



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Abderrahmane. MIRA de Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un Bâtiment en béton armé R+6+2 entre sol
contreventé par un système mixte
« Voiles/Portiques »*

Réalisé par:

M^r. LAMRANI Youdas

M^r. BENSALEM Fares

Encadré par:

M^r. BRARA Ali

Membres de jury

M^r. BOUROUBA A/Halim

M^r. HADDI Idir

Année universitaire

2019/2020

Remerciement

Louange à ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et le courage pour accomplir ce modeste travail.

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de notre travail ainsi qu'à la réussite de cette formidable formation.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur **M^r BRARA Ali** pour sa disponibilités tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans lui, ce mémoire n'aurait jamais pu être mené au bon port.*

Nous adressons nos remerciements les plus humbles à l'ensemble des enseignants de département génie civile.

Ainsi nos sincères remerciements à tous les membres de jury qui ont accepté de valoriser notre travail.

*Un remerciement spécial pour **M^r HAOUARI Farid** et **M^r KENDIRA Amine**.*

Notre reconnaissance s'adresse aussi à ceux qui nous ont accordés du temps et nous ont apportés un soutien technique et moral durant tout notre cursus d'étude.



Remerciements



Remerciements



Remerciements

Dédicaces

A cœur vaillant rien d'impossible, A conscience tranquille tout est accessible

Quand il y a la soif d'apprendre Tout vient à point qui sait attendre

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour

Éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis

Pour mon instruction et mon bien-être, ainsi toutes les valeurs que vous avez

su m'inculquer.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous m'en portez.

Maman

Puisse Dieu, le Très Haut, t'accorder la santé, le bonheur et la longue vie et

faire en sorte que jamais je ne te déçois.

*A mes adorables sœurs **Kahina, Rachida et Tamazgha***

*A mon adorable frère **Koussayla***

*Ma petite bien aimée **Riham***

*A tous le membre de La famille **LAMRANI***

A mes meilleurs amis que je n'oublierai jamais :

H.Farid, K.Amine, S.Yanis, O.Nassim, S.Kouceila, Balboni, Simo,

M.Sofiane, A.Sofiane & A.Samir

B.Hania & K.Hanane

Sans oublier « l'équipe de la coinche & Ronda »

A tous ceux que j'ai omis de citer.

*A Mon Binôme **B.Fares***

Youdas Lam. MBL.

Dédicaces

A cœur vaillant rien d'impossible, A conscience tranquille tout est accessible

Quand il y a la soif d'apprendre Tout vient à point qui sait attendre

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour

Éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis

Pour mon instruction et mon bien-être, ainsi toutes les valeurs que vous avez

su m'inculquer.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous m'en portez.

Maman

Puisse Dieu, le Très Haut, t'accorder la santé, le bonheur et la longue vie et

faire en sorte que jamais je ne te déçois.

*A mes adorables sœurs **AMEL** et **Warda***

*A mon adorable frère **Mamy***

*A tous le membre de La famille, **BENSALEM***

*A mes meilleurs amis que je n'oublierai jamais : **Djalal, Belkacem, Sidali***

A tous ceux que j'ai omis de citer.

*A Mon Binôme **LAMRANI Youdas***

Table des matières

Introduction

I Généralité	1
I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1 Description et implantation de l'ouvrage	1
I.1.2 Description architecturale de l'ouvrage	1
I.1.3 Description structurale de l'ouvrage	1
I.1.3.1 Système de contreventement	1
I.1.3.2 Les planchers	2
I.1.3.3 La maçonnerie	2
I.1.3.4 Les escaliers.....	2
I.1.3.5 L'ascenseur	2
I.1.3.6 L'acrotère.....	2
I.1.4 Données de site.....	2
I.2 Les règlements et les normes utilisés	3
I.3 Caractéristique des matériaux utilisés.....	3
I 3-1 Le bétons	3
I-3-2 L'acier	5
I.4 Les actions.....	6
I.4.1 Les actions permanentes (G)	6
I.4.2 Les actions variables (Q).....	6
I.4.3 Les actions accidentelles(Fa)	6
I.5 Combinaison d'action	7
I.5.1 Différentes combinaisons d'action a l'ELU	7
I.5.2 Combinaison d'action à L'ELS.....	8
II. Pré dimensionnement et calculs des éléments secondaires	51

II.1 pré dimensionnement des éléments	9
II.1.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires	9
II.1.1.1 Les planchers.....	9
II-1-1-2 Les escaliers	12
II.1.1.3 L'acrotère	15
II.1.2 Pré dimensionnement des éléments principaux	16
II.1.2.1 Les voiles.....	16
II.1.2.2 Les poutres.....	16
II.1.2.3 Les poteaux.....	17
II.1.2.4 Evaluation des charges et surcharge	17
II.1.2.5 La descente de charge.....	19
II.1.2.5.1 Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau	20
II.1.2.5.2 La loi de dégression.....	22
II.2 Calcul des éléments non structuraux	28
II.2.1 Calcul des planchers	28
II.2.1.1 Calcul des planchers a corps creux	28
II.2.1.2 Calcul des plancher à dalle pleine	46
II.2.1.2.1 Les sollicitations dans les dalles pleines	46
II.2.1.2.2 Calcul les sections des armatures	49
II.2.1.2.3 Les vérifications nécessaire	51
II.2.1.2.4 Les schémas de ferrailage	53
II.2.2 Calcul des escaliers	54
II.2.2.1 Etude du premier type.....	54
II.2.2.2 Etude de la poutre palière	56
II.2.2.3 Etude de deuxième type.....	59
II.2.2.4 La poutre brisée	61

II.2.2.5 Etude du 3 ^{eme} type	64
II.2.2.6 Etude du 4 ^{eme} type	66
II.2.2.7 La poutre brisée de l'escalier 4 ^{eme} type	68
II.2.3 Etude de l'ascenseur	69
II.2.4 Etude de l'ascenseur	75
II.2.4.1 Hypothèse de calcul	75
II.2.4.2 Evaluation des charges et surcharges	76
II.2.4.3 Calcul des sollicitations	76
II.2.4.4 Ferrailage de l'acrotère	77
II.2.4.5 Les vérifications nécessaires.....	77
II.2.4.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	79
II-2-5 Etude de la poutre de chainage	79
II-2-5-1 Pré dimension de la poutre de chainage	79
II-2-5-2 Calcul des sollicitations.....	79
II-2-5-3 Calcul la section d'armature.	80
II-2-5-4 Les vérifications nécessaires.....	80
II-2-5-5 Schéma de ferrailage	82
III.1 Méthodes de calcul utilisées.....	83
III.1.1 Méthode statique équivalente	83
III.1.2 Méthode dynamique.....	83
III.2 Présentation de la méthode modale spectrale.....	83
III.2.1 Spectre de réponse de calcul.....	86
III.2.2 Résultat obtenus	86
III.2.3 Disposition des voiles de contreventement	86
III.2.4 Période de vibration et participation massique	87
III.3 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences de RPA99V2003	89

III.3.1 Justification de l'interaction (voiles-portiques)	89
III.3.1.1 Sous charges verticales.....	90
III.3.1.2 Sous charges horizontales	90
III.3.2Vérification de l'effort normal réduit.....	90
III.3.3Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	91
III.3.4Justification vis à vis de l'effet P-Delta	92
IV Etude des éléments structuraux	94
IV.1 Etude des poteaux.....	94
IV.1.1 Recommandation	94
IV.1.2 Sollicitation de calcul	96
IV.1.3 Calcul du ferrailage.....	96
IV.1.4 Vérifications nécessaires	99
IV.1.5 schémas de ferrailage	102
IV.2 Etude des poutres.....	103
IV.2.1 Recommandations	103
IV.2.2 Les sollicitations de calcul.....	104
IV.2.3 Calcul de ferrailage	104
IV.2.3.1 Calcul des armatures longitudinales.....	104
IV.2.3.2 Les armatures transversales	106
IV.2.4 Les vérifications nécessaires	107
IV.2.4.1 À l'ELU.....	107
IV.2.4.2 À l'ELS	108
IV.2.5 Schéma de ferrailage	109
IV.3 Etude des voiles.....	112
IV.3.1 Recommandation du RPA99V2003	112
IV.3.2 Sollicitation de calcul.....	112

IV.3.3 Calcul de la section d'armature	113
IV.3.4 Schéma de ferrailage	118
V Infrastructure	94
V.1 Etude des fondations	119
V.1.1 Combinaison de calcul	119
V.1.2 Reconnaissance du sol.....	119
V.1.3 Choix du type de fondation	119
V.1.3.1 Vérification de la semelle isolée	119
V.1.3.2 Vérification de la semelle finale	120
V.1.3.3 Type de fondation pour le portique «G»	121
V.1.4 Pré dimensionnement des éléments de l'infrastructure	121
V.1.4.1 La semelle isolée	121
V.1.4.2 Les longrines	122
V.1.4.3 La semelle filante.....	122
V.1.4.4 La poutre de rigidité	124
V.1.4.5 La semelle sous le voile	124
V.1.5 Calcul la section d'armature dans les éléments de la fondation	124
V.1.5.1 La section d'armature dans la semelle restes	124
V.1.5.2 La section d'armature dans les longrines	125
V.1.5.3 La section d'armature dans la semelle filante	126
V.1.5.4 La section d'armature dans la poutre de rigidité.....	127
V.1.5.5 La section d'armature dans la semelle sous les voiles.....	130
V.2 Etude du voile périphérique.....	131
V.2.1 Dimension de voile.....	131
V.2.2 Caractéristique du sol.....	131
V.2.3 Evaluation des charges et surcharge	131

V.2.4 Calcul des sollicitations	132
V.2.5 Calcul la section d'armature	133
V.2.6 Vérification nécessaire	133
V.2.7 Schéma de ferrailage.....	134

Conclusion

Références bibliographiques

Annexes

Plans de la structure



Liste des tableaux

Tableau I-1 : fe en fonction du type d'acier	5
Tableau II-1 : La section des poteaux	17
Tableau II-2 : Evaluation des charges et surcharges (plancher étage courant)	17
Tableau II-3 : Evaluation des charges et surcharges (plancher terrasse accessible)	18
Tableau II-4 : Evaluation des charges et surcharges (plancher terrasse inaccessible)	18
Tableau II-5 : Evaluation des charges et surcharges (Murs en double cloison)	18
Tableau II-6 : Evaluation des charges et surcharges (les escaliers-palier)	19
Tableau II-7 : Evaluation des charges et surcharges (les escaliers-volée)	19
Tableau II-8 : La descente de charge pour le poteau E3.....	23
Tableau II-9 : La descente de charge pour le poteau F3.....	25
Tableau II-10 : Vérification de critère de résistance.....	26
Tableau II-11 : Vérification de critère de stabilité de forme	27
Tableau II-12 : Les différents types de poutrelles	29
Tableau II-13 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles	29
Tableau II-14 : Résultats des moments max dans tous les types.....	35
Tableau II-15 : Ferrailage des poutrelles	43
Tableau II-16 : Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS).....	43
Tableau II-17 : Vérification des contraintes à L'ELS	44
Tableau II-18 : Vérification de la flèche	45
Tableau II-19 : Schéma de ferrailage des poutrelles	45
Tableau II-20 : La section d'armature dans les dalles pleines	50
Tableau II-21 : Vérification de cisaillement	51
Tableau II-22 : Vérification des contraintes de compression dans le béton	51
Tableau II-23 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.....	52
Tableau II-24 : Vérification de l'état limite de déformation.....	53

Tableau II-25 : Les sollicitations dans l'escalier (type 1)	54
Tableau II-26 : Tableau de ferrailage escalier (type 1)	55
Tableau II-27 : Vérification des contraintes de compression du béton	55
Tableau II-28 : La section d'armature dans la poutre palière à la flexion simple	57
Tableau II-29 : Vérification de l'état limite de compression du béton	58
Tableau II-30 : La section d'armature dans l'escalier (type 2).....	60
Tableau II-31 : Vérification de l'effort tranchant	60
Tableau II-32 : Vérification des contraintes de compression dans le béton	61
Tableau II-33 : Vérification de la flèche dans l'escalier (type 2)	61
Tableau II-34 : La section d'acier à la flexion simple	62
Tableau II-35 : Vérification de l'état de limite de compression dans le béton	64
Tableau II-36 : La section d'armature dans l'escalier (type3).....	65
Tableau II-37 : Vérification de l'état de limite de compression du béton.....	65
Tableau II-38 : La section d'armature dans l'escalier type 4 (partie A-B)	66
Tableau II-39 : Vérification de l'état de limite de compression dans le béton	66
Tableau II-40 : La section d'armature dans l'escalier type 4 (partie C-D)	67
Tableau II-41 : Vérification de l'état de limite de compression du béton.....	67
Tableau II-42 : Vérification de l'état de limite de compression du béton dans la poutre brisée.....	69
Tableau II-43 : Les moments de la dalle qui sert l'appui de l'ascenseur.....	70
Tableau II-44 : La section d'armature dans la dalle qui sert l'appui de l'ascenseur	71
Tableau II-45 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton	71
Tableau II-46 : Vérification de l'état de limite d'ouverture des fissures	71
Tableau II-47 : Caractéristiques de la dalle	72
Tableau II-48 : La section d'acier	74
Tableau II-49 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton	74
Tableau II-50 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures	75

Tableau II-51 : Les sollicitations dans l'acrotère	76
Tableau II-52 : La section d'acier dans l'acrotère	77
Tableau II-53 : La section d'acier dans la poutre de chainage	80
Tableau II-54 : Vérification des contraintes	81
Tableau II-55 : Vérification de la flèche	81
Tableau II-56 : La section d'armature à l'ELS	81
Tableau III-1 : Valeurs des pénalités P_q	84
Tableau III-2 : Vérification de la résultante des forces sismiques	85
Tableau III-3 : Période et taux de participation massique de la structure	88
Tableau III-4 : Interactions sous charge vertical	90
Tableau III-5 : Interactions sous charge horizontal	90
Tableau III-6 : Vérification de l'effort normal réduit	91
Tableau III-7 : Vérification des déplacements relatifs	92
Tableau III-8 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	93
Tableau IV-1 : Armature longitudinale minimale et maximale dans les poteaux	95
Tableau IV-2 : Sollicitation dans les poteaux	96
Tableau IV-3 : Ferrailage longitudinale des poteaux	98
Tableau IV-4 : Armature transversales dans les poteaux aux différents niveaux	99
Tableau IV-5 : Vérification au flambement	100
Tableau IV-6 : Vérification des contraintes	100
Tableau IV-7 : Vérification des contraintes de cisaillement	101
Tableau IV-8 : Les longueurs de la zone nodale	101
Tableau IV-9 : Les sollicitations dans les poutres	104
Tableau IV-10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales	105
Tableau IV-11 : Les armatures longitudinales dans les poutres secondaires	106
Tableau IV-12 : Vérification des contraintes tangentielles	107

Tableau IV-13 : Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement	108
Tableau IV-14 : Vérification de l'état limite de compression du béton	108
Tableau IV-15 : Vérification de la zone nodale	111
Tableau IV-16 : Sollicitation (voiles sens X-X)	113
Tableau IV-17 : Sollicitation (voiles sens Y-Y (V_{y1} ; V_{y2} ; V_{y3}))	113
Tableau IV-18 : Sollicitation (voiles sens Y-Y(V_{y4}))	113
Tableau IV-19 : La section d'armature dans les voiles (sens X-X)	116
Tableau IV-20 : La section d'armature dans les voiles (sens Y-Y (V_{y1} ; V_{y2} ; V_{y3}))	117
Tableau IV-21 : La section d'armature dans les voiles (sens Y-Y(V_{y4}))	117
Tableau V-1 : Moments et effort tranchant au niveau des appuis	128
Tableau V-2 : Les moments maximaux dans la travée	128
Tableau V-3 : La section d'armature dans la poutre de rigidité	128
Tableau V-4 : La section d'armature dans la poutre de rigidité	129
Tableau V-5 : Vérification des contraintes	129
Tableau V-6 : Les moments dans le voile périphérique	133
Tableau V-7 : La section d'armature dans le voile périphérique	133
Tableau V-8 : Vérification des contraintes à l'ELS	134
Tableau V-9 : La section d'armature à l'ELS	134

