles filantes ou un radier.

5 Vérification de la semelle filante

Cette vérification consiste à déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous différentes combinaisons, pour cela il faut déduire les efforts normaux situés sous les files de portiques (les résultats sont retirés à partir du logiciel ETABS).

Tableau VI.1 La somme des efforts normaux à l'ELS dans les différents types de portique

Files de portiques	File A	File B	File C	File D	File E	File F	File G
Somme des efforts normaux à l'ELS(KN)	7022,33	8986,65	8675,98	7198,63	5475,8	5453,48	2917,79

On remarque que la file 2 est la file la plus sollicitée.

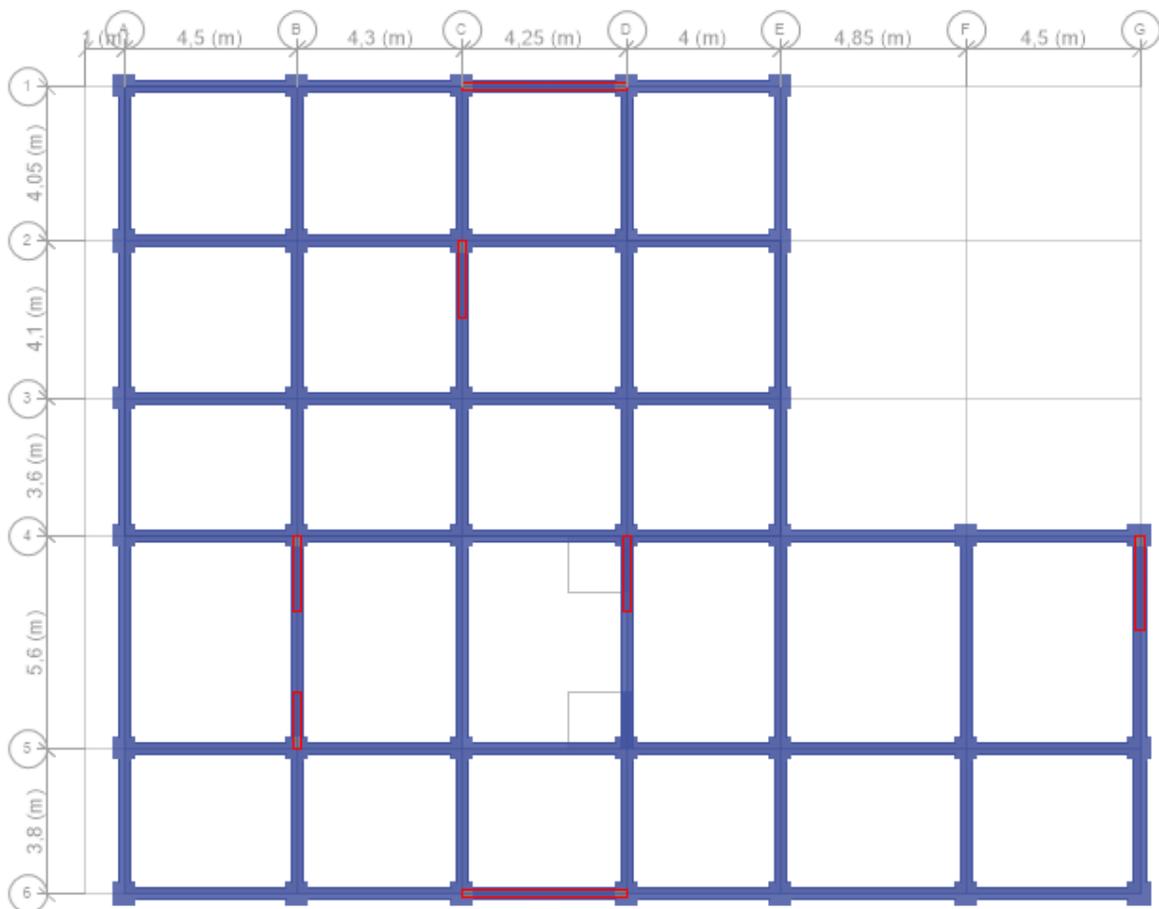


Figure VI.1 Illustration des différents types de portique

On effectue dans ce qui suit le calcul de la semelle filante (SFE), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 6 poteaux et de deux voiles Vy4 et Vy5 avec un débord de 0,5m L= 21,15 m ; NE = 8986,65 KN ; NVy4=2252,88 KN ; NVy5=1755,54 KN, ME=189,12 KN.m ; a=b= 0,6m

A partir du modèle Meyerhof :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times (L - 2e)} \quad ; \quad e = \frac{M}{N} = \frac{137,53}{8986,65} = 0,015m$$

$$B \geq \frac{8986,65}{150 \times (21,15 - 2 \times 0,015)} \geq 2,83 m$$

On prend : B= 2,9 m.

On remarque qu'il n'y a pas de risque de chevauchement entre les semelles alors on opte pour des semelles filantes.

6 Dimensionnement de la poutre de rigidité

1) Calculer de la hauteur ht :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 \rightarrow \frac{2,9 - 0,6}{4} + 0,05 = 0,625 m$$

On opte pour ht=0,65m

2) Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_Z \times B}}$$

L_e : La longueur élastique.

K_Z : Coefficient de raideur du sol.

$$E = 32 \times 10^6 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour une sol moyen : } K_Z = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$I = \frac{0,65 \times 2,9^3}{12} = 1,32 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 1,32}{4 \times 10^4 \times 2,9}} = 6,18 m$$

$$L_{max} < \frac{\pi \times L_e}{2} \rightarrow 5,60 m < 7,90 m \text{ Donc la condition est vérifiée } \checkmark$$

3) Calcul de la hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_1 \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{5,6}{9} \leq h_1 \leq \frac{5,6}{6} \rightarrow 0,63 \leq h_1 \leq 0,93 \Rightarrow \text{Donc On prend } h_1 = 0,75\text{m}$$

L : la plus grande distance entre deux poteaux dans la file considérée.

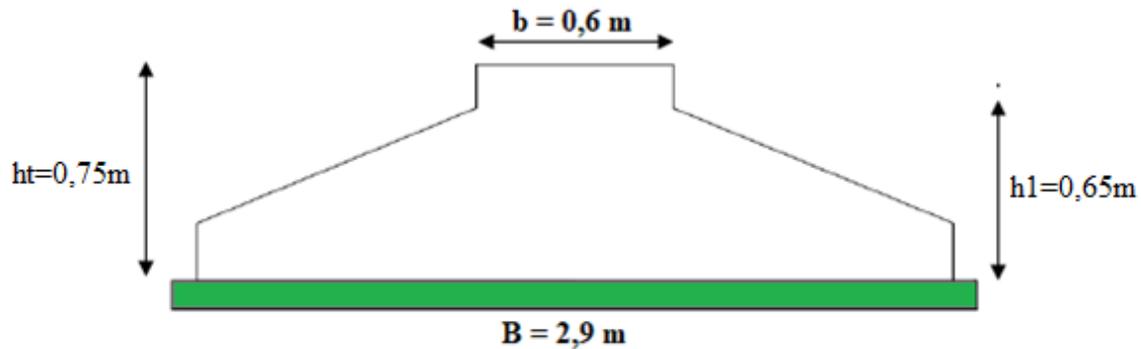


Figure VI.2. Coupe transversale d'une semelle filante

6.1 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante

$$q_{ref} = \frac{N_U}{B \times (L - 2e)} \quad ; \quad P = q_{ref} \times B$$

P : La réaction du sol.

$$ELU \rightarrow \begin{cases} q_{ref} = \frac{12388,5}{2,9 \times (21,15 - 2 \times 0,015)} = 202,26 \text{ KN/m}^2 \\ P_u = 202,26 \times 2,9 = 586,57 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$ELS \rightarrow \begin{cases} q_{ref} = \frac{8986,65}{2,9 \times (21,15 - 2 \times 0,015)} = 146,72 \text{ KN/m}^2 \\ P_u = 202,26 \times 2,9 = 425,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

1) Ferrailage transversal de la semelle

$$A_{\parallel B} \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_{s_u}} \Rightarrow A_{\parallel B} \geq \frac{586,57 \times (290 - 60)}{8 \times 60 \times 348} \geq 8,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ Choix des barres 8HA12 = 9,05 cm²/ml, St = 10cm

2) Armatures de répartition

$$A_{\parallel L} = \frac{A_{\parallel B}}{3} = \frac{9,05}{3} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend } 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}, St = 15\text{cm}$$

3) Calcul des sollicitations sur la poutre de rigidité

On considère que la poutre de rigidité est une poutre continue avec plusieurs travées.

La poutre de rigidité est soumise à : $P_U=586,57 \text{ KN/ml}$ et $P_S=425,5 \text{ KN/ml}$, le calcul des sollicitations se fera par la méthode de Caquot.

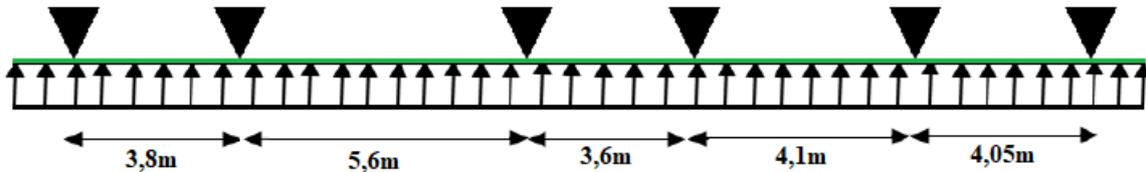


Figure VI.3 Schéma statique de la poutre de rigidité.

→ Les résultats des moments et des efforts tranchant maximaux sont (En utilisant la méthode de Caquot Minorée) :

A l'ELU : $M_a = -1206,7 \text{ KN.m}$; $M_t = 1163,015 \text{ KN.m}$; $V_u = 1667,33 \text{ KN}$.

A l'ELS : $M_a = -875,35 \text{ KN.m}$; $M_t = 843,65 \text{ KN.m}$.