Liste des figures

Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	9
Figure II-2 : Disposition des poutrelles.	10
Figure II-3 : Coupe transversale de la poutrelle	10
Figure II-4 : Dalle DP ₁	11
Figure II-5 : Dalle DP ₂	11
Figure II-6 : Dalle DP ₃	12
Figure II-7 : Dalle DP ₄	12
Figure II-8 : Escalier	12
Figure II-9 : Vue en plan de l'escalier inter-étages	13
Figure II-10 : Schéma statique de l'escalier inter-étages.....	13
Figure II-11 : Vue en plan de l'escalier type 2	13
Figure II-12 : Schéma statique de l'escalier type 2	13
Figure II-13 : Vue en plan de l'escalier type 3	14
Figure II-14 : Vue en plan de l'escalier type 4	14
Figure II-15 : Schéma statique de l'escalier type 4.....	15
Figure II-16 : Coupe transversale de l'acrotère.	15
Figure II-17 : Les surfaces afférentes des différents niveaux	20
Figure II-18 : Schéma statique de la poutrelle (Type 1)	30
Figure II-19 : L'effort tranchant	31
Figure II-20 : Schéma statique de la poutrelle Type 2	32
Figure II-21 : Coupe transversale sur la poutrelle	41
Figure II-22 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	46
Figure II-23 : Dalle DP ₁	46
Figure II-24 : Dalle pleine (DP ₂)	48

Figure II-25 : Dalle pleine (DP ₃).	49
Figure II-26 : Dalle pleine (DP ₄).	49
Figure II-27 : Schéma de ferrailage pour les dalles pleines.....	53
Figure II-28 : Coupe en élévation de l'escalier (Type 1).....	54
Figure II-29 : Schéma statique de l'escalier (Type 1) partie A-B.	54
Figure II-30 : Schéma de ferrailage de l'escalier (Type 1)	56
Figure II-31 : Schéma statique de la poutre palière.....	56
Figure II-32 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	59
Figure II-33 : Schéma statique de la volée 1	59
Figure II-34 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	64
Figure II-35 : Schéma statique de l'escalier Type 3	64
Figure II-36 : Schéma de ferrailage dans l'escalier Type 3	65
Figure II-37 : Schéma statique de l'escalier Type 4 (Partie A-B).....	66
Figure II-38 : Schéma statique de l'escalier Type 4 (Partie C-D)	67
Figure II-39 : Schéma de ferrailage escalier Type 4	68
Figure II-40 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée (Escalier Type 4)	69
Figure II-41 : L'ascenseur	70
Figure II-42 : Schéma représentant la surface d'impact	72
Figure II-43 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	75
Figure II-44 : Schéma statique de l'acrotère.....	75
Figure II-45 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	79
Figure II-46 : Schéma statique de la poutre de chaînage	79
Figure II-47 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	82
Figure III-1 : Spectre de réponse.....	86
Figure III-2 : Disposition des voiles de contreventement	86
Figure III-3 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP200 V15.....	87

Figure III-4 : Mode 1.	88
Figure III-5 : Mode 2	89
Figure III-6 : Mode 3	89
Figure IV-1 : La zone nodale.	95
Figure IV-2 : Enclage des armatures transversales	96
Figure IV-3 : Section de poteau	100
Figure IV-4 : Schéma de ferrailage du poteau 6 ^{eme} étage	102
Figure IV-5 : Schéma de ferrailage du poteau 5 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	102
Figure IV-6 : Schéma de ferrailage du poteau 3 ^{eme} et 2 ^{eme} étage.	102
Figure IV-7 : Schéma de ferrailage du poteau 1 ^{er} étage et RDC	103
Figure IV-8 : Schéma de ferrailage du poteau E.S.1 et E.S.2	103
Figure IV-9 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	109
Figure IV-10 : Répartition des moments dans la zone nodale	110
Figure IV-11 : Formation de rotule plastique	110
Figure IV-12 : La disposition des moments résistants	111
Figure IV-13 : Schéma des contraintes	114
Figure IV-14 : Schéma des contraintes	114
Figure IV-15 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1}) à la base	118
Figure V-1 : Semelle isolée.....	120
Figure V-2 : Semelle filante	120
Figure V-3 : Caractéristiques de la semelle isolée.....	121
Figure V-4 : Schéma des efforts normaux et la réaction du sol dans la semelle filante ...	122
Figure V-5 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée.	125
Figure V-6 : Schéma de ferrailage de la longrine	126
Figure V-7 : Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	127
Figure V-8 : Schéma statique de la poutre de rigidité	127

Figure V-9 : Schéma de ferraillage de la poutre de rigidité	130
Figure V-10 : Schéma de ferraillage de la semelle sous le voile.	131
Figure V-11 : La poussée des terres dans le voile périphérique	131
Figure V-12 : Le diagramme des contraintes trapézoïdales.	132
Figure V-13 : Schéma de ferraillage de voile périphérique.	134





Introduction générale

Le génie civil est un regroupement des technique qui nous guide à réaliser des constructions civiles, pour réaliser ces ouvrages, l'ingénieur doit prendre en considération tous les dangers qui menacent la fiabilité et la sécurité des constructions soient dédié pour l'utilisation publique ce qu'on appelle les travaux publics, et pour que l'être humain s'en servir comme un abri ce qu'on le dit bâtiments.

Les dangers qui peuvent s'introduire peuvent être naturels citant les secousses sismique qui sont un phénomène imprédictible et qui se répètent à plusieurs reprise, ce qui impose l'obligation de mettre en place un système parasismique selon le degré de la sismicité qui varie d'un endroit à un autre, afin de minimiser les dégâts et qui peut toucher l'environnement, les constructions et la vie humaine.

Un ouvrage est considéré fiable et sécurisé lorsque on tient compte des éléments structuraux, et ses caractéristique sans oublier les dimensions des matériaux utilisé suivant des calculs et des études bien précises par l'ingénieur ainsi suivant les normes BAEL 91 modifiée 99 version 2003.

L'objectif principal de cette étude est d'assurer la sécurité des usagers de cet immeuble en (R+6+2entre sol) et ensuite il devra, entre autres, durer dans le temps et résister aux différentes actions.

Pour atteindre notre objectif, le travail présenté dans ce manuscrit est scindé en cinq chapitres :

- ✓ Dans le premier chapitre, nous allons présenter l'ouvrage, les règlements et les normes utilisées et les caractéristiques des matériaux ainsi que les actions.
- ✓ Dans le deuxième chapitre, nous allons pré-dimensionner et calculer les éléments secondaires.
- ✓ Dans le troisième chapitre, nous allons modéliser la structure étudiée et nous avons vérifié les interactions.
- ✓ Dans le quatrième chapitre, nous allons effectuer une étude sur les éléments principaux.
- ✓ Dans le cinquième chapitre, nous allons faire l'étude des fondations et le voile périphérique.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

I.1.1 Description et implantation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la réalisation d'un bâtiment en béton armé de 09 étage à usage commercial pour l'entre sol 1 et une partie d'entre sol 2, et à usage d'habitation pour les étages courants, se constitue d'appartement tel que :

Entre sol 1 : un appartement f4.

RDC : un appartement f4+un appartement f2.

1,2, 3, 4^{ème} étage : 2 appartement f4 et un appartement f3.

5^{ème} : un appartement f2 + un appartement f3.

6^{ème} : un appartement f3.

La dalle de dernier niveau est constituée d'une terrasse inaccessible.

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit sidi Ahmed wilaya de Bejaia à une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48m, ce que nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 V2003) dans le groupe d'usage 2, le lieu de construction est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification de (RPA 99 V19).

I.1.2 Description architecturale de l'ouvrage :

- Dimension en élévation :
 - Hauteur totale du bâtiment : 27.54 m
 - Hauteur du chaque niveau : 3,06 m
- Dimension en plan :
 - Largeur totale du bâtiment : 13.05 m
 - Longueur totale du bâtiment : 24. 36 m

I.1.3 Description structurale de l'ouvrage :

I.1.3.1 Système de contreventement :

Vu que la hauteur total du bâtiment est 27,54 m le tout sur les 09 niveaux et d'après l'article [3.4] du RPA99/V2003, pour une structure dépassant 04 niveau ou 14 mètre de hauteur en zone sismique IIa, on ne pas peut utiliser un système de contreventement assuré par des portiques auto stable en béton armé.

I.1.3.2 Les planchers :

Sont des éléments secondaires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, leurs rôles est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

Dans ce projet nous allons opter pour des planchers à corps creux pour les raisons suivantes :

- Economie de coffrage.
- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher.
- Isolation thermique.

I.1.3.3 La maçonnerie :

Dans ce projet on distingue deux types de maçonnerie (murs en double cloison et des murs en simple cloison). Les murs en double cloison sont construits en brique de 15 cm et 10 cm séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, ces derniers sont réalisés pour les façades extérieures de bâtiment ainsi que la cage d'escalier et les séparations entre les appartements. Les murs en simple cloison (brique de 10 cm) sont réalisés pour la séparation des espaces ainsi que l'isolation phonique à l'intérieur des appartements.

I.1.3.4 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires en béton armé qui permettent de passer d'un niveau à un autre .Le bâtiment comporte 4 type d'escalier :

- L'escalier menant de l'entre sol 2 vers l'entre sol 1.
- L'escalier menant de l'entre sol 1 vers le RDC et les escaliers inter étages.
- L'escalier qui mène de l'étage 5 vers l'étage 6.
- L'escalier qui mène de l'extérieur vers RDC.

I.1.3.5 L'ascenseur :

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, cet appareil est composé essentiellement d'une cabine et sa machinerie.

I.1.3.6 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé il entoure les extrémités des terrasses inaccessibles encastré a sa base au plancher, son rôle est d'assurer la sécurité et empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade, aussi d'éviter un écoulement de ces derniers à travers les isolations du plancher au niveau de la terrasse.

I.1.4 Données de site :

Le sol est constitué essentiellement de schiste légèrement marneux, friables en surface et compacte en profondeur D'après les résultats de l'essai penetrométrique en tenant compte de la nature de sol du site, on recommande d'utiliser des fondations superficielle ancrées à **1.8m** de profondeur par rapport au niveau de la route pour une contrainte admissible du sol égale à **2.00bars**. Le sol est ferme (S2).

I.2 Les règlements et les normes utilisés :

L'étude de ce projet est basée sur des règles de calcul et de conception :

- DTR BC 2.4.8 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.4.1 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- DTR BC 2.3.3.1 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

I.3 Caractéristique des matériaux utilisés :

Les matériaux à représenter pour cette construction sont l'acier et le béton, leurs caractéristiques mécaniques doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul de structure en béton armée.

I 3-1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ces composantes : ciment, sable, granulats et eau. Son rôle principal est de reprendre les efforts de compression.

Résistance caractéristique à la compression : (CBA Art : A.2.1.1.1)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre cas on utilisera un béton courant dans la résistance nominale à la compression est de 25 MPa prévu à 28 jours.

Résistance caractéristique à la traction : (CBA Art : A.2.1.1.1)

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ Donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Modules de déformation longitudinale du béton :

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

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art A. 2.1.2.1 CBA93)} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art A. 2.1.2.2 CBA93)} \end{cases}$$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$

Contraintes limite du béton à la compression :

- Etat limite ultime (l'ELU) :

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ BAEL 91 (Art.A.4.3.4)

Avec : θ : Coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$$\begin{cases} \theta = 1.00 \text{ Lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.9 \text{ Lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.85 \text{ Lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable et transitoire (S. D. T)} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle (S. A)} \end{cases}$$

Pour notre cas la durée d'application supérieur 24 heures donc :

$$\theta = 1.00 \text{ Donc } \begin{cases} f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S. D. T)} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en situation accidentelle (S. A)} \end{cases}$$

- Etat limite service (l'ELS) :

La contrainte de béton : $\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte ultime de cisaillement : BAEL 91 (Art A.5.1.2.11)

$$\tau_{adm} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Pour FPN}$$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa pour les situation durables} \\ 4.34 \text{ MPa pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\tau_{adm} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Pour les FN ou FTN}$$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} 2.5 \text{ MPa pour les situation durables} \\ 3.26 \text{ MPa pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

Coefficient de poisson : (CBA Art : A.2.1.3)

Le coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales note " ν "

L'ELU $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations

L'ELS $\nu = 0.2 \Rightarrow$ calcul des déformations

I-3-2 L'acier :

L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armée, son rôle est de reprendre les efforts de traction. On distingue les aciers suivant leurs nuances et leurs états de surface extérieurs à savoir le type d'acier. Le tableau ci-après donne la limite d'élasticité des aciers courants utilisés :

Désignation	Acier rond lisse		Aciers hautes adhérence		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	feE215	feE235	feE400	feE500	feE500	feE500
fe (MPa)	215	235	400	500	500	500

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

Avec fe : la limite d'élasticité des aciers

Dans ce projet on utilisera les types suivant :

- **Haute adhérence** de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- **Rond lisse** de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
- **Treillis soudés de haute adhérence** de nuance feE500 (pour les dalles de compression des planchers à corps creux).

I.3.3 Les contraintes limites de l'acier :**1) ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour le cas courant.} \\ 1 & \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

$$\text{Pour le cas de ce projet : } \sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{pour le cas courant.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

2) ELS :

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration.

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{cases}$$

I.4 Les actions :

Les actions sont les forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

I.4.1 Les actions permanentes (G) :

L'action permanente représente essentiellement :

- Le poids de la structure.
- Le poids de la cloison
- Le poids des poussés de terre et des liquides.

I.4.2 Les actions variables (Q) :

L'action variable représente :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (neige et vent)
- Les charges dues à la température

I.4.3 Les actions accidentelles (Fa) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.

I.5 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément, pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul puis combiner ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.5.1 Différentes combinaisons d'action a l'ELU :

1) Situation durable ou transitoires :

D'après le CBA93 [Art A.3.3.2.1]

La combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Tel que :

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

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

Q_1 : Action variable de base.

$Q_i (i>1)$: Action variable d'accompagnement.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération. Egale 0.77 Pour les bâtiments à usage courant.

γ_{Q1} : Vaut 1.5 en générale et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiment agricole à faible occupation humaine.
- Charge d'exploitation étroitement bornée ou de caractères particuliers.

2) Situation accidentelle :

D'après le CBA93 [ART A3.3.3.1]

La combinaison utilisée est :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable d'après RPA 99 /2003 les actions sismique prenant les combinaisons par :

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0.8G \pm E \quad (2)$$

Et d'après le **RPA99V2003**

Dans le cas de poteaux, on remplace la première combinaison par

$$G + Q \pm 1.2E \quad (3)$$

I.5.2 Combinaison d'action à L'ELS :

D'après le CBA93 [art A.3.3.2.1]

On utilise la combinaison suivante :

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

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et de la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

II. Pré dimensionnement et calculs des éléments secondaires :

II.1 pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement des éléments, c'est de donner les dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude de projet.

Afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, le pré dimensionnement de l'ouvrage doit être fait en respectant les règles générales du BAEL99, RPA99 V2003 et le CBA93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II.1.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.1.1.1 Les planchers :

On distingue deux types de planchers :

1) Planchers à corps creux :

Le pré dimensionnement de planchers à corps creux dépend de l'épaisseur du plancher ainsi que les dimensions de la poutrelle :

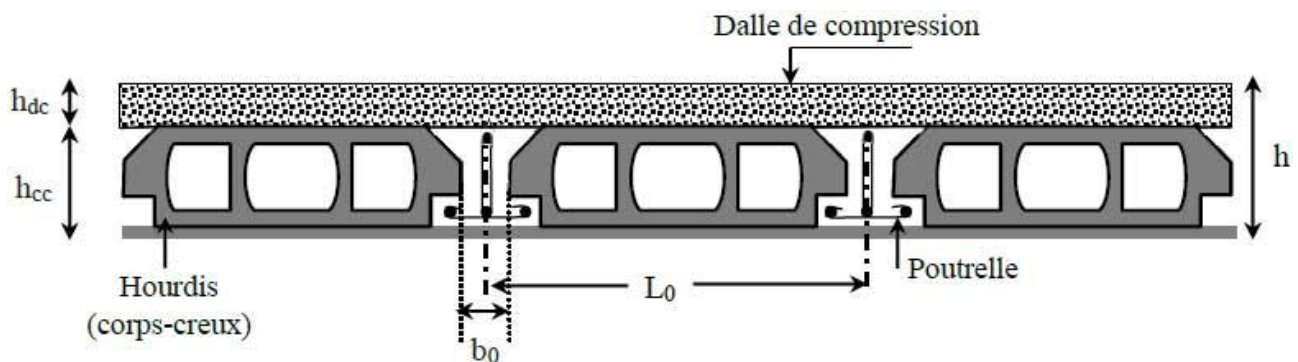


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

D'après le BAEL99 la hauteur total de plancher doit vérifier la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutrelles.

h_t : La hauteur totale du plancher.

On suppose que la largeur des poutres est $b = 30$ cm

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait à base de deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

- La disposition des poutrelles

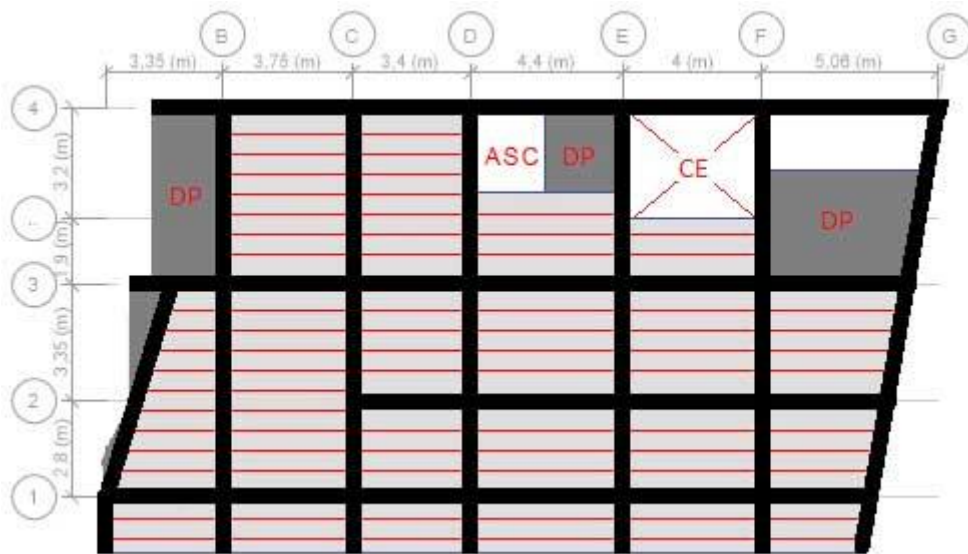


Figure II-2 : Disposition des poutrelles.

D'après la disposition des poutrelles on opte pour :

$$L_{max} = 440 - 30 = 410$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher 16+4 = 20 cm

Les poutrelles se calculent comme des sections en T (voir figure II-2)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$h = h_t = 20 \text{ cm}$$

$b_0 \in [0.4h_t; 0.6h_t]$; $b_0 \in [8 \text{ cm}; 12 \text{ cm}]$ On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

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

L_x : Distance entre nus des deux poutrelles

$$L_x = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

L_y^{min} : Portée minimale entre nus des poutrelles

$$L_y = 313 - 30 = 283 \text{ cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{50}{2}; \frac{283}{10}\right) \quad ; \quad \frac{b-b_0}{2} \leq 25 \text{ cm}$$

$$b \leq 50 + b_0 \quad ; \quad b \leq 50 + 10 = 60 \text{ cm}$$

On prend $b = 60 \text{ cm}$

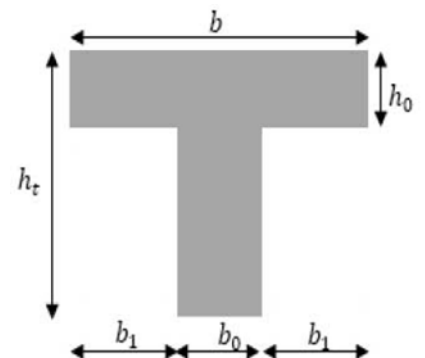


Figure II.3 : Coupe transversale de la poutrelle.

2) Plancher à dalle pleine :

Le pré dimensionnement de plancher à dalle pleine dépend de l'épaisseur (e) de la dalle.
L'épaisseur se calcule d'après 03 critères.

➤ Critère de résistance à la flexion

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} & \text{Pour une dalle sur un seul appui} \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{Pour une dalle sur 02 appuis} \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{Pour une dalle sur 03 ou 04 appuis} \end{cases}$$

➤ Critère de résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 7\text{cm} & \text{Pour une heure de coupe – feu} \\ e \geq 11\text{cm} & \text{Pour deux heures de coupe – feu} \end{cases}$$

➤ Critère d'isolation phonique

$$e \geq 14\text{cm}$$

2-1) La dalle DP₁ : (dalle sur 04 appuis)

La dalle repose sur 04 appuis, d'après le critère de la résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{4.76}{45} \leq e \leq \frac{4.76}{40}$$

$$10.58 \leq e \leq 11.9$$

D'après les 3 critères on prend :

$$e = 14\text{cm}$$

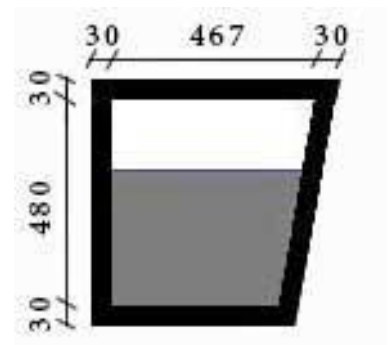


Figure II-4 : Dalle DP₁

2-2) La dalle DP₂ : (dalle sur 03 appuis)

La dalle repose sur 03 appuis d'après le critère de résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{1.82}{45} \leq e \leq \frac{4.55}{40}$$

$$4.04 \leq e \leq 4.55$$

On prend $e = 14\text{ cm}$

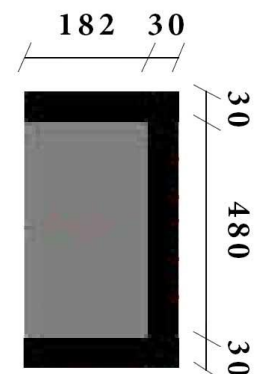


Figure II-5 : Dalle DP₂

2-3) La dalle DP₃ :(dalle sur 02 appuis)

La dalle repose sur 02 appuis d'après le critère de résistance à la flexion

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

$$\frac{215}{35} \leq e \leq \frac{215}{30}$$

$$6.15 \leq e \leq 7.17$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$

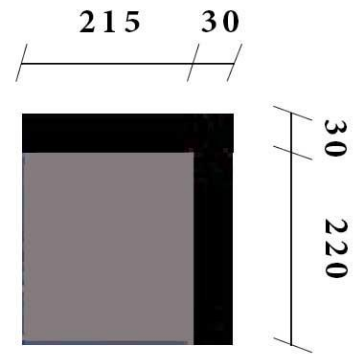


Figure II-6 : Dalle DP₃

2-4) La dalle DP₄ :(dalle sur 01 appui)

La dalle repose sur 01 appui d'après le critère de résistance à la flexion

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

$$e \geq \frac{115}{20}$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$

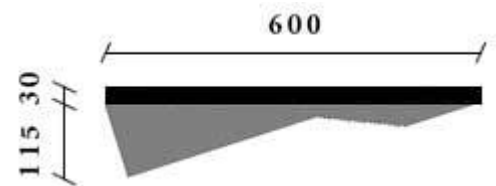


Figure II-7 : Dalle DP₄

II-1-1-2 Les escaliers :

Le pré dimensionnement des escaliers concerne la détermination de g ; h et e

Pour qu'un escalier garante ces fonction de conforme

On doit vérifier les conditions suivantes

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

$$h \in [14\text{cm}, 18\text{cm}]$$

$$g \in [25\text{cm}, 32\text{cm}]$$

Et pour dimensionner la marche (g) et les contres marches (h)

On utilise la relation de BLONDEL $(2h + g) \in [59\text{cm}, 64\text{cm}]$

Dans ce projet on à 4 types d'escalier :

- Escalier à deux volées et un palier de repos.
- Escalier à deux volées perpendiculaires et un palier de repos.
- Escalier à une volée et un palier de repos.
- Escalier à deux volées et un quartier tournant.

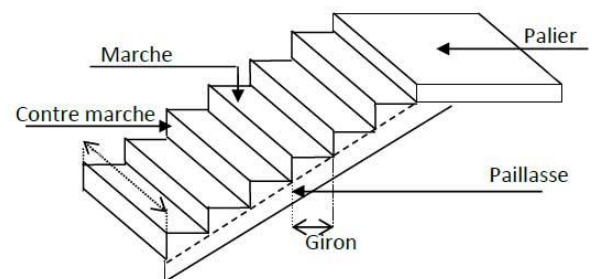


Figure II-8 : Escalier

1) 1^{er} type : (Escalier inter étage)

Détermination de g et h :

On prend $2h+g=64 \text{ cm} \dots (*)$

$L_0 = (n-1)g$; $H = nh$; Tel que

n : nombre de contre marche

(n-1) : nombre de marche

L_0 : longueur de la volée

H : hauteur de la volée

$$2\left(\frac{H}{n}\right) + \frac{L}{n-1} = 64 \quad ; \quad 2\left(\frac{153}{n}\right) + \frac{240}{n-1} = 64$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0 \quad ; \quad \sqrt{\Delta} = 542$$

$$\begin{cases} n_1 = 0.53 \\ n_2 = 9 \end{cases} \quad \text{On prend } n=9 \quad ; \quad \text{Alors } \begin{cases} g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \\ n_2 = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

Détermination de e :

$$L' = L_v + L_p$$

L' : La portée de l'escalier ente nus d'appui

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2}$$

$$L_v = 284.6 \text{ cm}$$

$$L' = 284.6 + 130 = 404.6 \text{ cm}$$

$$\frac{404.6}{30} \leq e \leq \frac{404.6}{20} \quad ; \quad 13.82 \leq e \leq 20.73$$

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

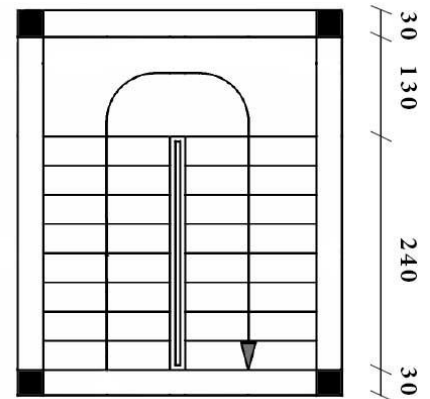


Figure II-9 : Vue en plan de l'escalier inter-étages

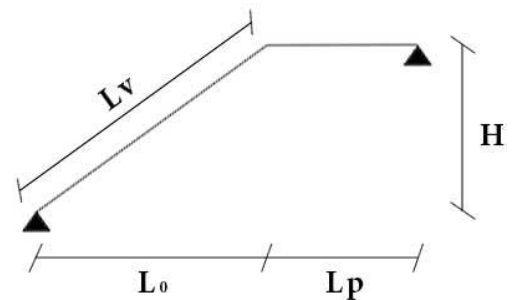


Figure II-10 : Schéma statique de l'escalier inter-étages

2) 2^{eme} type : (Escalier menant d'entre sol 2 vers 1)

Nous avons opté pour le système d'appui suivant :

On a crée deux poutres brisées au niveau de la travée AB et BC (figure II-12)

Nous avons abouti aux schémas suivant :

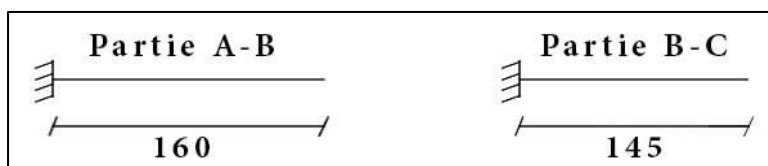


Figure II-12 : Schéma statique de l'escalier type 2

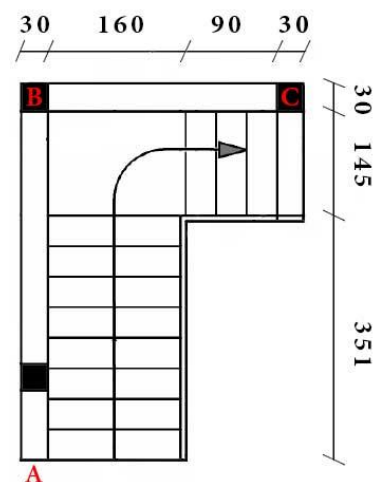


Figure II-11 : Vue en plan de l'escalier type 2

❖ Détermination de l'épaisseur partie AB :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ (Console)} \quad ; \quad e \geq \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu On prend $e = 11 \text{ cm}$

❖ l'épaisseur de la partie BC :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ (Console)} \quad ; \quad e \geq \frac{14.5}{20} = 7.25 \text{ cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu On prend $e = 11 \text{ cm}$

❖ Détermination de h et g :

Pour la première partie, on prend pour 13 marches : $g_1 = \frac{351}{13} = 27 \text{ cm}$

Pour la deuxième partie, on prend pour 3 marches : $g_2 = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$

On opte pour 18 contre marche dans l'escalier : $h = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm}$

3) 3^{ème} type : (Escalier menant de l'extérieur vers RDC)

Dans ce cas on va retrouver H la hauteur de la volée

On prend 09 marches

$$g = \frac{250}{9} = 27.8 \text{ cm}$$

Et on prend $h = 17 \text{ cm}$

Alors $H = 17 \times 10 = 1.7 \text{ m}$

❖ Détermination de e :

$$L' = L_v = \sqrt{H^2 + L_0} = \sqrt{1.72^2 + 2.5^2} = 3.02 \text{ m}$$

$$\frac{3.02}{30} \leq e \leq \frac{3.02}{20} \text{ Donc } 10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

On prend $e = 11 \text{ cm}$

4) 4^{ème} type : (Escalier à deux volées et un quartier tournant)

Nous avons opté pour le système d'appui suivant

On a créé une poutre brisée au niveau de la travée C-D

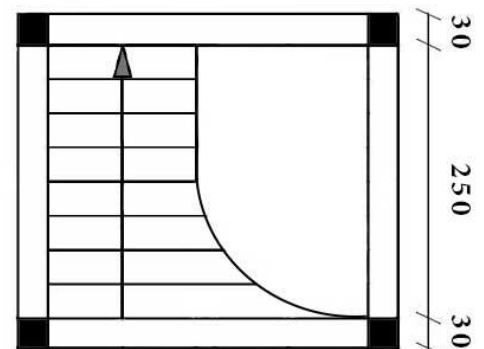


Figure II-13 : Vue en plan de l'escalier type 3

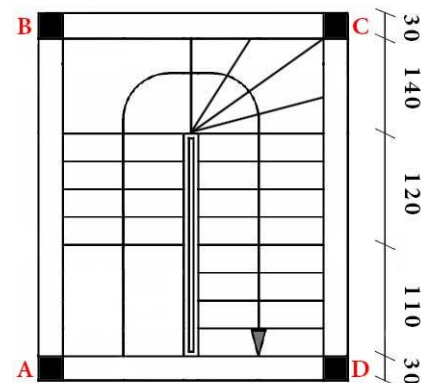


Figure II-14 : Vue en plan de l'escalier type 4

Nous avons abouti alors aux schémas statiques (figure II-15).