6.2 Calcul de ferrailage de la semelle filante

On a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

1) Ferrailage de la partie inférieure

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1206,7 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,7^2 \times 14,2} = 0,289 \rightarrow \text{Pivot B} ; \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,438$$

$$z = 0,577$$

$$A_u \geq \frac{M_{amax}}{z \times f_{st}} = 60,09 \text{ cm}^2 \text{ On prend } (8\text{HA}32 = 64,34 \text{ cm}^2)$$

2) Ferrailage de la partie supérieure

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1163,015 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,7^2 \times 14,2} = 0,278 \rightarrow \text{Pivot B} ; \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,417$$

$$z = 0,580$$

$$A_u \geq \frac{M_{amax}}{z \times f_{st}} = 57,62 \text{ cm}^2 \text{ On prend } (6\text{HA}32 + 2\text{HA}25 = 58,07 \text{ cm}^2)$$

3) Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant

On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_c28}{\gamma b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{1667,33 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,7} = 3,96 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_c28}{\gamma b}; 4MPa\right) = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5$$

3,96 Mpa \geq 2,5 Mpa *Condition non vérifier* X

On voit qu'il y a un risque de cisaillement, donc on augmente h_1 à 1,2 m.

$$\tau_u = \frac{1667,33 \times 10^{-3}}{0,6 \times 1,15} = 2,42 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Condition vérifier} \checkmark$$

$$\frac{A_t}{b \times s_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}{0,9 \times f_e} = \frac{1,15 \times (2,42 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400} = 5,71 \times 10^{-3}$$

$$\text{pour } A_t = 8HA10 = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t \leq \frac{6,28}{5,71 \times 10^{-3} \times 60} = 18,33 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal(CBA93)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq 4 \text{ bars} \Rightarrow S_t \leq 104,66 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Les armatures de peau**

D'après les prescriptions du CBA93 : la section des armatures de peau est d'au moins 3cm^2 par mètre de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : $h_1=1,2\text{m}$ alors $A_{tp}=3,6\text{cm}^2$. On opte $2HA16 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{Face}$.

Après redimensionnement on obtient le ferrailage suivant :

$$A_{inf} = 32,10\text{cm}^2 \rightarrow A_{adoptée} = 4HA25 + 4HA20 = 32,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} = 30,94\text{cm}^2 \rightarrow A_{adoptée} = 6HA25 + 2HA12 = 31,71 \text{ cm}^2$$

6.3 Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérification de semelle Filante à l'ELS

Semelle		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPA)	Condition	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPA)	condition
File B	Travée	843,63	35,5	3901004	7,67 < 15	Vérifier ✓	257,87 ≤ 201,63	pas vérifier ✗
	Appuis	875,3	35,7	3948267	7,92 < 15	Vérifier ✓	263,60 ≤ 201,63	pas vérifier ✗

Donc on recalcule à l'ELS :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s}; \alpha = \sqrt{90 \times \beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI.3. Recalcul des contraintes à l'ELS

Semelle		M_{ser} (KN.m)	A_S recalculer (cm ²)	A_S adopter (cm ²)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPA)	Condition
File B	Travée	843,63	40,55	9HA25=44,18	189 ≤ 201,63	Vérifier ✓
	Appuis	875,3	42,1	9HA25=44,18	189 ≤ 201,63	Vérifier ✓

6.4 Schéma de ferrailage

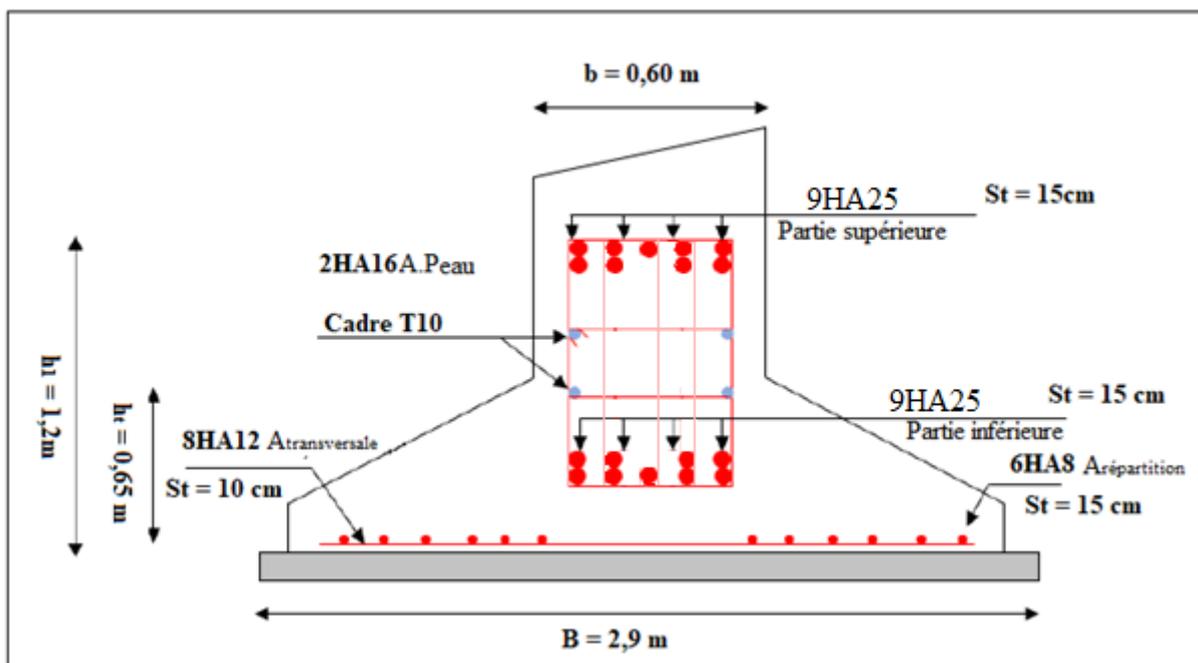


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante.

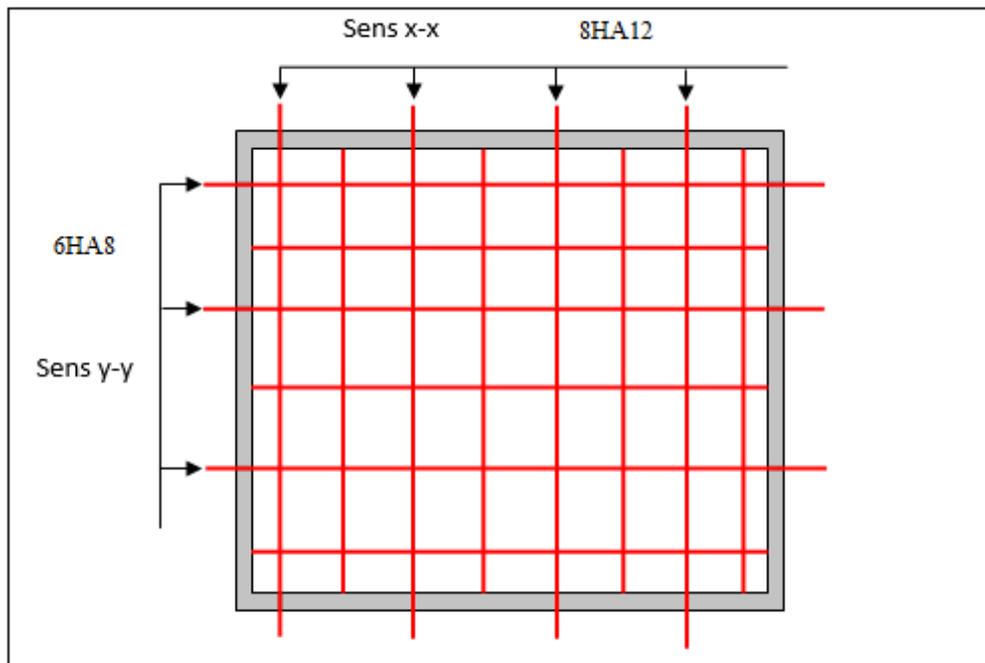


Figure VI.5. Schéma de ferrailage horizontal de la semelle.

7 Etude des longrines :

7.1 Pré dimensionnement des longrines

D'après le RPA99/2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Les points d'appui doivent être reliés solidement par un réseau de longrines bidirectionnelles afin d'empêcher tout déplacement relatif entre ces points dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : (25x30) cm².
- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15Ø).
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $f = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

7.2 Vérifications

Données : $N_u=2567,4$ KN et $N_s= 1858,71$ KN

D'après le RPA $\rightarrow \alpha = 15$ en zone II, site S2.

$$f_u = \frac{2567,4}{15} = 171,16 \text{ KN} \Rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

$$f_s = \frac{1858,71}{15} = 123,91 \text{ KN} \Rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

7.3 Ferrailage de la longrine

1) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{171,16 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 4,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} = \frac{123,91 \times 10^{-3}}{201,63} = 6,145 \text{ cm}^2$$

La section choisie est de $(30 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 6,3 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA12 = 6,79 cm².

2) Armatures transversales

$St \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \Rightarrow$ On choisit un cadre et un étrier $\phi 8$, pour un espacement de 15 cm.

3) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1050 \times 2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2 \text{ La condition est Vérifier} \checkmark$$

7.4 Schéma de ferrailage

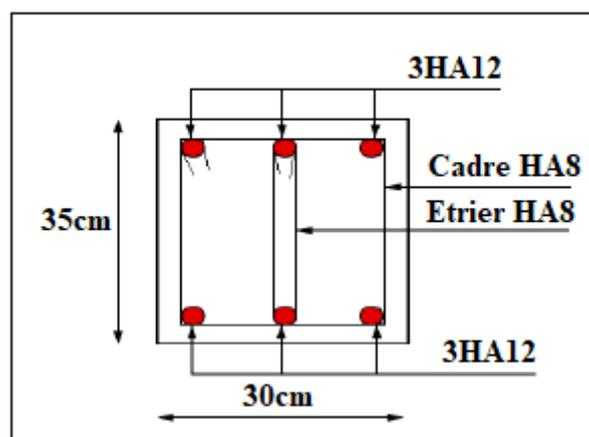


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la longrine.

8 Etude du mur de soutènement

8.1 Introduction

Selon le RPA99/Version 2003 Les éléments de structure situés sous le niveau du sol doivent être dotés d'un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Ce voile doit présenter les spécifications suivantes :

- Un Epaisseur minimale de 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures de 0,1% dans les deux sens (horizontale et verticale).
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

8.2 Dimension du mur de soutènement

- On prend le panneau recouvrant la plus grande travée.
- La hauteur $h = 4,46$ m
- La longueur $L = 5$ m
- L'épaisseur $e = 20$ cm

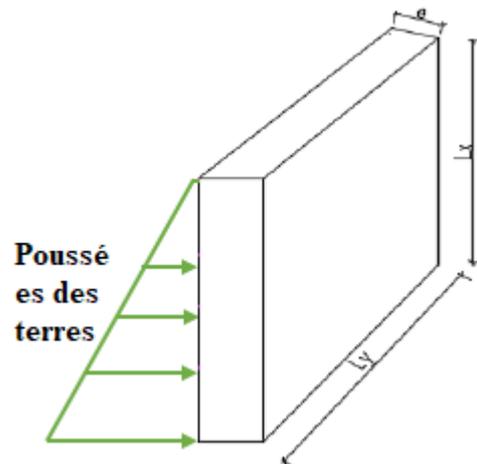


Figure VI.7 Schéma représentatif du mur

8.3 Evaluation des charges et surcharges

- La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \left(\gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$G = 4,46 \left(21,1 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2} \right) - 2 \times 0,5 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2} \right) \right) = 77,67 \text{ KN/m}^2$$

- La surcharge d'exploitation ($q=10 \text{ KN/m}^3$)

$$Q = q \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left(\frac{2C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] = 8,6 \text{ KN/m}^2$$

8.4 Ferrailage du mur

Le mur de soutènement sera ferrillé en deux panneaux de dalle sur quatre appuis uniformément chargée, les poteaux et les fondations assureront l'encastrement.

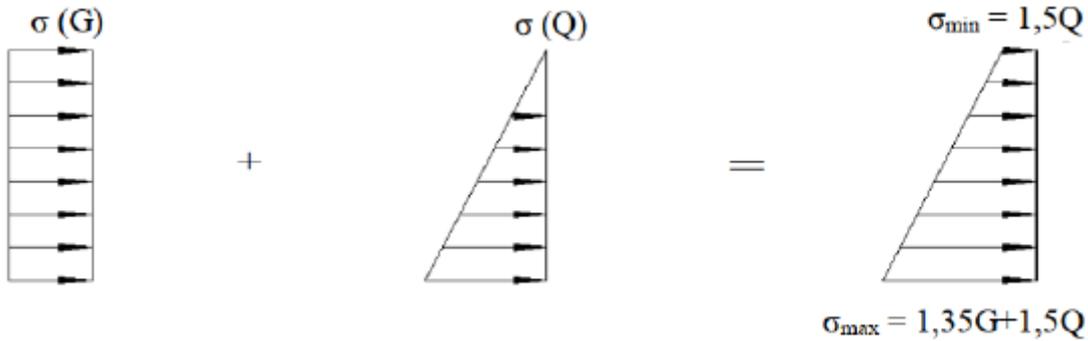


Figure VI.8 Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

A l'ELU: $\sigma_{max} = 117,75 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{min} = 12,9 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_m = 91,53 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS: $\sigma_{max} = 86,27 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{min} = 8,6 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_m = 66,85 \text{ KN/m}^2$

$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 91,53 \text{ KN/ml}$

$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 66,85 \text{ KN/ml}$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 4,46 \text{ m}$; $L_y = 5 \text{ m}$; $B = 1 \text{ ml}$; $e = 20 \text{ cm}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,892 > 0,4 \Rightarrow$ le voile travail dans les deux sens

ELU $\begin{cases} \mu_x = 0,0464 \\ \mu_y = 0,7675 \end{cases}$; ELS $\begin{cases} \mu_x = 0,05352 \\ \mu_y = 0,83868 \end{cases}$

Le calcul des moments sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Calcul des moments

Moments	$m_0^x (\text{KN.m})$	$m_0^y (\text{KN.m})$	$m_t^x (\text{KN.m})$	$m_t^y (\text{KN.m})$	$m_{axy} (\text{KN.m})$
ELU	84,48	64,83	71,81	55,10	- 42,24
ELS	71,16	59,68	60,48	50,72	- 35,58

- Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section (b×e) → Amin=0,1% b×h

Tableau VI.5. Calcul de ferrailage du panneau à l'ELU.

Position		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	x-x	71,81	0,225	0,323	0,130	15,8	2	14HA12=15,83
	y-y	55,10	0,189	0,265	0,134	12,96	2	12HA12=13,57
En appui		42,24	0,133	0,179	0,139	8,75	2	8HA12 = 9,05

▪ **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(2e; 25cm) \Rightarrow S_t = 20cm.$$

▪ **Calcul de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 125 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 88,70 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{125}{1 \times 0,18} = 0,69 \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

▪ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}; \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position		M _{ser} (KN.m)	Y cm	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPA	OBS	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPA	OBS
En travée	x-x	60,48	6,39	26300	13,39 < 15	✓	270,47 < 201,63	✗
	y-y	50,72	6,03	23686	12,93 < 15	✓	287,8 < 201,63	✗
En appui		35,58	5,16	17724	10,37 < 15	✓	296,09 < 201,63	✗

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS

Donc on recalcule à l'ELS :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s}; \alpha = \sqrt{90 \times \beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI.7. Calcul des armatures à l'ELS

Semelle		M_{ser} (KN.m)	A_s recalculer (cm ²)	A_s adopter (cm ²)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
Travée	x-x	60,48	21,23	15HA14=23,09	189,9 ≤ 201,63	Vérifier✓
	y-y	50,72	19,36	14HA14 = 21,55	186,45 ≤ 201,63	Vérifier✓
Appuis		35,58	13,28	9HA14 = 13,85	198 ≤ 201,63	Vérifier✓

8.5 Schéma de ferrailage

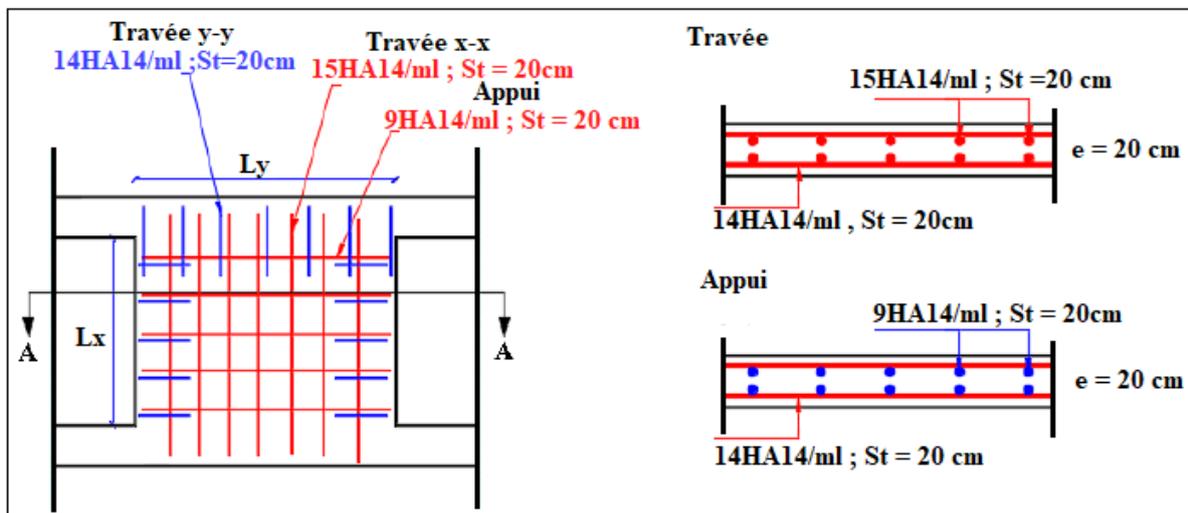


Figure VI.9 Ferrailage du mur de soutènement

Conclusion :

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires concernant ce chapitre, nous avons constaté que la semelle filante est le choix qui correspond à notre structure afin de transmettre les charges de la superstructure vers le sol.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Pendant notre étude, nous avons mis en pratique et développé les connaissances acquises au cours de notre parcours universitaire. Par exemple, nous avons conçu la structure du bâtiment, évalué sa robustesse et utilisé le logiciel de calcul ETABS 2016.

Voici les conclusions auxquelles nous avons abouti :

- Il est essentiel de trouver un juste équilibre entre les critères économiques et les critères de résistance. Cela implique de prioriser la sécurité pour assurer la stabilité de l'ouvrage tout en optimisant les coûts.
- Une maîtrise approfondie du logiciel de modélisation ETABS V16 est indispensable pour concevoir une structure résistante aux séismes.
- Les formes irrégulières des planchers perturbent le comportement dynamique de la structure en introduisant une torsion dès les premiers modes de vibration.
- L'aspect architectural du bâtiment représente le premier défi auquel nous avons été confrontés, car il influence directement la réaction de la structure aux forces extérieures comme les séismes. Cela a posé des difficultés lors de la disposition des voiles, ce qui nécessite l'intervention d'un ingénieur en génie civil.
- Dans l'étude des éléments principaux, on a constaté que la majorité des voiles sont ferrailés avec le minimum du RPA99.
- Pour éviter la formation de rotules plastiques aux poteaux, nous avons examiné les moments de résistance aux zones nodales et on a augmenté la section d'acier.
- Pendant l'étude de l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation choisi, vu les capacités portantes et la contrainte admissible du sol pour le choix des semelles filantes.

Après une étude approfondie sur la conception parasismique, il est important que l'ingénieur civil et l'architecte collaborent étroitement tout au long du processus de réalisation, sans oublier de souligner l'importance de qualité des matériaux choisis, et leurs mises en œuvre.

Bibliographie

- *Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.*
- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99/ version 2003.*
- *DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.*
- *DTR fondation.*
- *Anciens mémoires de fin d'étude (PFE 2020-2021 réalisé par **BERRI HALIM DJELIL BILLAL, IDIR LAMINE**) (PFE 2019-2020 réalisé par **HAMADI SOFIANE, FERAUCHE NABIL**)*

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$

$$\rho = 0,8$$

		u/x										
		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
v/y												
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

VI- Conclusions :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden (Ex -Jute) est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.80 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis on retrouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .Le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise .

Le sol en place présente des résistances de pointe élevées aux deux mètres .Au -delà de cette profondeur , le il détient un bon pouvoir portant .