❖ **Détermination de e :**

- **Partie AB :**

On fixe $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

$$n - 1 = \frac{120}{30} = 4 \quad \text{on aura : } n = 5$$

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

$$L' = L_{P1} + L_v + L_{P2} \quad \text{et} \quad L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{85^2 + 120^2} = 147 \text{ cm}$$

$$\text{donc } L' = 397 \text{ cm}$$

$$\frac{397}{30} \leq e \leq \frac{397}{20} \quad ; \quad 13.23 \leq e \leq 19.85 \quad ; \quad \text{On prend } e = 15 \text{ pour la partie AB}$$

- **Partie CD :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ m} \quad \text{Donc on prend } e = 11 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de h et g dans la partie CD :**

Donc la partie L_0

On fixe : $g = 30 \text{ cm}$ $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{240}{30} = 8 \quad \text{Alors : } H = 9 \times 17 = 153$$

La hauteur de la partie ronde ; $H_1 = 306 - (153 + 85) = 68 \text{ cm}$

Nous allons opter pour 03 marches triangulaires

$$\text{D'ont } h = \frac{68}{4} = 17 \text{ cm}$$

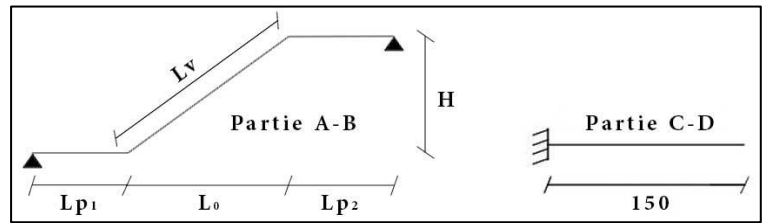


Figure II-15 : Schéma statique de l'escalier type 4

II.1.1.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pont contre l'infiltration des eaux pluviales, ces dimensions sont données forfaitairement comme elle montre la figure suivante :

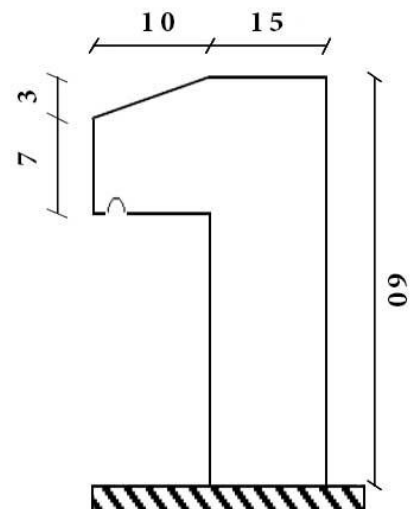


Figure II-16 : Coupe transversale de l'acrotère.

II.1.2 Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1 Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles dépend de la détermination de l'épaisseur e et la largeur minimale du voile L

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA 99/2003 les suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_c}{20} ; 15 \text{ cm}\right) \\ L \geq 4e \end{cases}$$

$$h_e: \text{Hauteur libre d'étage} ; h_e = h_{\text{niveau}} - e_{\text{dalle}} ; h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{286}{20} ; 15 \text{ cm}\right) = \max(14.3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) ; \quad \text{On prend } e=15 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e = 60 \text{ cm} ; \quad \text{La largeur minimal du voile est de 60 cm}$$

II.1.2.2 Les poutres :

D'après le BAEL91, pour le pré dimensionnement des poutres on utilise la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} ; \quad L_{\max} : \text{La portée maximale entre nus d'appui de la poutre}$$

- **Selon x : (Poutre secondaire)**

$$L_{\max} = 5.06 - 40 = 4.66 \text{ m}$$

$$\frac{466}{15} \leq h \leq \frac{466}{10} \rightarrow 31.07 \leq h \leq 46.6 ; \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences de RPA :

$$\text{En zone IIa} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 35/30 \geq 4 \end{cases}$$

Les 3 conditions sont vérifiées.

- **Selon y : (Poutre principale)**

$$L'_{\max} = 6 \text{ m}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 60 ; \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences de RPA :

$$\text{En zone IIa} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 40/30 \geq 4 \end{cases}$$

Les 3 conditions sont vérifiées.

II.1.2.3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations du calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistances.
- Critère de stabilité de forme (flambement).

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation, en outre les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/V2003 suivantes :

$$\begin{cases} \min(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Tel que h_e : hauteur libre de l'étage ; $h_e = 3.06 - 20 = 2.86 \text{ m}$

On adopte forfaitairement la section des poteaux ($b \times h$) comme suit :

Niveaux	6 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	2 ^{eme} et 1 ^{er} étage	RDC et entre sol 1	Entre sol 2
Section(cm ²)	30 × 30	35 × 35	40 × 40	45 × 45	50 × 50

Tableau II-1 : La section des poteaux

II.1.2.4 Evaluation des charges et surcharges :

a) Plancher étage courant :

Désignation			e (m)	$\gamma(KN/m^3)$	Charge(KN/m^2)
01	Revêtement en carrelage		0.02	20	0.4
02	Mortier de pose		0.02	20	0.4
03	Lit de sable		0.02	18	0.36
04	Plancher	corps creux	0.2	/	2.85
		dalle pleine	0.14	25	3.5
05	Crépissage (enduit en plâtre)		0.02	10	0.2
06	Cloison de séparation		0.10	/	1
Charge permanente G de corps creux					5.21
Charge permanente G de la dalle pleine					5.86
Q étage courant					1.5
Q étage commercial					5

Tableau II-2 : Evaluation des charges et surcharges (Plancher étage courant).

b) Plancher terrasse accessible :

Désignation			e (m)	$\gamma(KN/m^3)$	Charge(KN/m^2)
01	Revêtement en carrelage		0.02	20	0.4
02	Mortier de pose		0.02	20	0.4
03	Lit de sable		0.02	18	0.36
04	Plancher	Corps creux	0.2	/	2.85
		Dalle pleine	0.14	25	3.5
05	Forme de pente		0.1	22	2.2
06	Crépissage (enduit en plâtre)		0.02	10	0.2
Charge permanente G de corps creux					6.41
Charge permanente G de la dalle pleine					7.06
Q étage courant					1.5

Tableau II-3 : Evaluation des charges et surcharges (Plancher terrasse accessible).

c) Plancher terrasse inaccessible :

Désignation			e (m)	$\gamma(KN/m^3)$	Charge(KN/m^2)
01	Gravillons de protection		0.04	20	0.8
02	Etanchéité multicouche		0.02	6	0.16
03	Isolation thermique		0.04	2.5	0.1
04	Forme de pente		0.1	22	2.2
05	Plancher	Corps creux	0.2	/	2.85
		Dalle pleine	0.14	25	3.5
06	crépissage (enduit en plâtre)		0.02	10	0.2
Charge permanente G de corps creux					6.27
Charge permanente G de la dalle pleine					6.92
Q terrasses					1

Tableau II-4 : Evaluation des charges et surcharges (Plancher terrasse inaccessible).

d) Murs en double cloison :

Désignation		e (m)	$\gamma(KN/m^3)$	Charge(KN/m^2)
01	Crépissage (enduit de ciment)	0.02	18	0.36
02	Brique de 15 cm	0.15	/	1.3
03	Brique de 10 cm	0.10	/	0.9
04	Crépissage (enduit de plâtre)	0.02	10	0.2
Charge permanente G				2.76

Tableau II-5 : Evaluation des charges et surcharges (Murs en double cloison).

e) Les escaliers :

e-1) Palier :

Désignation		e (m)	$\gamma(KN/m^3)$	Charge(KN/m^2)
01	Crépissage (Enduit de plâtre)	0.02	10	0.2
02	Paillasse	De 11 cm	0.11	2.75
		De 15 cm	0.15	3.75
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Mortier de pose	0.02	20	0.4
05	Carrelage	0.02	20	0.4
Charge permanente G de 11 cm				4.11
Charge permanente G de 15 cm				5.11
Q escalier				2.5

Tableau II-6 : Evaluation des charges et surcharges (Escalier-Palier).

e-2) Volée :

Désignation			e (m)	$\gamma(kn/m^3)$	Charge(KN/m^2)
01	Crépissage (enduit plâtre)		$0.02/\cos \alpha$	10	0.23
02	Paillasse	De 11 cm	$0.11/\cos \alpha$	25	3.16
		De 15cm	$0.15/\cos \alpha$	25	4.31
03	Poids des marches		h/2	22	1.87
04	Carrelage	horizontal	0.02	20	0.4
		verticale	$0.02h/g$	20	0.23
05	Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.4
		verticale	$0.02h/g$	20	0.23
Charge permanente G de 11 cm					6.52
Charge permanente G de 15 cm					7.67
Q volées					2.5

Tableau II-7 : Evaluation des charges et surcharges (Escalier-Volée).

II.1.2.5 La descente de charge :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Afin de déterminer le poteau le plus sollicité nous pouvons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, on se basant sur les poteaux qui contiennent les plus grandes surfaces afférentes, sa position par rapport à la cage d'escalier et la surface afférente qui contiennent les murs en double cloison. D'après notre plan il s'est avéré que les poteaux les plus sollicités sont E3 et F3.

II.1.2.5.1 Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau :

• Poteau E3 :

Les surfaces afférentes des différents niveaux :

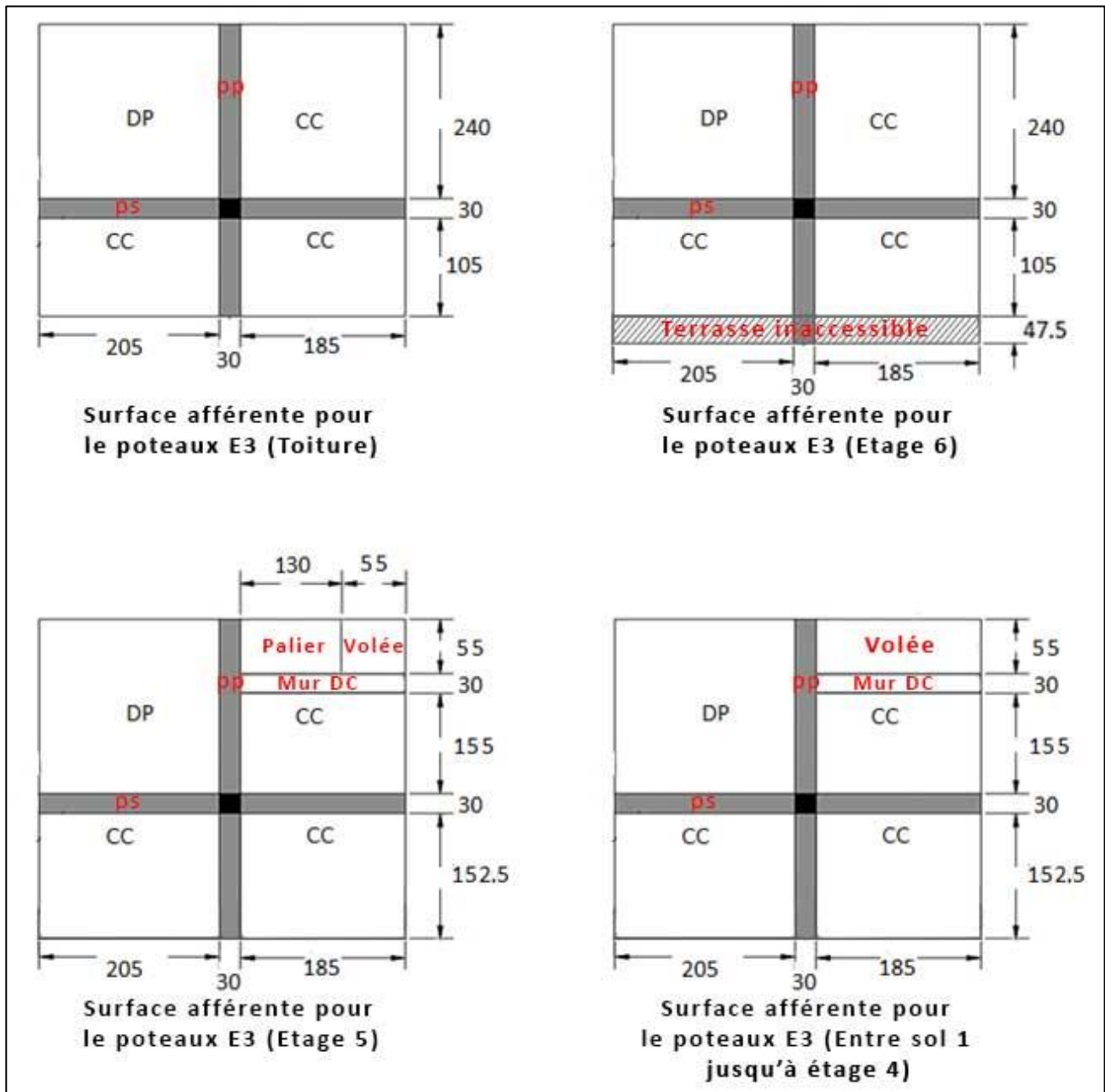


Figure II-17 : Les surfaces afférentes des différents niveaux

Calcul du poids propre de plancher terrasse inaccessibles :

$$G = [(2.40+1.05) \times 1.85 + 1.05 \times 2.05] \times 6.27 + (2.05 \times 2.4) \times 6.92 = 87.56 \text{ KN}$$

Calcul de la surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible :

$$Q_0 = (2.4+1.05+0.3) \times (1.85+0.3+2.05) \times 1 = 15.75 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre de plancher (Etage 6) :

$$G = [(2.40+1.05)(1.85+2.05)] \times 5.21 + [0.47 \times (1.85+2.05)] \times 6.41 = 81.85 \text{ KN}$$

Calcul de la surcharge d'exploitation de Planchers (Etagé 6) :

$$Q_1 = [(2.40+1.525) \times (1.85+2.05)] \times 1.5 = 22.96 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre de plancher (les entre sols et les étages 1 jusqu'à 5) :

$$G = [(2.05+1.85) \times 1.525 + 1.85 \times (1.85+1.525)] \times 5.21 = 63.52 \text{ KN}$$

Calcul de la surcharge d'exploitation de plancher (étage 1 jusqu'à étage 5) :

$$Q_2 = [(2.05+1.85) \times 1.525 + 1.85 \times (1.55+1.525)] \times 1.5 = 17.45 \text{ KN}$$

Calcul de la surcharge d'exploitation de l'entre sol 1 :

$$Q_8 = (2.05 \times 2.4) \times 1.5 + [1.525 \times (1.85+2.05) + 1.55 \times 1.85] \times 5 = 51.46 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre de la volée (étage 5) :

$$G_v = (0.55 \times 0.55) \times 7.67 = 2.32 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre de palier (étage 5) :

$$G_p = (1.3 \times 0.55) \times 5.11 = 3.65 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre de la volée (entre sol 1 jusqu'à étage 4):

$$G'_v = (0.55 \times 1.85) \times 7.67 = 7.8 \text{ KN}$$

Calcul de la surcharge d'exploitation de l'escalier :

$$Q_{esc} = (0.55 \times 1.85) \times 2.5 = 2.54 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre des poutres :

$$G_p = (V_{p1} + V_{p2} + V_{p3} + V_{p4}) \times \gamma_b$$

$$G_p = [(0.3 \times 0.35) \times (2.05 + 1.85)] + [0.3 \times 0.4 \times (2.4 + 1.525)] \times \gamma_b = 0.7605 \times 25 = 19.01 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre de murs en double cloison :

$$G_{mur} = (1.85 \times 2.86) \times 2.76 = 14.60 \text{ KN}$$

Calcul du poids propre des poteaux :

$$G_{pot} = S_p \times h_p \times \gamma_b$$

Poteau 30×30	$G_{pot} = 0.3^2 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$
---------------------	---

Poteau 35×35	$G_{pot} = 0.35^2 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$
---------------------	--

Poteau 40×40	$G_{pot} = 0.40^2 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$
---------------------	---

Poteau 45×45	$G_{pot} = 0.45^2 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$
---------------------	---

Poteau 50×50	$G_{pot} = 0.5^2 \times 3.06 \times 25 = 19.13 \text{ KN}$
---------------------	--

II.1.2.5.2 La loi de dégression :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible du bâtiment. $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui ces charges d'exploitation suivant

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur (étage 02) : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur (étage 03) : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sur la toiture

Q_1 : la surcharge d'exploitation de l'étage 06.

Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6 et Q_7 la surcharge d'exploitation sur les étages (étage 5 jusqu'à étage 1 et RDC).

Q_8 : la surcharge d'exploitation de l'entre sol 1.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Q_{cum} (KN)
N₉	Plancher	87.56	15.75	15.75
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	6.89	/	
	Total :	113.46	15.75	15.75
N₈	N ₉ Plancher	113.46	/	15.75+22.96
	Poutre	81.85	22.96	
	Poteau	19.01	/	
	Poteau	6.89	/	
	Total :	221.21	22.96	38.71
N₇	N ₈ Plancher	221.21	/	15.75+0.95×(22.96+19.99)
	Poutre	63.52	17.45	
	Poteau	19.01	/	
	Poteau	9.37	/	
	Palier	3.65	2.54	
	Volée	2.32	/	
	murs	14.60	/	
	Total :	333.68	19.99	57.55
N₆	N ₇ Plancher	333.68	/	15.75+0.9×(22.96+19.99×2)
	Poutre	63.52	17.45	
	Poteau	19.01	/	
	Poteau	9.37	/	
	Escaliers	7.8	2.54	
	murs	14.6	/	
	Total :	447.98	19.99	72.40

N₅	N ₆	447.89	/	15.75+0.85×(22.96+3×19.99)
	Plancher	63.52	17.45	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	12.24	/	
	Escalier	7.8	2.54	
	murs	14.6	/	
Total : 565.06			19.99	86.24
N₄	N ₅	565.06	/	15.75+0.8×(22.96+4×19.99)
	Plancher	63.52	17.45	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	12.24	/	
	Escalier	7.8	2.54	
	murs	14.6	/	
Total : 682.23			19.99	98.09
N₃	N ₄	682.23	/	$15.75 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (22.96 + 5 \times 19.99)$
	Plancher	53.52	17.45	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	15.49	/	
	Escalier	7.8	2.54	
	murs	14.6	/	
Total : 802.65			19.99	117.93
N₂	N ₃	802.5	/	$15.75 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (22.96 + 6 \times 19.99)$
	Plancher	63.52	17.45	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	15.49	/	
	Escalier	7.8	2.54	
	murs	14.6	/	
Total : 923.07			19.99	117.82
N₁	N ₂	923.07	/	$15.75 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (22.96 + 7 \times 19.99 + 17.45)$
	Plancher	63.52	/	
	Poutre	19.01	17.45	
	Poteau	19.01	/	
	Total : 1024.73		17.45	125.99

Tableau II-8 : La descente de charge pour le poteau E3

- Le poteau E3 est un poteau voisin de rive donc sera majoré (D'après le CBA).
- Le poteau E3 appartient à un portique à plusieurs travée donc sera majorée de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad N_u^* = 1.1 N_u$$

D'après le tableau suivant II.8 en trouve les résultats suivants :

$$N_{u9} = 176.796 \text{ KN}$$

$$N_{u9}^* = 194.48 \text{ KN}$$

$$N_{u8} = 356.70 \text{ KN}$$

$$N_{u8}^* = 392.34 \text{ KN}$$

$$N_{u7} = 536.79 \text{ KN}$$

$$N_{u7}^* = 590.47 \text{ KN}$$

$$N_{u6} = 743.37 \text{ KN}$$

$$N_{u6}^* = 817.71 \text{ KN}$$

$$N_{u5} = 892.19 \text{ KN}$$

$$N_{u5}^* = 981.41 \text{ KN}$$

$$N_{u4} = 1068.5 \text{ KN}$$

$$N_{u4}^* = 1174.96 \text{ KN}$$

$$N_{u3} = 1245.47 \text{ KN}$$

$$N_{u3}^* = 1370.02 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 1435.02 \text{ KN}$$

$$N_{u2}^* = 1578.53 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1572.37 \text{ KN}$$

$$N_{u1}^* = 1729.61 \text{ KN}$$

• Poteau F3 :

Pour le poteau F3, on procède au calcul de chargement pour les différents niveaux de la même manière que l'exemple précédent (Poteau E3). Les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Q_{cum} (KN)
N ₉	Plancher	86.97	15.51	15.51
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	6.89	/	
	Total :	112.87	15.51	15.75
N ₈	N ₉	112.87	/	15.51+22.59
	Plancher	83.80	22.59	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	6.89	/	
	Total :	222.57	22.59	38.1
N ₇	N ₈	222.57	/	15.51+0.95×(22.59+22.77)
	Plancher	76.76	20.23	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	9.37	/	
	Escalier	5.83	2.54	
	Murs	21.71	/	
	Total :	335.34	22.77	58.60
N ₆	N ₇	335.34	/	15.51+0.9×(22.59+22.77×2)
	Plancher	76.76	20.23	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	9.37	/	
	Escalier	5.83	2.54	
	Murs	21.71	/	
	Total :	488.1	22.77	76.83
N ₅	N ₆	488.1	/	15.75+0.85×(22.59+3×22.77)
	Plancher	76.76	20.23	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	12.24	/	
	Escalier	5.83	2.54	
	Murs	21.71	/	
	Total :	623.74	22.77	86.24

N₄	N ₅	623.74	/	15.75+0.8×(22.59+4×22.77)
	Plancher	76.76	20.23	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	12.24	/	
	Escalier	5.83	2.54	
	Murs	21.71	/	
Total : 759.38			22.77	106.45
N₃	N ₄	759.38	/	15.75+ $\frac{3+6}{2 \times 6} \times (22.59+5 \times 22.77)$
	Plancher	76.76	20.23	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	15.49	/	
	Escalier	5.83	2.54	
	Murs	21.71	/	
Total : 898.27			22.77	117.84
N₂	N ₃	898.27	/	15.51+ $\frac{3+7}{2 \times 7} \times (22.59+6 \times 22.77)$
	Plancher	76.76	20.23	
	Poutre	19.01	/	
	Poteau	15.49	/	
	Escalier	5.83	2.54	
	Murs	14.6	/	
Total : 1030.05			22.77	117.82
N₁	N ₂	1030.05	/	15.75+ $\frac{3+8}{2 \times 8} \times$ (22.59+6×22.77+8.53)
	Plancher	32.53	8.53	
	Poutre	16.63	/	
	Poteau	19.13	/	
Total : 1098.34			8.53	125.99

Tableau II-9 : La descente de charge pour le poteau F3.

- Le poteau F3 est un poteau voisin de rive donc sera majoré (D'après le CBA).
- Le poteau F3 appartient à un portique à plusieurs travée donc sera majorée de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad N_u^* = 1.1 N_u$$

D'après le tableau suivant II.9 on trouve les résultats suivants :

$$N_{u9} = 175.64 \text{ KN}$$

$$N_{u9}^* = 193.20 \text{ KN}$$

$$N_{u8} = 357.62 \text{ KN}$$

$$N_{u8}^* = 393.38 \text{ KN}$$

$$N_{u7} = 567.61 \text{ KN}$$

$$N_{u7}^* = 624.37 \text{ KN}$$

$$N_{u6} = 774.18 \text{ KN}$$

$$N_{u6}^* = 851.60 \text{ KN}$$

$$N_{u5} = 981.22 \text{ KN}$$

$$N_{u5}^* = 1079.34 \text{ KN}$$

$$N_{u4} = 1184.84 \text{ KN}$$

$$N_{u4}^* = 1303.32 \text{ KN}$$

$$N_{u3} = 1389.42 \text{ KN}$$

$$N_{u3}^* = 1528.37 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 1584.4 \text{ KN}$$

$$N_{u2}^* = 1742.85 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1679.004 \text{ KN}$$

$$N_{u1}^* = 1846.90 \text{ KN}$$

II.1.2.6 Vérification de poteaux F3 :

a) Critère de résistance :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ tel que $\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B}$

N_u^* : L'effort normal majoré sur le poteau considéré (F3).

B : la section du poteau considéré F3

pour le poteau F3 de niveau N9 $N_{u9}^* = 194.48 \text{ KN} = 194.48 \times 10^3 \text{ N}$

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 = 900 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{193.20 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_0} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.15 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

C'est vérifié.

Avec la même méthode, on doit vérifier les poteaux dans les autres niveaux dans le tableau qui suit :

Niveaux	Nu* (KN)	B (mm ²)	Condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
N ₉	193.20	90	2.15	14.2	Vérifié
N ₈	393..8	90	4.37	14.2	Vérifié
N ₇	624.37	128.5	5.1	14.2	Vérifié
N ₆	851.60	128.5	6.95	14.2	Vérifié
N ₅	1079.34	160.1	6.75	14.2	Vérifié
N ₄	1303.32	160.1	8.14	14.2	Vérifié
N ₃	1528.37	202.5	7.55	14.2	Vérifié
N ₂	1742.85	202.5	8.61	14.2	Vérifié
N ₁	1846.90	250	7.39	14.2	Vérifié

Tableau II-10 : Vérification de critère de résistance.

b) Critère de stabilité de forme :

On à vérifier la condition suivante : $Br^{calculé} \leq Br^{opté}$

$$A_s = \left(\frac{N_u^*}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{1.35} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots (1)$$

$0.8\%B_r \leq A_s \leq 1.2\%B_r$ (D'après le BAEL) généralement on prend $A_s = 1\%B_r$

$$Br^{calculé} = \frac{N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{1.35} - \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

A_s : Section de l'armature calculée

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ tel que :
$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times (\frac{\lambda}{35})^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ i : Rayon de giration définit par $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inerties $I = \frac{b^3 h}{12}$

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 0.7 l_0$

l_0 : Longueur du poteau

$Br^{opté}$: section réduite de poteau $Br^{opté} = (b-2) \times (h-2)$

Pour le Poteau F3 de niveau N9 :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.3^4}{12} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; i = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{0.09}} = 0.0866 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.0866} = 24.73 ; \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times (\frac{24.73}{35})^2} = 0.77$$

$$Br^{calculé} = \frac{193.48 \times 10^{-3}}{0.77 \times (\frac{25}{1.35} - \frac{400}{100 \times 1.15})}$$

$$Br^{calculé} = 0.021 \text{ m}^2 ; Br^{opté} = (30-2) \times (30-2) = 784 \text{ cm}^2 = 0.0784 \text{ m}^2$$

Condition vérifié $Br^{calculé} \leq Br^{opté}$

Avec la même méthode on vérifie les poteaux dans les autres niveaux dans le tab qui suit :

Niveaux	Nu* (KN)	I(m ⁴) × 10 ⁻⁴	i(m)	λ	A	$Br^{calculé} \leq Br^{opté}$		Observation
						$Br^{calculé}$	$Br^{opté}$	
N ₉	193.20	6.75	0.0866	24.73	0.77	0.017	0.7840	Vérifiée
N ₈	393.8	6.75	0.0866	24.73	0.77	0.034	0.7840	Vérifiée
N ₇	624.37	12.5	0.101	21.21	0.79	0.053	0.11	Vérifiée
N ₆	851.60	12.5	0.101	21.21	0.79	0.071	0.11	Vérifiée
N ₅	1079.34	21.33	0.115	18.63	0.80	0.090	0.14	Vérifiée
N ₄	1303.32	21.33	0.115	18.63	0.80	0.108	0.14	Vérifiée
N ₃	1528.37	34.17	0.130	16.48	0.81	0.126	0.18	Vérifiée
N ₂	1742.85	34.17	0.130	16.48	0.81	0.143	0.18	Vérifiée
N ₁	1846.90	52.08	0.144	14.875	0.82	0.150	0.23	Vérifiée

Tableau II-11 : Vérification de critère de stabilité de forme

II.2 Calcul des éléments non structuraux :

Le but de la partie est de s'intéresser à l'étude des éléments non structuraux qui ne contribuent pas au système de contreventement tel que (les planchers, les escaliers, l'acrotère l'ascenseur) le principe de calcul se fait suivant l'approche suivante :

- Modélisation du schéma statique représentatif du système réel.
- Evaluation des charges sur l'élément considéré.
- calcul des sollicitations les plus défavorables.
- détermination des armatures et vérification nécessaire.

II.2.1 Calcul des planchers :

II.2.1.1 Calcul des planchers a corps creux :

Ce travail consiste à étudier les poutrelles ainsi que la dalle de compression

a) Les poutrelles :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues calculées comme une section en T soumise à la flexion simple. Pour estimer les efforts qui reviennent aux poutrelles, on utilise une des méthodes suivantes :

- la méthode RDM.
- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

a.1) Les différent type de poutrelle :

Types	Schéma statique des poutrelles
Usage commercial	
Type 01	▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲
Type 02	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲
Type 03	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲
Usage d'habitation	
Type 01	▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲
Type 02	▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲
Type 03	▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲
Type 04	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲

Type 05	▲ 1.52 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲ 4.16 ▲
Type 06	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲ 3.13 ▲
Type 07	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲
Type 08	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲
Type 09	▲ 4.00 ▲ 3.45 ▲
Type 10	▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲
Type 11	▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲
Type 12	▲ 4.40 ▲
Terrasse accessible	
Type 01	▲ 1.52 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲ 4.16 ▲
Terrasse inaccessible	
Type 01	▲ 3.35 ▲ 3.75 ▲ 3.40 ▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲ 3.30 ▲
Type 02	▲ 4.40 ▲
Type 03	▲ 4.40 ▲ 4.00 ▲

Tableau II-12 : Les différents types de poutrelles.

a.2) Calcul de la charge revenant aux poutrelles :

$$\text{L'ELU} \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{et} \quad q_u = 0.6p_u$$

$$\text{L'ELS} \quad P_s = G + Q \quad \text{et} \quad q_s = 0.6P_s$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u (KN/m ²)	q_u (KN/m ²)	P_s (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)
Etage courant	5.21	1.5	6.28	5.57	6.71	4.03
Usage commercial	5.21	5	14.53	8.72	10.21	6.13
Terrasse inaccessible	6.27	1	9.96	5.98	7.27	4.36
Terrasse accessible	6.41	1.5	10.90	6.54	7.91	4.75

Tableau II.13 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

a.3) Calcul des sollicitations :

Exemple d'application de la méthode forfaitaire, plancher étage courant (Type 1)

Vérification des conditions :

- $Q = 1.5 \frac{KN}{m^2} \leq \min \left(2G; 5 \frac{KN}{m^2} \right) = 5KN/m^2$ vérifié
- $0.8 \leq \frac{3.75}{3.4} = 1.10 \leq 1.25$ vérifié
- FPN vérifié
- $I = \text{constant}$ vérifié

La méthode forfaitaire est applicable.