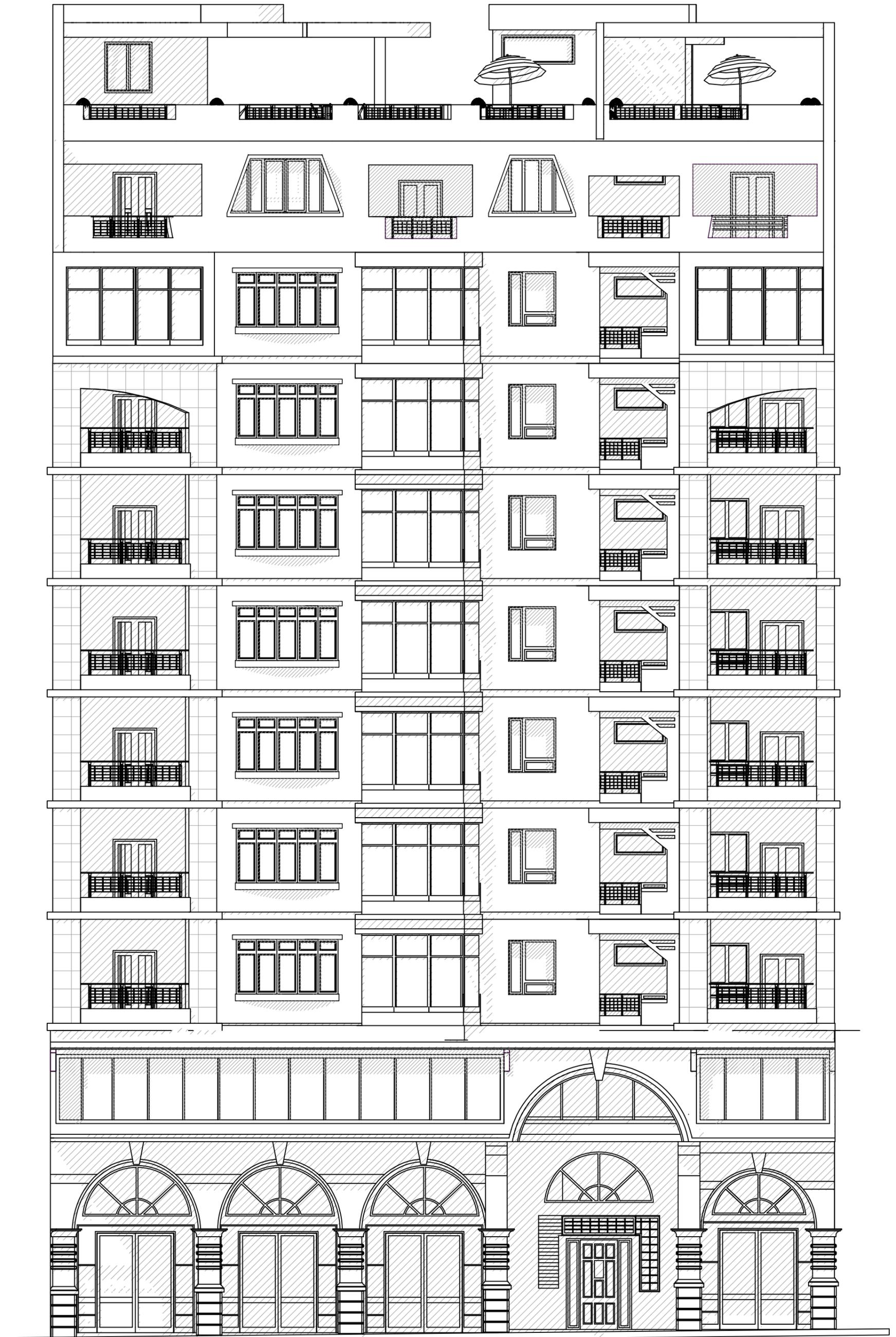
A cet effet , on suggère :

- L'emploi de **fondations superficielles** de type **semelles filantes** .
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de **1.5 bar** .
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel .
- Les analyses chimiques effectuées montrent un environnement d'agressivité nulle ; aucune mesure particulière de protection n'est recommandée néanmoins le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques .
- Les tassements calculés sous une semelle filante ancrée à 2.00 m de profondeur , de 1.00 m de largeur , soumise à une charge de 1.80 bar ; s'élèvent à 4.00 cm .



مدير الوحدة
لعززي صالح





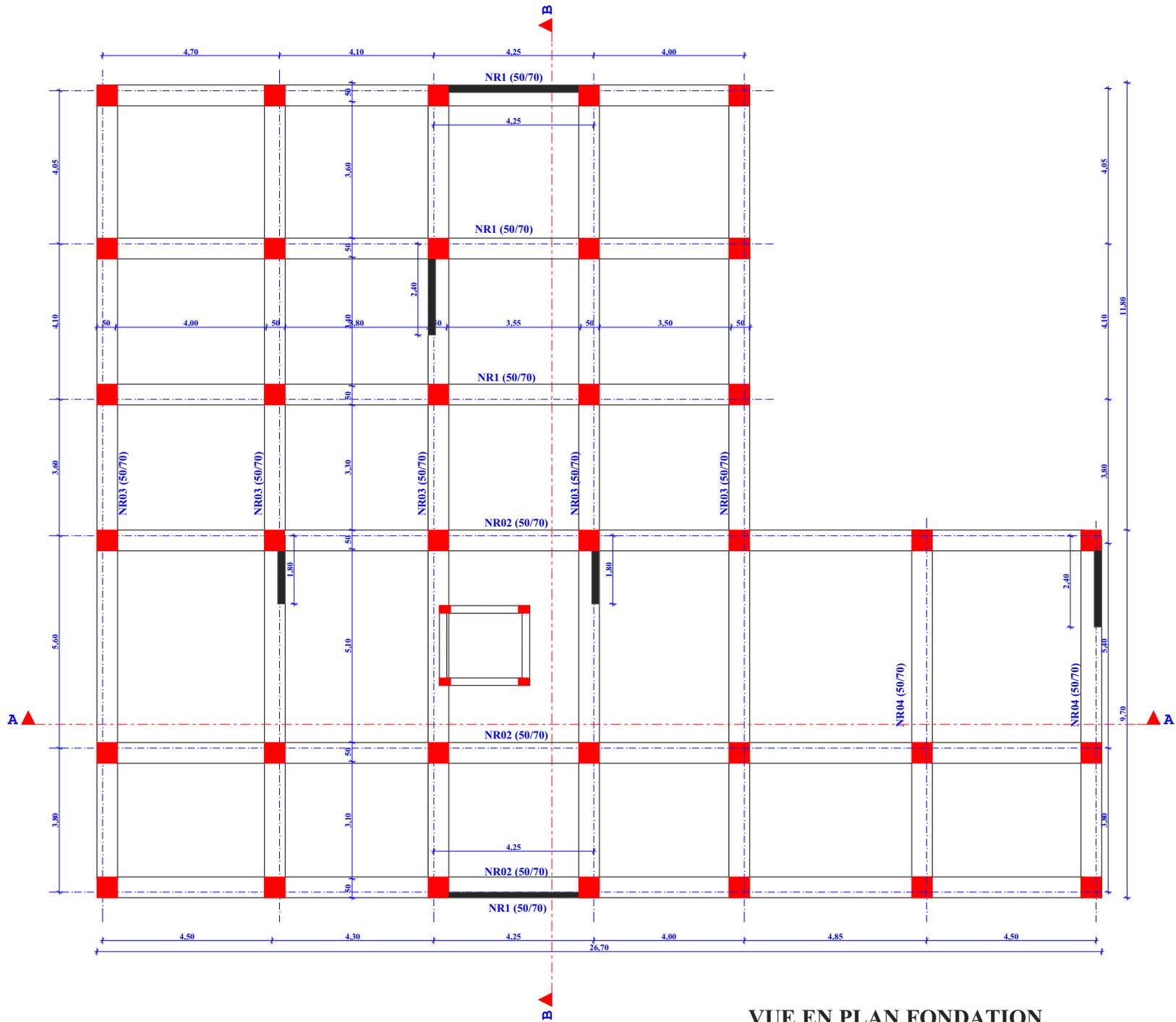
FACADE PRINCIPALE



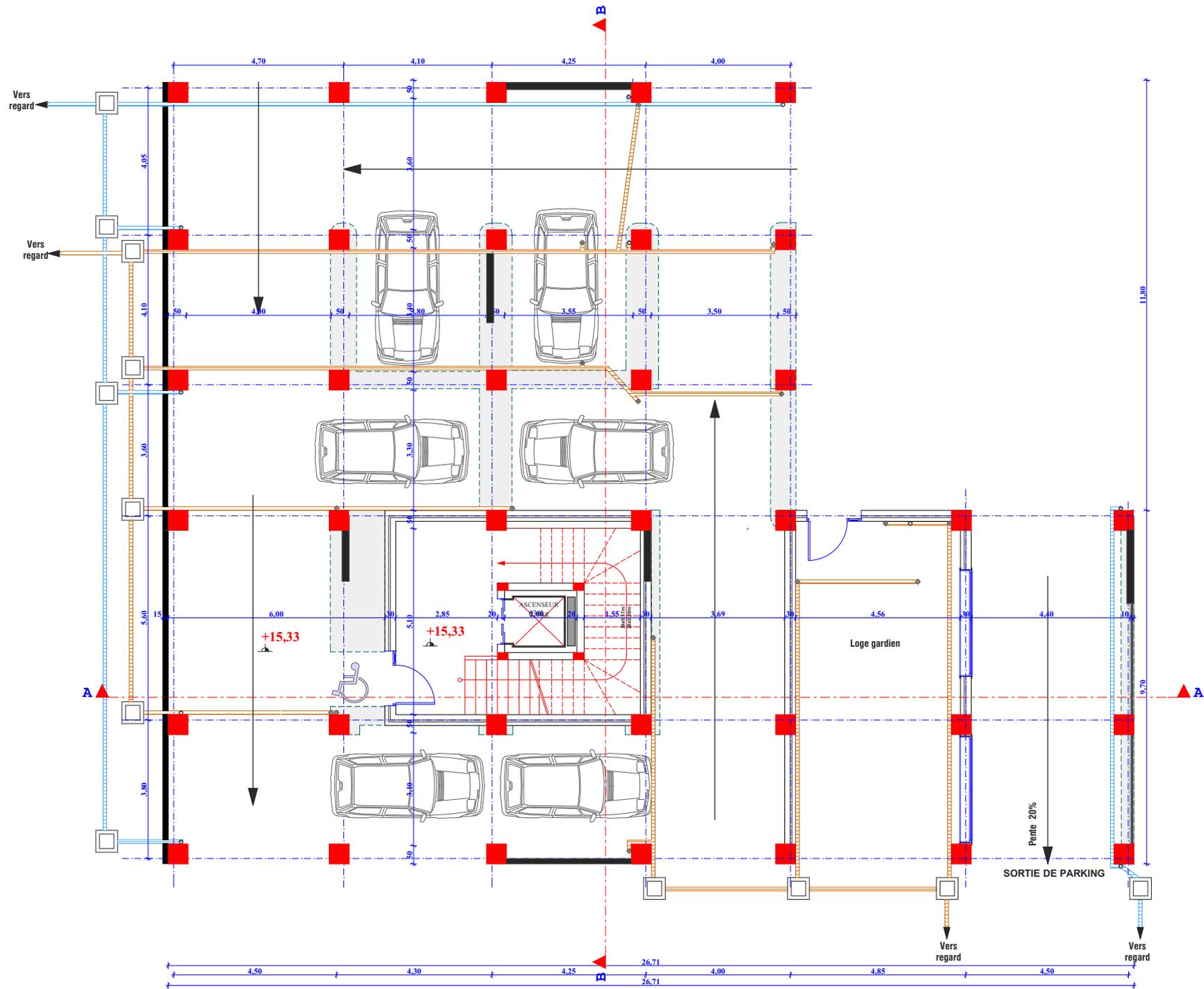
FACADE POSTERIEURE



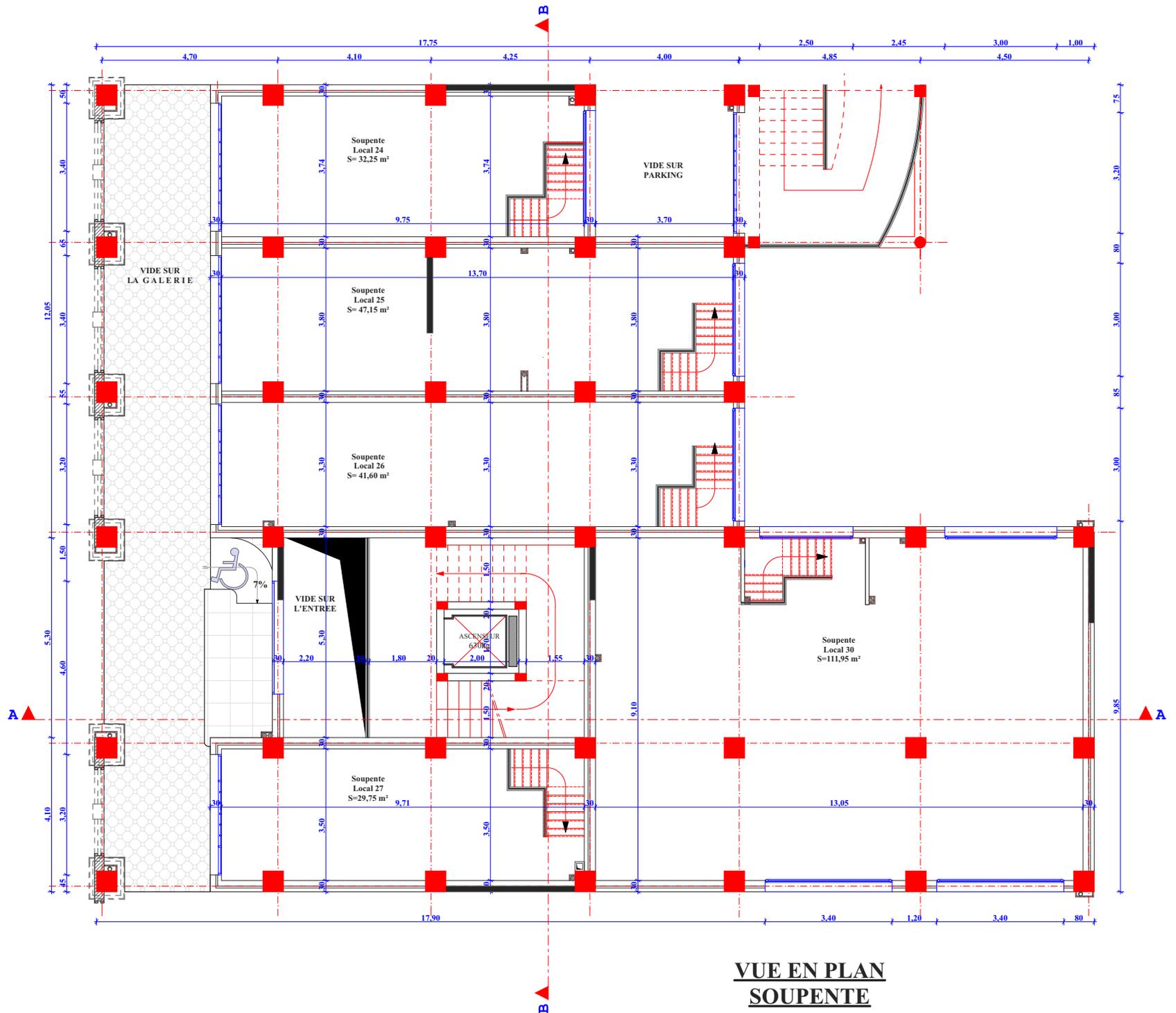
COUPE B-B



VUE EN PLAN FONDATION



VUE EN PLAN SOUS-SOL
(Parking)