Les moments isostatiques

$$M_{ou} = q_u l^2 / 8$$

Travée BC :

$$M_{ou}^{BC} = 5.57 \times \frac{3.75^2}{8} = 9.79 KN.m$$

Travée CD :

$$M_{ou}^{CD} = 5.57 \times \frac{3.4^2}{8} = 8.05 KN.m$$

Les moments aux appuis (appui de rive)

$$M_b = M_0 = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre les aciers de fissuration équilibrant au moment fictif

$$M = -0.15 M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \max[M_0^{BC}, M_0^{CD}]$$

$$\text{À L'ELU : } M_B^u = M_D^u = -0.15 \times 9.79 = -1.47 KN.m$$

$$\text{À L'ELS : } M_B^s = M_D^s = -0.15 \times 7.08 = -1.06 KN.m$$

Appui intermédiaire :

$$\text{À L'ELU : } M_C^u = -0.6 \times 9.79 = -5.87 KN.m$$

$$\text{À L'ELS : } M_C^s = M_C^s = -0.6 \times 7.08 = -4.25 KN.m$$

Les moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05) M_{oi} \dots (1) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{oi} \quad (T.I) \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{oi} \quad (T.R) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

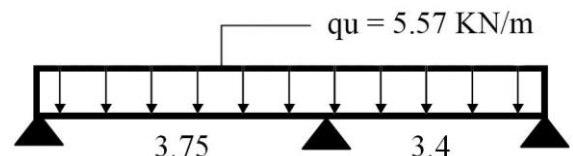


Figure II-18 : Schéma statique de la poutrelle (Type 1)

$$M_{os}^{BC} = 3.03 \times \frac{3.75^2}{8} = 7.08 KN.m$$

$$M_{os}^{CD} = 4.03 \times \frac{3.4^2}{8} = 5.82 KN.m$$

$$M_t = \text{Max}(M_t^1, M_t^2) \quad \alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1.5}{5.21+1.5} = 0.224$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.067 \quad (1.2 + 0.3\alpha) = 1.267$$

Travée BC :

$$M_t \geq \text{Max}(1.067; 105) M_o^{BC} - \frac{|M_b| + |M_c|}{2}$$

$$M_t \geq 0.767 M_o^{BC} \dots (1)$$

$$(T.R) \Rightarrow M_t \geq \frac{1.067}{2} M_o^{BC} \quad M_t \geq 0.634 M_o^{BC} \dots (2)$$

Donc $M_t = 0.767 M_o^{BC}$

À L'ELU : $M_{tu}^{BC} = 0.767 \times 9.79 = 7.51 \text{ KN.m}$

À L'ELS : $M_{ts}^{BC} = 0.767 \times 7.08 = 5.43 \text{ KN.m}$

Travée CD :

$$M_t \geq \text{Max}(1.067; 105) M_o^{CD} - \frac{|M_c| + |M_d|}{2}$$

$$M_t \geq 0.634 M_o^{CD} \dots (1)$$

À L'ELU : $M_{tu}^{CD} \geq 1.067(8.05) - 0.3(9.79)$

$$M_{tu}^{CD} \geq 5.65 \text{ KN.m} \dots (1)$$

$$M_{tu}^{CD} \geq 0.634 M_o^{CD} = 5.10 \text{ KN.m} \dots (2) \quad \text{de (1) et (2)} \quad M_{tu}^{CD} = 5.65 \text{ KN.m}$$

À L'ELS : $M_{ts}^{CD} = 1.067(5.82) - 0.3(7.08)$

$$M_{ts}^{CD} \geq 4.09 \text{ KN.m} \dots (1)$$

$$M_{ts}^{CD} \geq 0.634 M_o^{CD} = 3.69 \text{ KN.m} \dots (2) \quad \text{de (1) et (2)} \quad M_{ts}^{CD} = 4.09 \text{ KN.m}$$

Evaluation de l'effort tranchant :

Travée BC

$$V_B = q_u L_1 / 2 = 10.44 \text{ KN}$$

$$V_c = q_u L_1 / 2 (-1.15) = 12.01 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_c = q_u L_2 / 2 (1.15) = 10.89 \text{ KN}$$

$$V_D = -q_u L_2 / 2 = -9.47 \text{ KN}$$

Résumer des sollicitations maximales sur Type 1 :

$$M_{ar}^u = -1.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar}^s = -1.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^u = -5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^s = -4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 7.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 5.43 \text{ KN.m}$$

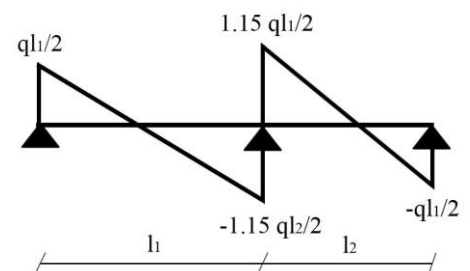


Figure II-19 : L'effort tranchant

$$V_{max} = -12.01 \text{ KN}$$

Exemple d'application de la méthode de Caquot plancher étage courant Type 2 :

- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifié
- $0.8 \leq \frac{3.75}{3.4} = 1.10 \leq 1.25$ vérifié
- $0.8 \leq \frac{3.4}{4.4} = 0.77 \leq 1.25$ n'est pas vérifié

La méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot minorée en remplaçant G par G'

$$\text{avec } G' = \frac{2}{3} \times G = \frac{2}{3} \times 5.21 = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5Q) \times l_0 = [1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 1.5] \times 0.6 = 4.16 \text{ KN/m}$$

$$q'_s = (G' + Q) \times l_0 = [3.47 + 1.5] \times 0.6 = 2.98 \text{ KN/m}$$

On utilise q'_u et q'_s dans le calcul des moments au niveau des appuis

Calcul des moments (moment en appuis de rive) :

$$M_B = M_F = 0$$

mais on doit mettre les aciers de fissuration

$$M_A = M_F = -0.15 M_0 \quad M_0 = \max[M_{BC}^0, M_{CD}^0, M_{DE}^0]$$

Les moments isostatiques :

$$M_{ou}^{BC} = 4.16 \times \frac{3.75^2}{8} = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{os}^{BC} = 2.98 \times \frac{3.75^2}{8} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ou}^{CD} = 4.16 \times \frac{3.4^2}{8} = 6.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{os}^{CD} = 2.98 \times \frac{3.4^2}{8} = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ou}^{DE} = 4.16 \times \frac{4.4^2}{8} = 10.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{os}^{DE} = 2.98 \times \frac{4.4^2}{8} = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } M_A^u = M_E^u = -0.15 \times 10.07 = -1.51 \text{ KN.m} \quad \text{et : } M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 10.07 = -1.51 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis intermédiaire :

Appuis C :

$$M_c = -\frac{q_g l_g'^3 + q_d l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$l_g' = l_{BC} = 3.75 \text{ (T.R)} \quad l_d' = 0.8 \times l_{CD} = 0.8 \times 3.4 = 2.72 \text{ m (T.I)}$$

$$q_g = q_d = q'$$

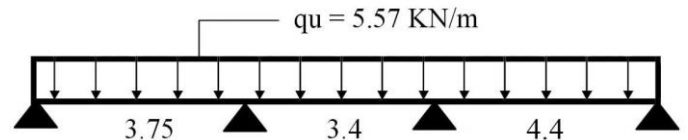


Figure II-20 : Schéma statique de la poutrelle Type 2

À L'ELU :

$$M_c = -\frac{4.16 \times 5.75^3 + 4.16 \times 2.72^3}{8.5 \times (3.75 + 2.72)} = -5.51 \text{ KN.m}$$

À L'ELS :

$$M_c = -\frac{-2.98 \times 3.75^3 + 2.98 \times 2.72^3}{8.5 \times (3.75 + 2.72)} = -3.95 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q_g l_{CD}^3 + q_d l_{DE}^3}{8.5 \times (l_{CD} + l_{DE})}$$

$$l_{CD} = 0.8 \times l_{CD} = 2.72 \text{ m} \quad (\text{T.I}) \quad l_{DE} = 0.8 \times l_{DE} = 4.4 \text{ m} \quad (\text{T.R})$$

À L'ELU :

$$M_D = -\frac{4.16 \times 2.72^3 + 4.16 \times 4.4^3}{8.5 \times (2.72 + 4.4)} = -7.24 \text{ KN.m}$$

À L'ELS :

$$M_D = -\frac{-2.98 \times 2.72^3 + 2.98 \times 4.4^3}{8.5 \times (2.72 + 4.4)} = -5.19 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Pour les moments en travée, on reprend la totalité de G, c'est-à-dire $qu = 5.57$ et $qs = 4.03$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \rightarrow M_t(x) = q \frac{x}{2} (l-x)$$

Travée BC :

$$M_{tBC} = q \left(\frac{x}{2}\right) (l_{BC} - x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{bc}}\right) + M_c \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$x = \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_c}{l_{BC}} = \frac{3.75}{2} + \frac{5.51}{5.57 \times 3.75} = 1.61 \text{ m}$$

$$M_{tBC}^{uMAX} = 5.57 \times \frac{1.61}{2} \times (3.75 - 1.61) - 5.51 \times \frac{1.61}{3.75} = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^{smax} = 4.03 \times \frac{1.61}{2} \times (3.75 - 1.61) - 3.95 \times \frac{1.61}{3.75} = 5.25 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{l_{cd}}{2} - \frac{M_c - M_D}{l_{cd} \times q}$$

$$x = \frac{3.4}{2} - \frac{-5.51 + 7.24}{3.4 \times 5.57} = 1.61 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{Umax} = 5.57 \times \frac{1.61}{2} \times (3.4 - 1.61) - 5.51 \times \left(1 - \frac{1.61}{3.4}\right) - 7.24 \times \frac{1.61}{3.4} = 1.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD}^{Smax} = 4.03 \times \frac{1.61}{2} \times (3.4 - 1.61) - 3.95 \times \left(1 - \frac{1.61}{3.4}\right) - 5.19 \times \frac{1.61}{3.4} = 1.27 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$x = \frac{l_{DE}}{2} - \frac{M_D - M_E}{l_{DE} \times q} \quad x = \frac{4.4}{2} - \frac{-7.24}{4.4 \times 5.57} = 2.50 \text{ m}$$

$$M_{tDE}^{Umax} = 5.57 \times \frac{2.50}{2} \times (4.4 - 2.5) - 7.24 \times \left(1 - \frac{2.5}{4.4}\right) = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE}^{Smax} = 4.03 \times \frac{2.50}{2} \times (4.4 - 2.5) - 5.19 \times \left(1 - \frac{2.5}{4.4}\right) = 7.33 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

Travée BC :

$$V_i = V_{oi} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_B = \frac{q \times l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5.57 \times 3.75}{2} - \frac{5.51}{3.75} = 8.97 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q \times l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{5.57 \times 3.75}{2} - \frac{5.51}{3.75} = -11.91 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_c = \frac{q \times l_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5.57 \times 3.4}{2} - \frac{-5.51 + 7.24}{3.4} = 8.96 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{q \times l_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{5.57 \times 3.4}{2} - \frac{-5.51 + 7.24}{3.4} = -8.98 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_d = \frac{q \times l_{DE}}{2} - \frac{M_D}{l_{DE}} = \frac{5.57 \times 4.4}{2} - \frac{-7.24}{3.4} = 14.38 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q \times l_{DE}}{2} - \frac{M_D}{l_{DE}} = -\frac{5.57 \times 4.4}{2} + \frac{7.24}{3.4} = -10.12 \text{ KN}$$

Résumé des sollicitations pour Type 2 :

$$M_{ar}^u = -1.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ar}^s = -1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^u = -7.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^s = -5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 14.38 \text{ KN}$$

Types de poutrelles	ELU			ELS			V (KN)
	M _a ^{rive} (KN. m)	M _{aint} (KN. m)	M _t (KN. m)	M _a ^{rive} (KN. m)	M _{aint} (KN. m)	M _t (KN.m)	
Usage commercial							
1	-1.74	-8.66	13.38	-1.23	-6.13	9.39	19.61
2	-2.11	-9.78	13.06	-1.48	-6.89	9.17	19.89
3	-2.11	-10.10	16.35	-1.48	-7.12	11.49	21.48
Usage d'habitation							
1	-1.47	-5.87	7.51	-1.06	-4.25	5.43	-12.01
2	-1.51	-7.24	10.10	-1.08	-5.19	7.33	14.38
3	-1.51	-7.00	7.91	-1.08	-5.02	5.74	12.89
4	-1.51	-7.00	7.91	-1.08	-5.02	5.74	12.89
5	-1.51	-6.97	8.82	-1.08	-4.99	6.40	13.25
6	-1.51	-5.56	8.21	-1.08	-3.98	5.97	12.35
7	-1.47	-5.87	7.51	-1.06	-4.25	5.43	-12.01
8	-1.47	-4.90	6.14	-1.06	-3.54	4.44	11.49
9	-1.67	-6.68	8.54	-1.21	-4.84	6.18	-12.81
10	-1.51	-7.81	9.86	-1.08	-5.60	7.15	14.03
11	-1.51	-7.00	7.91	-1.08	-5.02	5.75	12.89
12	-1.21	/	8.05	-0.87	/	5.82	12.25
Terrasse inaccessible							
1	-1.72	-6.34	8.46	-1.24	-4.56	6.23	13.30
2	-2.17	/	14.47	-1.58	/	10.55	13.16
3	-2.17	-8.68	10.85	-1.58	-6.33	7.91	-15.13
Terrasse accessible							
1	-1.75	-8.05	10.41	-1.26	-5.79	7.58	15.54

Tableau II-14 : Résultat des moments max dans tous les types.

a.4) Calcul de ferrailage :

Le ferrailage des poutrelles se fait avec les sollicitations les plus défavorables :

Calcul à L'ELU :

Ferrailage de la poutrelle de l'étage courant :

Les sollicitations :

$$M_{ar}^u = -1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^u = -7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 14.38 \text{ KN}$$

Les caractéristiques de la poutrelle :

$$b = 60 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h_0 = 04 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, d' = 02 \text{ cm}$$

Calcul des armatures longitudinales (travée) :

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

En travée :

Calcul le moment équilibré par la table de compression M_{tu}

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

$$M_{tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.2(0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 0.055 \text{ MN.m} \rightarrow M_{tu} > M_t$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression alors le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.10 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.036 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.47) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{10.10 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} = 1.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.64 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_t^{min} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^{min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_t = 1.65 \text{ cm}^2$$

En appui :

Au niveau des appuis les moments sont négatif donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{aint}^u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.81 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.170 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.170}) \Rightarrow \alpha = 0.234$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.234) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_{aint} = \frac{M_{aint}^u}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{7.81 \times 10^{-3}}{348 \times 0.163} = 1.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.38 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{aint}^{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \times 10^{-4} m^2 = 0.22 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{aint}^{min} = 0.22 cm^2 < A_{aint} = 1.38 cm^2$$

Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.67 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.036 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) \Rightarrow \alpha = 0.046$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.046) = 0.177 m$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{1.67 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 0.27 \times 10^{-4} m^2 = 0.27 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ar}^{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \times 10^{-4} m^2 = 0.272 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{ar}^{min} = 0.22 cm^2 < A_{ar} = 0.27 cm^2$$

Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

D'après le CBA93 on doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14.38 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferraillages transversales :**Choix des armatures transversales :**

D'après le BAEL99 on vérifie que : $\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 5.71 \text{ mm}$

Soit $\Phi = 6 \text{ mm}$ on adopte pour un étrier $A_{tran} = 2\Phi_6 = 0.56 cm^2$

Calcul des espacements :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2 cm \\ S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28K})} \Rightarrow S_t \leq 107.3 cm \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 56 cm \end{cases}$$

{ Flexion simple
 Fissuration peu nuisible $\Rightarrow K = 1$
 Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armature droit

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

Choix :

- En travée : **2HA12** = 2.26 cm^2
- En appui intermédiaire : **2HA10** = 1.57 cm^2
- En appui de rive : **1HA10** = 0.79 cm^2

a.5) Vérification nécessaire :

a.5.1) À L'ELU :

➤ **Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0.267 \times b_0 \times \alpha \times f_{c28}$$

Soit : $a = \min [0.9d ; \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$

$$16.2 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.1 \times 16.2 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :**

• **Appuis de rive :**

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{14.38 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.413 \text{ m}^2 = 0.413 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 > 0.413 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire :**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(14.38 - \frac{7.81}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -0.973 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -0.973 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l).