VUE EN PLAN
SOUTERRAIN

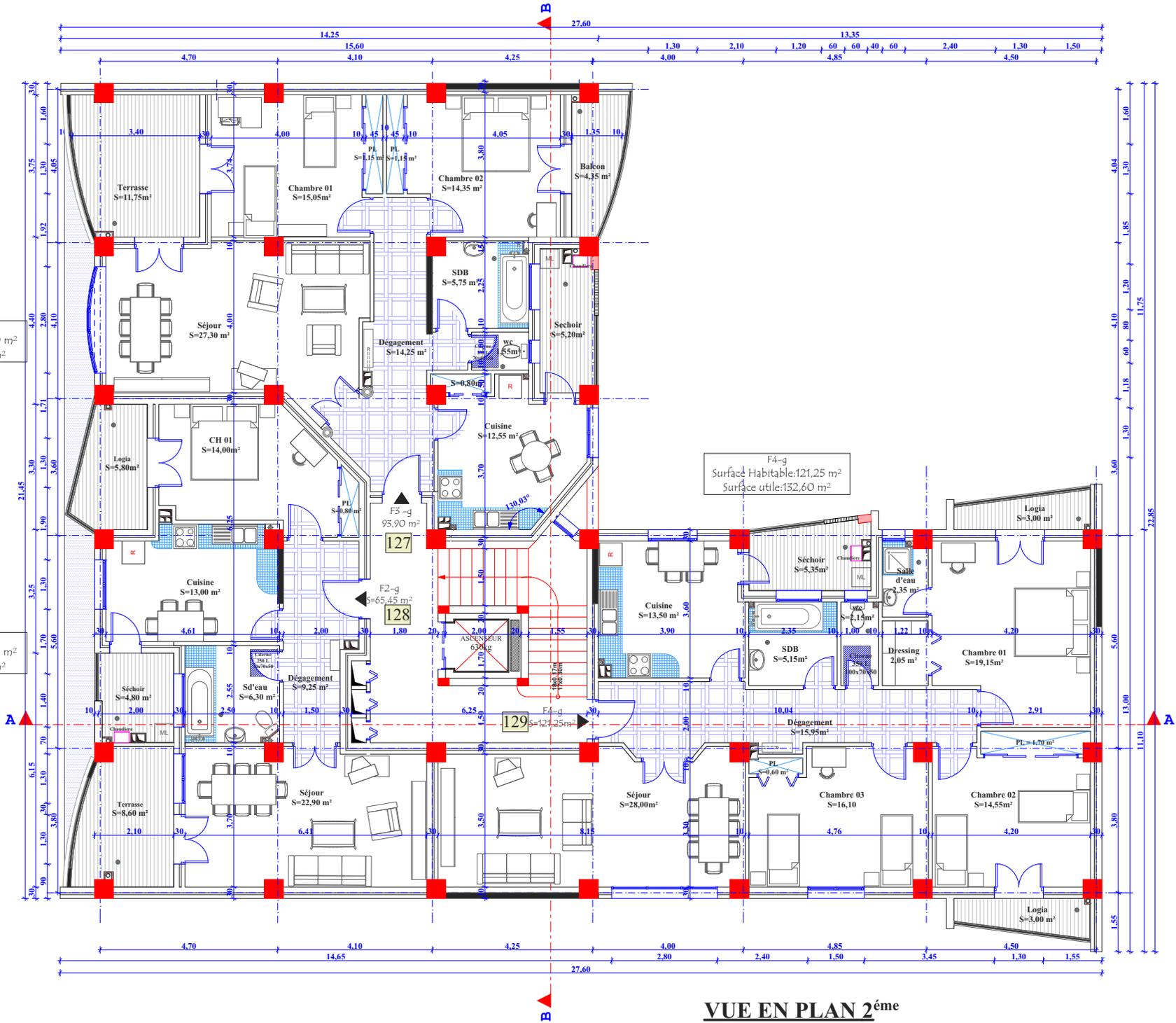


**VUE EN PLAN 1^{er}
ETAGE**

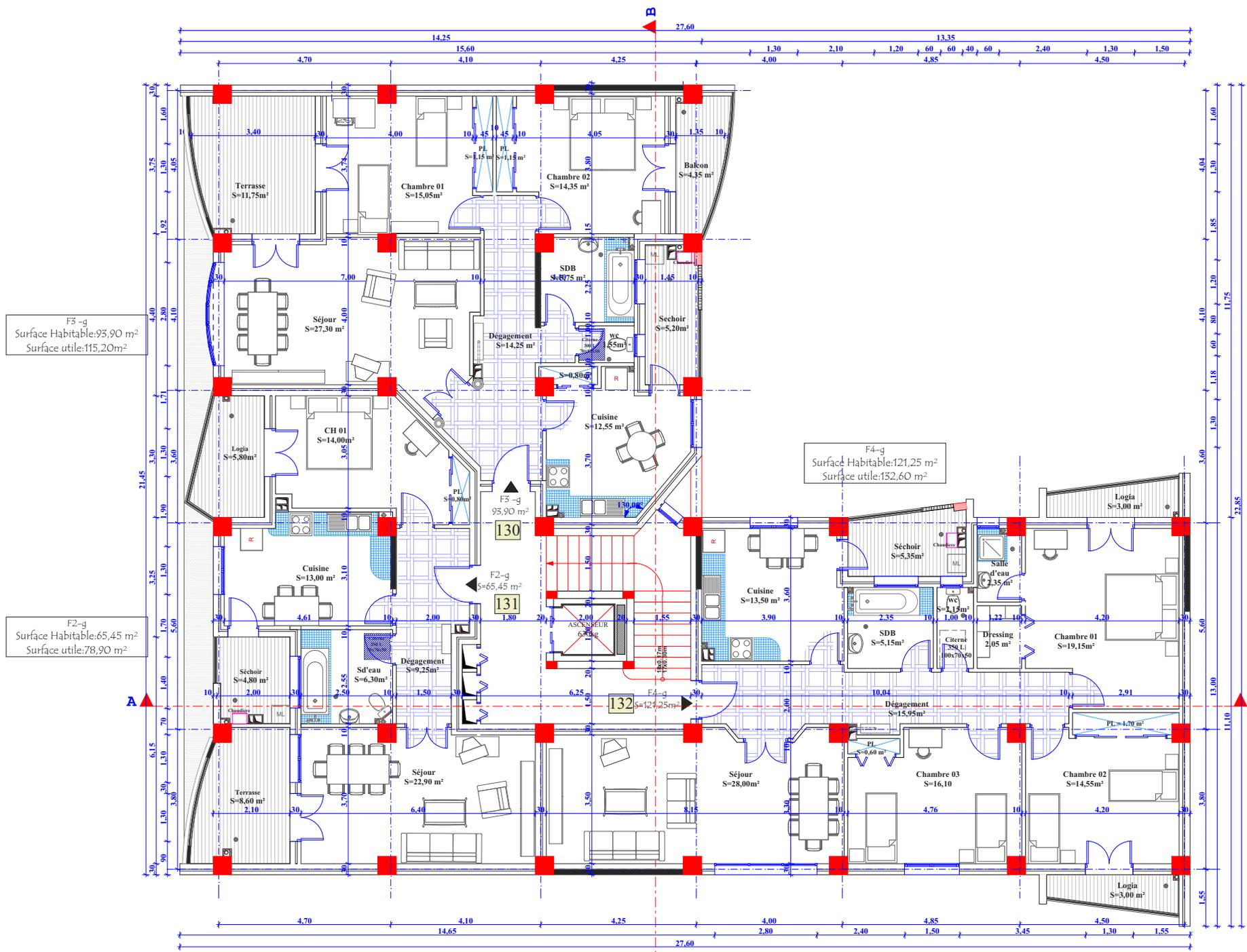
F3-g
Surface Habitable: 93,90 m²
Surface utile: 115,20 m²

F2-g
Surface Habitable: 65,45 m²
Surface utile: 78,90 m²

F4-g
Surface Habitable: 121,25 m²
Surface utile: 132,60 m²



**VUE EN PLAN 2^{ème}
D'ETAGE**

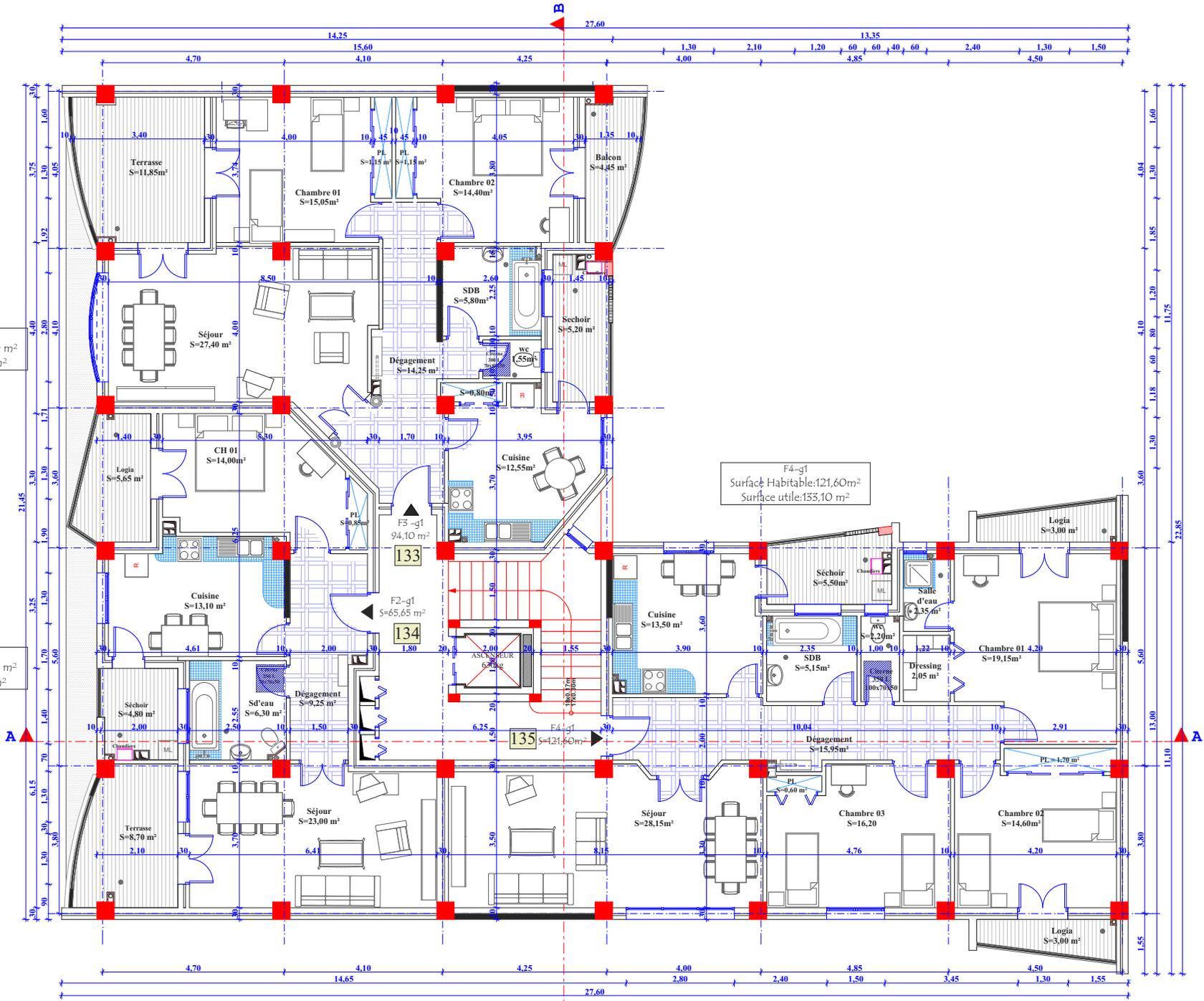


**VUE EN PLAN 3^{ème}
D'ETAGE**

F3-g1
 Surface Habitable: 94,10 m²
 Surface utile: 115,60 m²

F2-g1
 Surface Habitable: 65,65 m²
 Surface utile: 84,80 m²

F4-g1
 Surface Habitable: 121,60 m²
 Surface utile: 133,10 m²

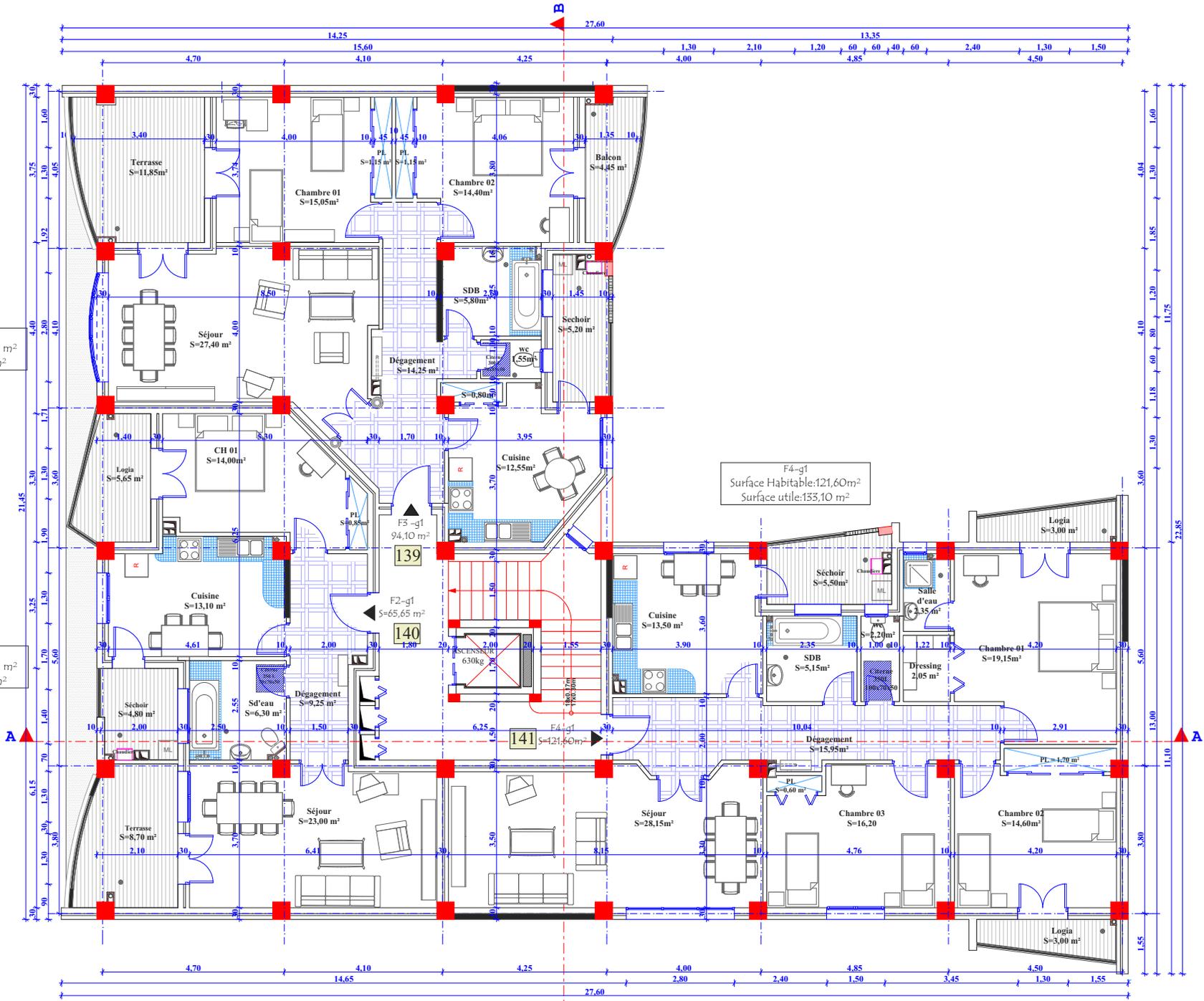


**VUE EN PLAN 4^{ème}
 D'ETAGE**

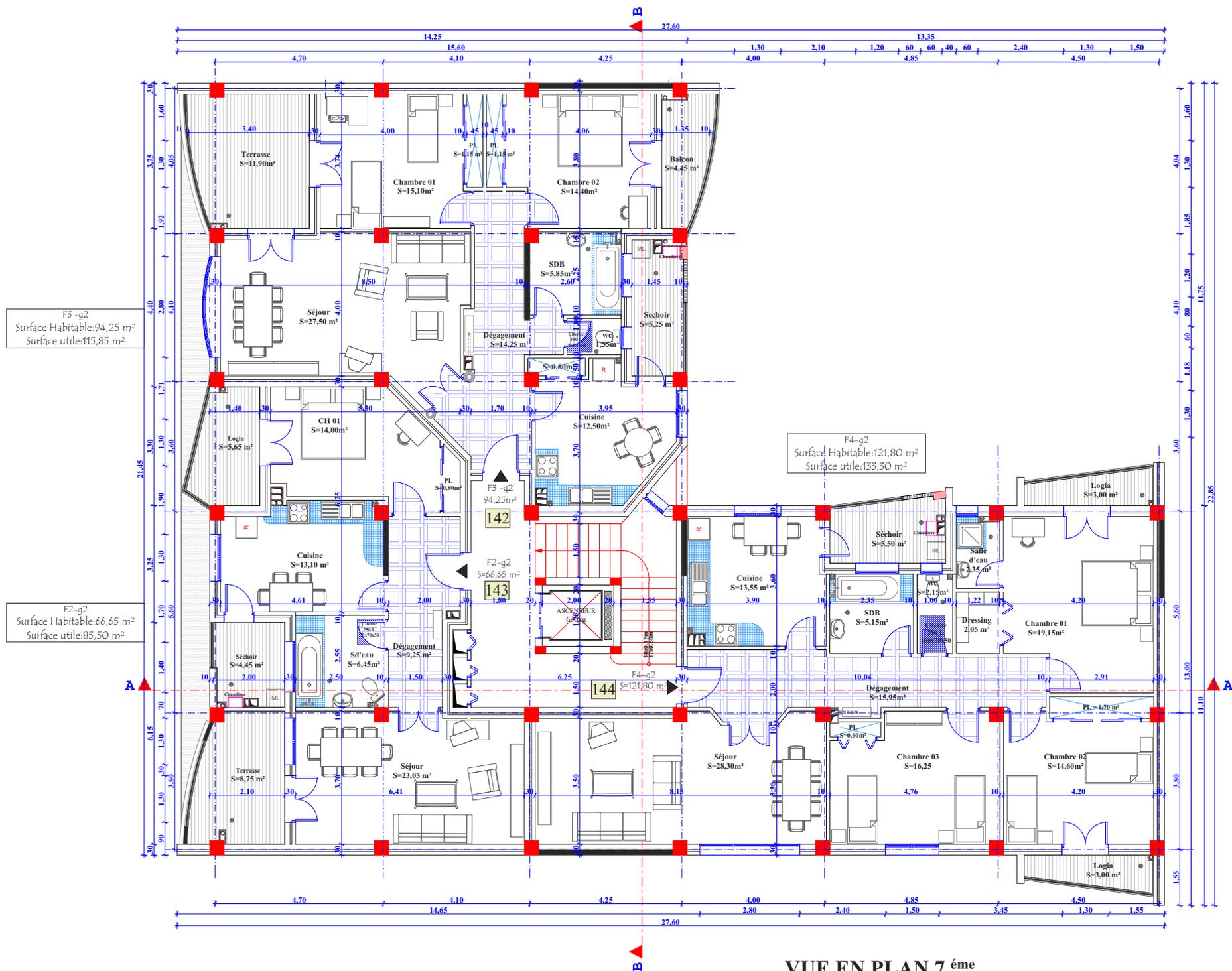
F3-g1
 Surface Habitable: 94,10 m²
 Surface utile: 115,60 m²

F2-g1
 Surface Habitable: 65,65 m²
 Surface utile: 84,80 m²

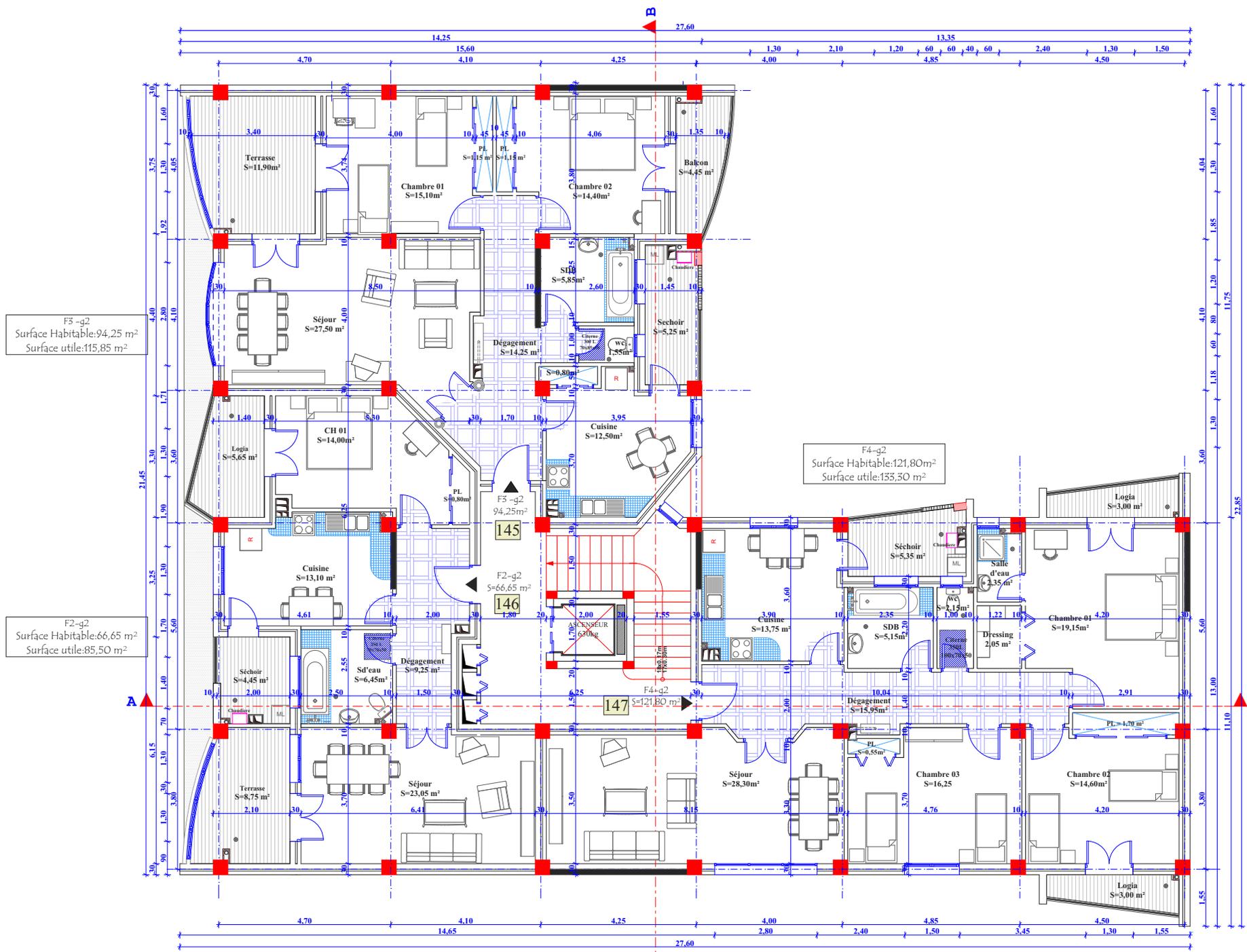
F4-g1
 Surface Habitable: 121,60 m²
 Surface utile: 133,10 m²