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.2 \left(\frac{0.60-0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.92 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

a.5.2) À L'ELS :

Les vérifications à faire à l'ELS sont :

- Etat limite de compression de béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- L'état limite de déformation.

1) L'état limite d'ouverture des fissures :

Puis la fissuration est peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton

En travée :

Position de l'axe neutre H :

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

$$H = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 1.19 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$H = 5.4 \text{ cm} > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure $\Rightarrow$ calcul d'une section $b \times h$.

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

Calcul de y :

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

$$30y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots (1) \Rightarrow y = 3.98 \text{ cm}$$

Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{65}{3} 3.98^3 + 15 \times 2.26 (18 - 3.98)^2 \quad I = 7924.29 \text{ cm}^4$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{7924.29 \times 10^{-8}} \times 0.0398 = 3.68 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 3.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée. (BAEL E. III. 2)}$$

Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de la bielle sous l'effet de moment

En appuis intermédiaire :

$$M_{aint}^s < 0 \quad \text{donc le calcul se fera pour une section } (b_0 \times h).$$

Calcul y et I :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0 \Rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3 \right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \left(\frac{10}{2} \times 7.15^3 \right) + (15 \times 1.57) \times (18 - 7.15)^2 \quad I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.6 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 10.03 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 10.03 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

3) Etat limite de déformation (flèche) :

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ l \leq 8m \dots \dots \dots (3) \end{cases} \quad \text{CBA93 (Art B 6.5)}$$

Avec h : Hauteur de la poutrelle.

l : Longueur de la travée.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

A : Section des armatures en travée.

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{4.4} = 0.045 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.05 \quad \text{n'est pas vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t \leq f_{adm}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{4400}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée :

Donnée : $l = 4.4 \text{ m}$, $M_0 = 9.75 \text{ KN.m}$, $M_t = 7.33 \text{ KN.m}$, $M_t = 0.75 M_0$

$$j = G - G^{\text{revetement}} = 5.21 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.2) = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$p = G + Q = 6.71 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{3.85 \times 4.4^2}{8} = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{5.21 \times 4.4^2}{8} = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.71 \times 4.4^2}{8} = 7.33 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{st}^j = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^j = 15 \times \frac{4.19(0.18 - 0.0398) \times 10^{-3}}{7924.29 \times 10^{-8}} = 111.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^g = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^g = 15 \times \frac{5.67 \times (0.18 - 0.0398) \times 10^{-3}}{7924.29 \times 10^{-8}} = 150.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^p = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^p = 15 \times \frac{7.33 \times (0.18 - 0.0398) \times 10^{-3}}{7924.29 \times 10^{-8}} = 194.53 \text{ MPa}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 0.0398 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 7924.29 \times 10^{-8} \text{ m}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum si \times yi}{\sum si} \quad \begin{cases} S_1 = b \times h_0 = 240 \text{ cm}^2 \\ S_2 = b_0 \times (h - h_0) = 160 \text{ cm}^2 \\ S_3 = 15A_t = 33.9 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} y_1 = h_0/2 = 2 \text{ cm} \\ y_2 = h_0 + (h - h_0)/2 = 12 \text{ cm} \\ y_3 = d = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_G = \frac{240 \times 2 + 160 \times 12 + 33.9 \times 18}{240 + 160 + 33.9}$$

$$y_G = 6.94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{12} h^3 + (b_0 h) \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^3}{12}$$

$$+ (b - b_0) \times h \times \left(\frac{h_0}{2} - y_G\right)^2 + 15A \times (d - y_G)^2$$

$$+ 15A' \times (y_G - d')^2$$

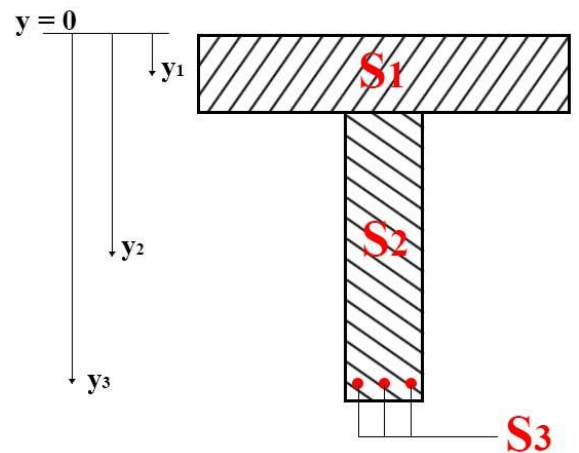


Figure II-21 : Coupe transversale sur la poutrelle.

$$I_0 = \frac{10}{3} \times 20^3 + 10 \times 20 \times (10 - 6.94)^2 + 50 \times \frac{(4)^3}{12} + 50 \times 4 \times (2 - 6.94)^2 + 15A \times (d - y_g) + 15 \times 2.62 \times (18 - 6.94)^2$$

$$I_0 = 13843.00 \text{ cm}^4$$

Interties fictive (I_f) : (BAEL B.6.5,2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0126$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2(60) + 3(10)0.0126)} = 3.35 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.34 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.52$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.62$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.69$$

$$If_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow If_{ji} = \frac{1.1 \times 13843}{1 + 3.35 \times 0.52} = 5553.36 \text{ cm}^4$$

$$If_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{gi} = \frac{1.1 \times 13843}{1 + 3.35 \times 0.62} = 4948.75 \text{ cm}^4$$

$$If_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{pi} = \frac{1.1 \times 13843}{1 + 3.35 \times 0.69} = 4598.31 \text{ cm}^4$$

$$If_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow If_{gv} = \frac{1.1 \times 13843}{1 + 1.34 \times 0.62} = 8317.29 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ji}} = \frac{4.19 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 5553.36 \times 10^{-8}} = 0.00454 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{gi}} = \frac{5.67 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 4948.75 \times 10^{-8}} = 0.00690 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{pi}} = \frac{12.2 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32456.59 \times 4598.31 \times 10^{-8}} = 0.00959 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{9.68 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 10818.86 \times 8317.29 \times 10^{-8}} = 0.0122 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Delta f_t = 0.0122 - 0.00454 + 0.00959 - 0.00690$$

$$\Delta f_t = 1.035 \text{ cm} < f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, alors on augmente la section d'acier.

Choix : $A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Les résultats de la flèche sont résumés dans le **Tableau II-18**.

On possède au ferrailage des différents type de poutrelle de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présent dans le tableau suivant :

Plancher	Zone	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix
Terrasse inaccessible	Travée	14.47	0.052	0.067	0.175	2.37	1.20	2HA12+1HA10
	Appuis intermédiaire	-8.68	0.189	0.26	0.161	1.55	0.22	1HA12+1HA10
	Appuis de rive	-2.17	0.047	0.06	0.76	0.35	0.22	1 HA 10
Terrasse accessible	Travée	10.41	0.038	0.048	0.177	1.69	1.30	2HA12+1HA10
	Appuis intermédiaire	-8.05	0.017	0.24	0.163	1.42	0.22	2 HA 10
	Appuis de rive	-1.75	0.038	0.048	0.177	0.28	0.22	1 HA 10
Usage commercial	Travée	16.35	0.059	0.076	0.175	2.69	1.30	3HA12
	Appuis intermédiaire	-10.10	0.219	0.314	0.157	1.84	0.22	1HA12+1HA10
	Appuis de rive	-2.11	0.046	0.059	0.176	0.34	0.22	1 HA 10

Tableau II-15 : Ferrailage des poutrelles.

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

Choix : $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$ $st = 15 \text{ cm}$

Vérification des poutrelles aux états limite :

Les vérifications des poutrelles aux états limite sont illustrées dans le tableau qui suit :

Plancher	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}_u$	Armature longitudinale A_l^{min}		Barres $V_u \leq 0.267 \times b_0 \times \alpha \times f_{c28}$	Jonction $\tau_u < \bar{\tau}_u$
		$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$		
Terrasse inaccessible	0.84<3.33	3.84>0.43	4.97 > 0.4	15.12<108.135	0.97<3.33
Terrasse accessible	0.86<3.33	3.84>0.45	4.62 > 0.14	15.54<108.135	0.99<3.33
Usage commercial	1.19<3.33	4.18>0.42	5.31>1.17	21.48<108.135	1.37<3.33
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifié	Vérifiée

Tableau II-16 : Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS).

Vérification des contraintes à l'ELS :

Plancher	Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	Condition
Terrasse inaccessible	Travée	10.55	3.05	4.56	10163.29	2.84<15	Vérifiée
	Appuis	-6.33	1.92	9.05	4777.68	11.99< 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	7.58	3.05	4.56	10163.29	3.4<15	Vérifiée
	Appuis	-5.79	1.57	9.05	4777.68	10.97<15	Vérifiée
Usage commercial	Travée	11.49	3.39	4.79	11079.8	3.08<15	Vérifiée
	Appuis	-7.12	1.92	9.37	4907.05	8.84<15	Vérifiée

Tableau II-17 : Vérification des contraintes à L'ELS.

Vérification de la flèche :

Planchers	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Usage commercial	Usage d'habitation
$l(m)$	4.4	4.16	4.4	4.4
$q_j^s(KN/m)$	5.05	5.05	3.85	3.85
$q_g^s(KN/m)$	6.27	6.41	5.21	5.21
$q_p^s(KN/m)$	7.27	7.91	10.21	6.71
$M_j^s(KN.m)$	7.33	4.85	3.02	4.14
$M_g^s(KN.m)$	9.10	6.16	4.09	5.67
$M_p^s(KN.m)$	10.56	7.60	8.01	7.33
$I(cm^4)$	10163.29	10163.29	11079.80	8217.52
$I_0(cm^4)$	19245.17	19245.17	19829.87	19251.53
λ_i	2.49	2.49	2.23	3.206
λ_v	0.99	0.99	0.89	1.282
$\sigma_{st}^j(MPa)$	145.40	96.21	143.25	101.62
$\sigma_{st}^g(MPa)$	180.51	122.19	73.15	144.28
$\sigma_{st}^p(MPa)$	209.47	150.75	54.01	186.52
μ_j	0.69	0.57	0.40	0.52
μ_g	0.74	0.645	0.52	0.62
μ_p	0.71	0.7	0.71	0.69
$If_{ji}(cm^4)$	7788.41	8750.34	11028.99	7939.91
$If_{gi}(cm^4)$	7447.30	8123.29	10100.41	7087.91
$If_{pi}(cm^4)$	7256.60	7717.71	8443.80	6592.70
$If_{gv}(cm^4)$	12218.45	12919.78	14911.72	11798.65
$f_{ji}(mm)$	5.46	3.06	1.58	3.18
$f_{gi}(mm)$	7.23	4.38	2.48	4.49
$f_{pi}(mm)$	8.67	5.03	5.71	6.24
$f_{gv}(mm)$	13.30	10.24	4.91	8.60
$\Delta f(mm)$	8.63	7.83	6.56	7.17

$f_{adm}(mm)$	8.8	8.32	8.8	8.8
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II-18 : Vérification de la flèche.

Ferrailage des poutrelles :

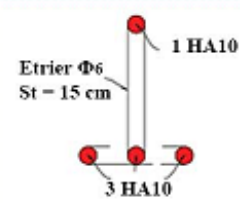
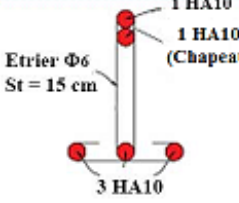
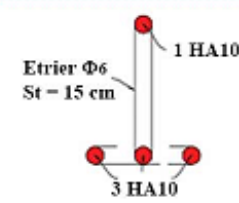
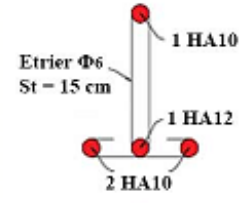
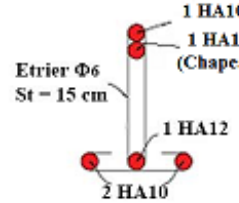
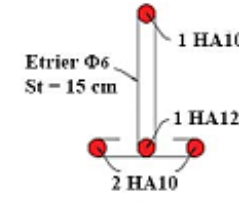
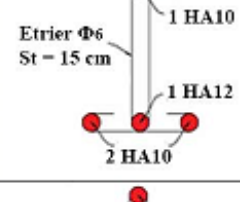
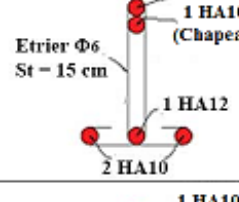
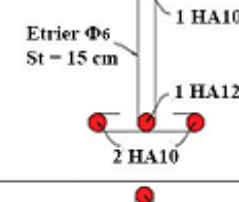
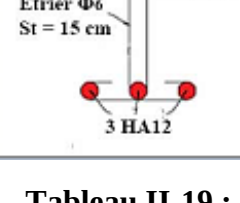
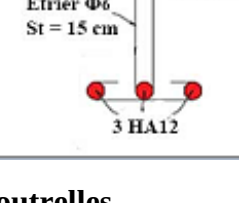
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Usage d'habitation			
Terrasse inaccessible			
Terrasse accessible			
Usage commercial			

Tableau II-19 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

b) Etude de la dalle de compression :

On a $50\text{ cm} \leq l_0 = 60\text{ cm} \leq 80\text{ cm}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1.02\text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41\text{ cm}^2/\text{ml}$; $(st = 20\text{ cm}) \leq 20\text{ cm}$

vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.02}{2} = 0.51\text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $4\Phi 6 = 1.13\text{ cm}^2/\text{ml}$; $(st = 25\text{ cm}) \leq 33\text{ cm}$

vérifiée.

pour faciliter la mise en œuvre on utilise des treillis soudé de mailles carrée (15×15) cm².

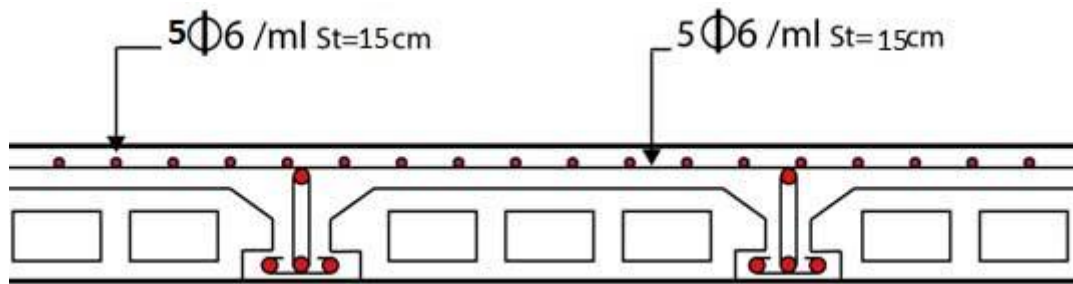


Figure II-22 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.2.1.2 Calcul des plancher à dalle pleine :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale qui repose sur un ou plusieurs appuis.

II.2.1.2.1 Les sollicitations dans les dalles pleines :

a) Dalle sur quatre appui (DP₁) (étage courant) :

a.1) Caractéristique de la dalle :

$$\begin{cases} G = 5.86, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ l_x = 4.76, l_y = 4.8 \text{ m} \\ \rho = \frac{4.76}{4.8} = 0.99 > 0.4 \end{cases}$$

La dalle fléchit selon deux sens

a.2) Evaluation des charges :

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.16 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bonde de 1 ml donc : $\begin{cases} q_u = p_u \times 1 \text{ ml} = 10.16 \\ q_s = p_s \times 1 \text{ ml} = 7.36 \end{cases}$

a.3) Calcul les sollicitations à L'ELU :

$$\rho = 0.99 \begin{cases} U_x = 0.0376 \\ U_y = 0.9771 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0376 \times 10.16 \times (4.76)^2 = 8.64 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.9771 \times 8.64 = 8.44 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 8.64 = 7.34 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 8.44 = 7.17 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

En appuis :

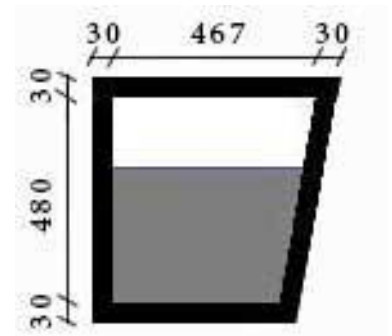


Figure II-23 : Dalle DP₁.