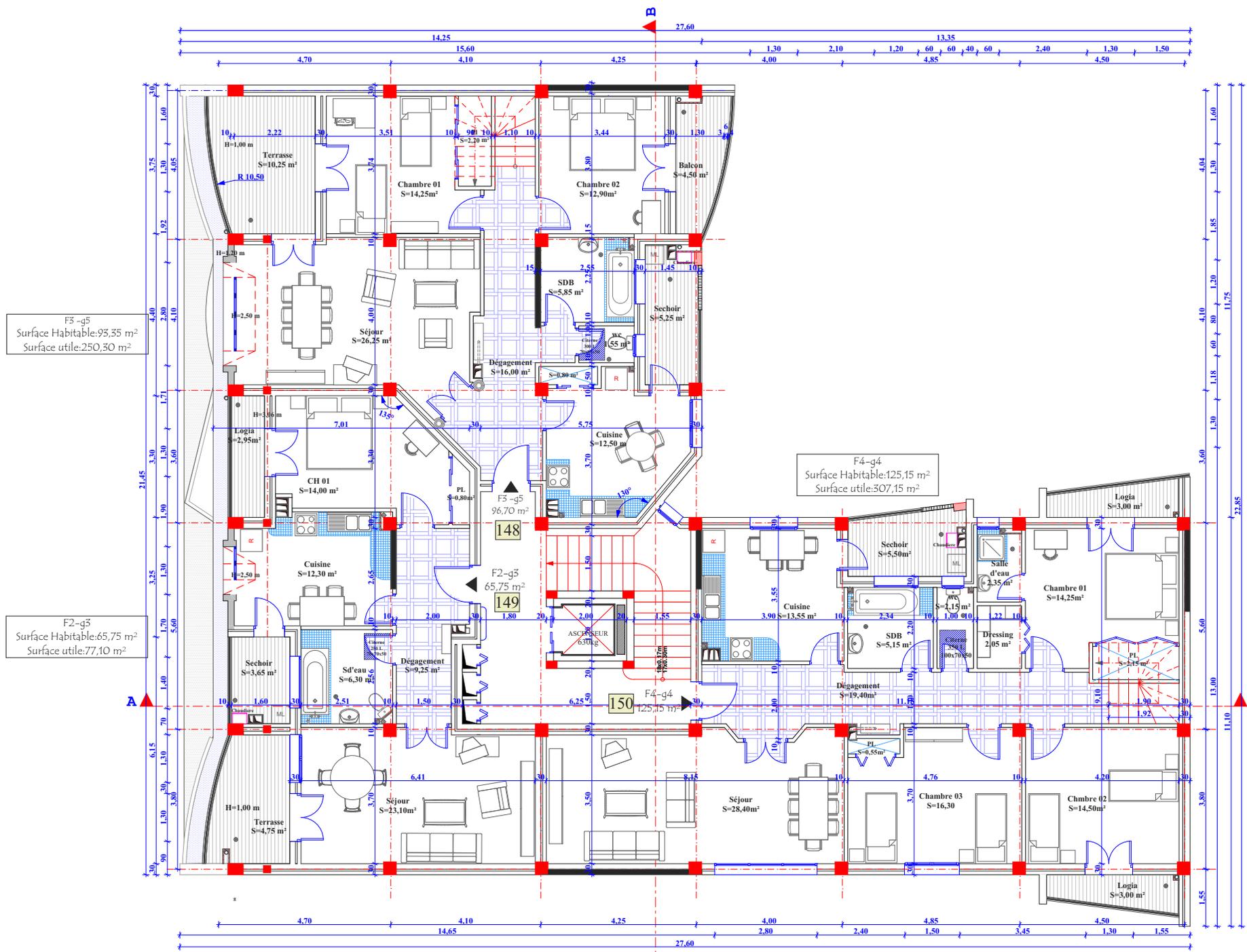
VUE EN PLAN 6^{ème}
D'ETAGE



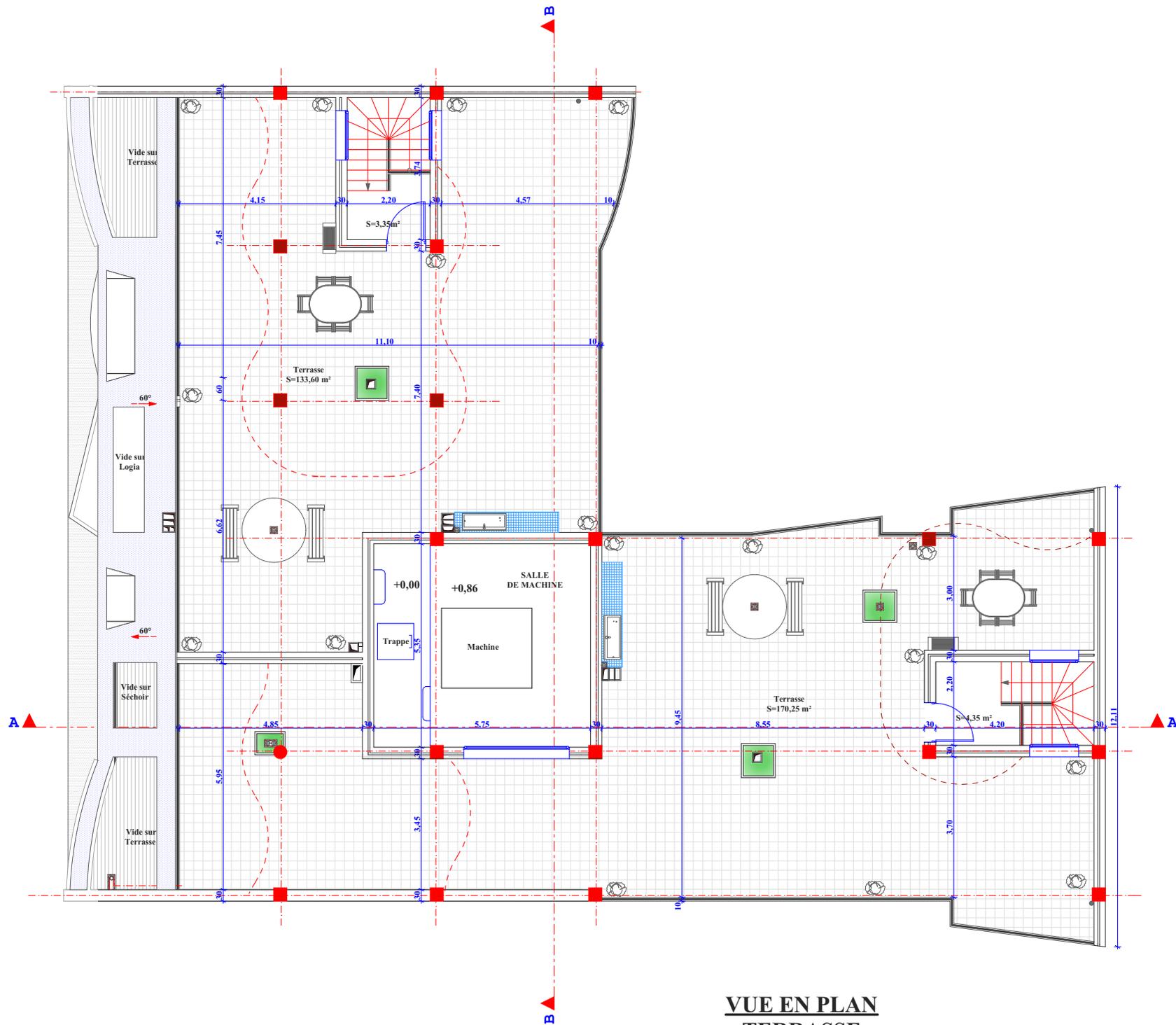
**VUE EN PLAN 7^{ème}
 ETAGE**



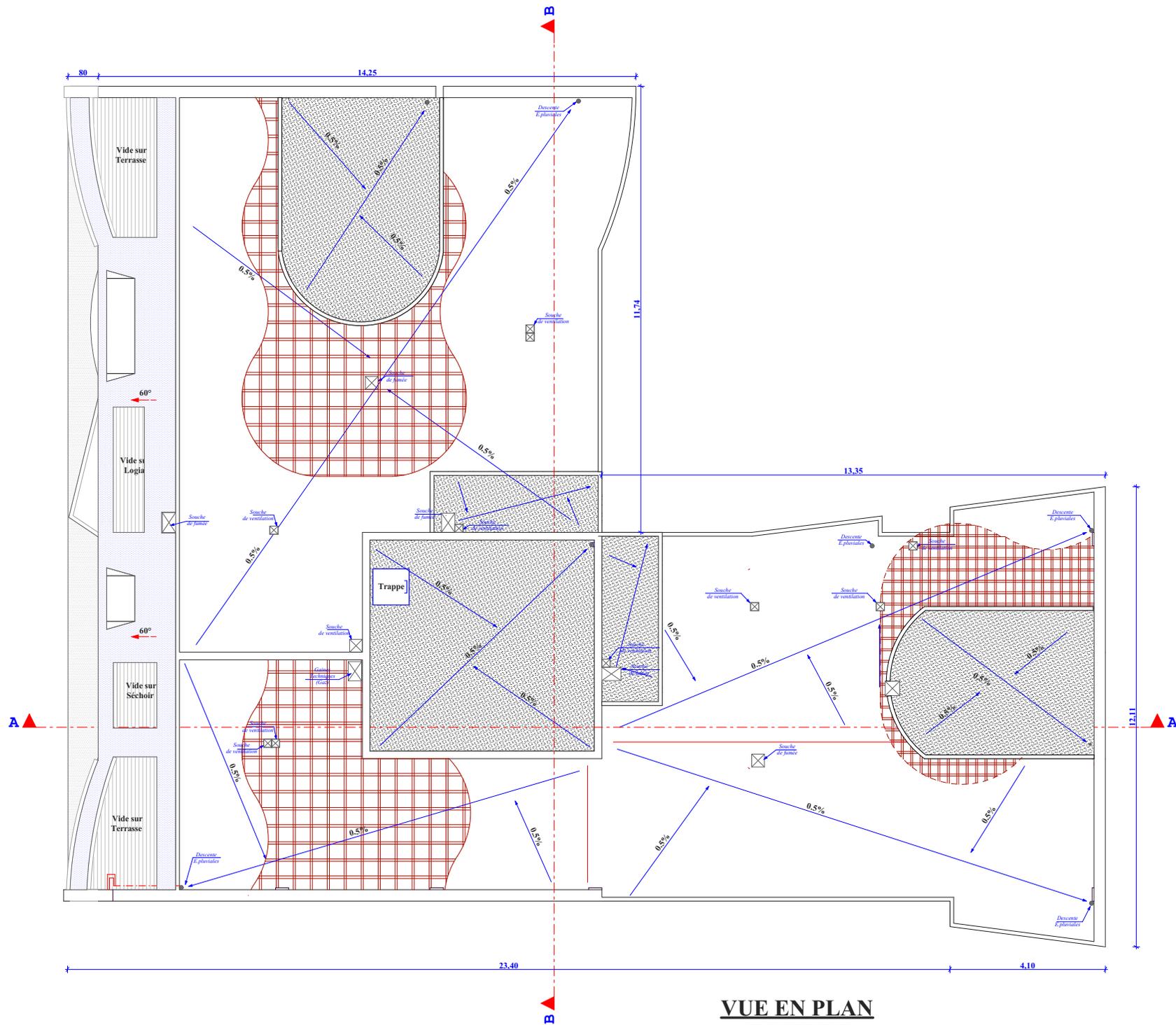
**VUE EN PLAN 8^{ème}
 ETAGE**



VUE EN PLAN 9^{ème}
ETAGE



VUE EN PLAN
TERRASSE



VUE EN PLAN
TOITURE