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 8.64 = -4.32 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul les sollicitations à L'ELS :

$$\rho = 0.99 \begin{cases} U_x = 0.0449 \\ U_y = 0.9847 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 1.02 \times q_s = 7.71 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 1.00 \times q_s = 7.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 7.71 = 6.38 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 7.17 = 6.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -3.59 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x^{max} = \frac{Nu \times l_x \times l_y^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{9.28 \times 4.76 \times 4.8^4}{2 \times (4.8^4 + 4.76^4)} = 12.29 \text{ KN} \\ V_y^{max} = \frac{Nu \times l_y \times l_x^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{9.28 \times 4.8 \times 4.76^4}{2 \times (4.8^4 + 4.76^4)} = 11.99 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Dalle pleine sur 4 appuis (DP1') :

De la même manière que DP1 on trouve :

$$\begin{cases} G = 6.92 \text{ KN/m}^2 \\ Q = \frac{1.5 \text{ KN}}{\text{m}^2} \\ \rho = 0.99 > 0.4 \end{cases}$$

b.1) Evaluation des charges :

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.16 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bonde de 1 ml donc : $\begin{cases} q_u = p_u \times 1 \text{ ml} = 10.84 \text{ KN/m} \\ q_s = p_s \times 1 \text{ ml} = 7.92 \text{ KN/m} \end{cases}$

b.2) Calcul les sollicitations à L'ELU :

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_0^x = 9.21 \text{ KN.m/ml} & M_t^x = 7.83 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = 9.00 \text{ KN.m/ml} & M_t^y = 7.65 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 8.64 = -4.61 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul les sollicitations à L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = 8.08 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = 7.92 \text{ KN.m/m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 6.87 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 6.73 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^x = 13.08 \text{ KN} \quad V_u^y = 12.79 \text{ KN}$$

c) Dalle pleine sur 3 appuis (DP₂) (étage courant) :

Caractéristique de la dalle :

$$\begin{cases} G = 5.86, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ L_x = 1.82, L_y = 4.9 \text{ m} \\ \rho = 0.37 < 0.4 \end{cases}$$

c.1) Evaluation des charges :

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.16 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml donc : $\begin{cases} q_u = p_u \times 1 \text{ ml} = 10.84 \text{ KN/m} \\ q_s = p_s \times 1 \text{ ml} = 7.92 \text{ KN/m} \end{cases}$

c.2) Calcul les sollicitations :

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0u} = -(q_u l^2)/2 = -16.83 \text{ KN.m} \\ M_{0s} = -(q_s l^2)/2 = -12.22 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{tu} = -0.85 M_{0u} = -14.30 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = -0.85 M_{0s} = -10.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l = 10.16 \times 1.82 = 18.49 \text{ KN}$$

d) Dalle pleine sur 3 appuis (DP₂') :

$$\begin{cases} G = 7.06 \text{ KN.m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ l_x = 1.82 \text{ m}, l_y = 4.9 \text{ m} \\ \rho = \frac{1.82}{4.9} = 0.37 < 0.4 \end{cases}$$

De la même manière que DP₂ on trouve :

$$\begin{cases} M_{tu} = -16.57 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = -12.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = 21.42 \text{ KN}$$

e) Dalle pleine sur 2 appuis (DP₃) :

e.1) Caractéristiques de la dalle :

$$\begin{cases} G = 5.86 \text{ KN.m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ l_x = 2.15 \text{ m}, l_y = 2.2 \text{ m} \\ \rho = \frac{2.15}{2.2} = 0.98 > 0.4 \end{cases}$$

La dalle travail sur deux sens

e.2) Evaluation des charges :

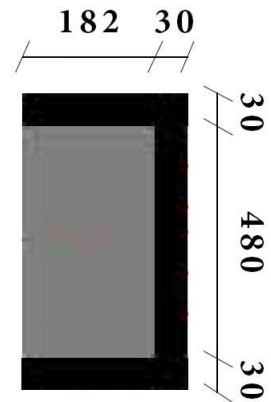


Figure II-24 : Dalle pleine (DP₂)

$$\begin{cases} q_u = p_u \times 1\text{ml} = 11.66 \text{ KN/m} \\ q_s = p_s \times 1\text{ml} = 8.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul les sollicitations :

Calcul des moments :

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = 2.07 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = 1.98 \text{ KN.m/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 1.76 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 1.68 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_{au}^x = M_{au}^y = -1.04 \text{ KN.m/ml}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = 1.77 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = 1.72 \text{ KN.m/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 1.50 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 1.46 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_{as}^x = M_{as}^y = -0.88 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_x = 6.55 \text{ KN}$$

$$V_y = 6.12 \text{ KN}$$

f) Dalle pleine sur 1 appui (DP₄) :

f.1) Caractéristique de la dalle :

$$\begin{cases} G = 5.86 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ l_x = 1.15 \text{ m} \end{cases}$$

La dalle travail sur un seul sens.

f.2) Evaluation des charges :

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.76 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le calcul se fait pour une bonde de 1 ml donc : } \begin{cases} q_u = p_u \times 1\text{ml} = 10.76 \text{ KN/m} \\ q_s = p_s \times 1\text{ml} = 7.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

f.3) Calcul des sollicitations :

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_0^u = -7.13 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^s = -5.10 \text{ KN.m/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^u = -6.06 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^s = -4.34 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\text{Calcule des efforts tranchant : } V_u = q_u \times l = 10.16 \times 1.15 = 12.40 \text{ KN}$$

II.2.1.2.2 Calcul les sections des armatures :

Le calcul de la section d'armature à L'ELU est fait à la flexion simple pour une section (b×h) = (100×14) cm⁴

On résume les résultats des calculs dans le **Tableau II-20**.

L'espacement :

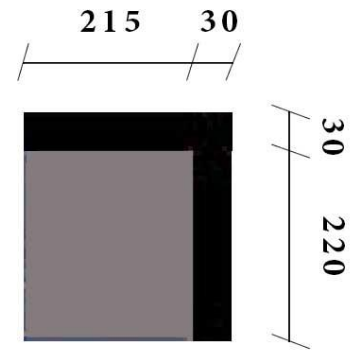


Figure II-25 : Dalle pleine (DP₃).

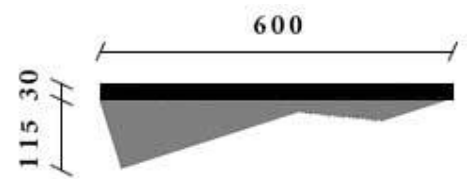


Figure II-26 : Dalle pleine (DP₄).

$$\text{Pour } e < 12 \text{ cm et } \rho < 0.4 \quad \begin{cases} A_x^{min} = 0.23 \times b \times d_x \times f_{t28}/f_e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\rho > 0.4 \quad \begin{cases} A_x^{min} = 0.23 \times b \times d_x \times f_{t28}/f_e \\ A_y^{min} = 0.23 \times b \times d_y \times f_{t28}/f_e \end{cases}$$

$$\text{Pour } e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0.4 \quad A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho > 0.4 \quad A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \times (3 - \rho)/2$$

Avec : ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{pour acier feE 500} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{pour acier feE 400} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

Dalle	Zone	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Barres	St(cm)
DP1	Travée xx	7.34	0.036	0.046	0.118	1.79	1.26	4 HA 10	25
	Travée yy	7.14	0.042	0.053	0.108	1.91	1.12	4 HA 10	25
	Appuis	-4.32	0.021	0.027	0.119	1.05	1.26	4 HA 10	25
DP1'	Travée xx	7.83	0.038	0.049	0.118	1.91	1.26	4 HA 10	25
	Travée yy	7.65	0.037	0.048	0.108	1.14	1.12	5 HA 10	20
	Appuis	-4.61	0.038	0.048	0.177	0.28	1.26	4 HA 10	25
DP2	Travée xx	14.30	0.070	0.09	0.157	3.55	1.26	5 HA 12	20
	Appuis	8.42	0.041	0.053	0.117	2.06	1.26	4 HA 10	25
DP2'	Travée xx	16.57	0.081	0.105	0.115	4.14	1.26	5 HA 12	20
	Appuis	-9.73	0.048	0.061	0.117	2.39	1.26	5 HA 10	20
DP3	Travée xx	1.76	0.009	0.032	0.118	0.43	1.13	4 HA 10	25
	Travée yy	1.68	0.008	0.03	0.109	0.45	1.12	4 HA 10	25
	Appuis	-1.04	0.004	0.016	0.119	0.31	1.13	4 HA 10	25
DP4	Travée xx	-6.06	0.03	0.038	0.118	1.47	1.45	4 HA 10	25

Tableau II-20 : La section d'armature dans les dalles pleines.

Pour la dalle DP₄ les armatures de réparation.

$$A^r = \frac{A^{choisit}}{3} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Choix : 3 HA8 $\rightarrow st = 33 \text{ cm}$

Armature parallèle à l_y

$$St = 33 < \min(4e, 45) = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

II.2.1.2.3 Les vérifications nécessaire :

À L'ELU :

Vérification de cisaillement :

Dalle	Position	V(KN)	d(m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau < \bar{\tau}$
DP1	Sens x	12.29	0.12	0.10	1.167	Condition vérifiée
	Sens y	11.99	0.11	0.11	1.167	Condition vérifiée
DP1'	Sens x	13.08	0.12	0.11	1.167	Condition vérifiée
	Sens y	12.79	0.11	0.12	1.167	Condition vérifiée
DP2	Sens x	18.49	0.12	0.15	1.167	Condition vérifiée
DP2'	Sens x	21.42	0.12	0.18	1.167	Condition vérifiée
DP3	Sens x	6.55	0.12	0.055	1.167	Condition vérifiée
	Sens y	6.12	0.11	0.050	1.167	Condition vérifiée
DP4	Sens x	12.40	0.12	0.103	1.167	Condition vérifiée

Tableau II-21 : Vérification de cisaillement.

À L'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dalle	Position	M^s (KN. m)	y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
DP1	Sens x	6.38	2.924	4713.12	3.96	15	Condition vérifiée
	Sens y	6.09	2.78	3898.64	4.34	15	Condition vérifiée
	Appuis	-3.59	2.924	4713.12	2.18	15	Condition vérifiée
DP1'	Sens x	6.87	2.924	4713.12	4.26	15	Condition vérifiée
	Sens y	6.73	3.06	4671.51	4.41	15	Condition vérifiée
	Appuis	-4.04	2.924	4713.02	2.51	15	Condition vérifiée
DP2	Sens x	10.39	3.74	7526.08	5.16	15	Condition vérifiée
	Appuis	6.11	2.924	4713.12	3.79	15	Condition vérifiée
DP2'	Sens x	12.08	3.741	7526.02	6.00	15	Condition vérifiée
	Appuis	7.10	3.22	5657.24	4.04	15	Condition vérifiée
DP3	Sens x	1.50	2.924	4713.12	0.93	15	Condition vérifiée
	Sens y	1.46	2.78	3898.64	1.04	15	Condition vérifiée
	Appuis	-0.88	2.924	4713.12	0.55	15	Condition vérifiée
DP4	Sens x	4.34	2.924	4713.12	2.69	15	Condition vérifiée

Tableau II-22 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

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

Dalle	Position	M ^s (KN. m)	y(m)	I(cm ⁴)	d(m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
DP1	Sens x	6.38	2.924	4713.12	0.12	184.29	201.63	Condition vérifiée
	Sens y	6.09	2.78	3898.64	0.11	192.60	201.63	Condition vérifiée
	Appuis	-3.59	2.924	4713.12	0.12	103.70	201.63	Condition vérifiée
DP1'	Sens x	6.87	2.924	4713.12	0.12	198.44	201.63	Condition vérifiée
	Sens y	6.73	3.06	4671.51	0.11	171.58	201.63	Condition vérifiée
	Appuis	-4.04	2.924	4713.12	0.12	116.70	201.63	Condition vérifiée
DP2	Sens x	10.39	3.74	7526.08	0.12	171.05	201.63	Condition vérifiée
	Appuis	6.11	2.924	4713.12	0.12	176.49	201.63	Condition vérifiée
DP2'	Sens x	12.08	3.74	7526.08	0.12	198.87	201.63	Condition vérifiée
	Appuis	7.10	-3.22	5657.24	0.12	165.29	201.63	Condition vérifiée
DP3	Sens x	1.50	2.924	4713.12	0.12	43.33	201.63	Condition vérifiée
	Sens y	1.46	2.78	3898.64	0.11	46.17	201.63	Condition vérifiée
	Appuis	-0.88	2.924	4713.12	0.12	25.42	201.63	Condition vérifiée
DP4	Sens x	4.34	2.924	4713.12	0.12	125.36	201.63	Condition vérifiée

Tableau II-23 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.

c) Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions de non-vérification de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Art B 6.5)}$$

On résume les calculs de la flèche dans le tableau qui suit :

Planchers	DP ₁ (Sens x)	DP ₁ (Sens y)	DP ₁ ' (Sens x)	DP ₁ ' (Sens y)
L(m)	4.76	4.8	4.76	4.8
q _j ^s (KN/m)	4.50	4.50	5.70	5.70
q _g ^s (KN/m)	5.86	5.86	6.92	6.92
q _p ^s (KN/m)	7.36	7.36	7.92	7.92
M _j ^s (KN. m)	3.9	3.82	4.94	4.85
M _g ^s (KN. m)	5.08	4.98	6.00	5.88
M _p ^s (KN. m)	6.98	6.26	6.87	6.73
y (cm)	2.924	2.78	2.924	3.06
I(cm ⁴)	4713.12	3898.64	4713.12	4671.51
y _G (cm)	7.16	7.13	7.16	7.16
I ₀ (cm ⁴)	24005.85	23071.19	24005.85	23771.76
ρ	0.00262	0.00262	0.0262	0.0357
λ _i	8.03	7.36	8.03	5.88

λ_v	3.21	2.94	3.21	2.35
$\sigma_{st}^j (MPa)$	112.65	120.81	142.70	123.66
$\sigma_{st}^g (MPa)$	146.74	157.50	173.31	149.91
$\sigma_{st}^p (MPa)$	184.29	217.28	198.45	171.59
μ_i	0	0	0	0.057
μ_j	0	0.02	0.062	0.142
μ_p	0.088	0.128	0.12	0.2
$If_{ji} (cm^4)$	26406.44	25378.31	26406.43	19584.87
$If_{gi} (cm^4)$	26406.44	22121.95	17629.45	14250.41
$If_{pi} (cm^4)$	15472.76	13067.59	13447.98	12016.97
$If_{gv} (cm^4)$	26406.44	23968.93	22023.35	19606.31
$f_{ji} (mm)$	1.04	1.92	1.34	1.81
$f_{gi} (mm)$	1.35	1.38	2.43	3.01
$f_{pi} (mm)$	2.90	3.74	3.65	4.10
$f_{gv} (mm)$	4.02	5.29	5.80	6.52
$\Delta f (mm)$	4.53	5.72	5.68	5.80
$f_{adm} (mm)$	9.52	9.6	9.52	9.6
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II-24 : Vérification de l'état limite de déformation.

II.2.1.2.4 Les schémas de ferrailage :

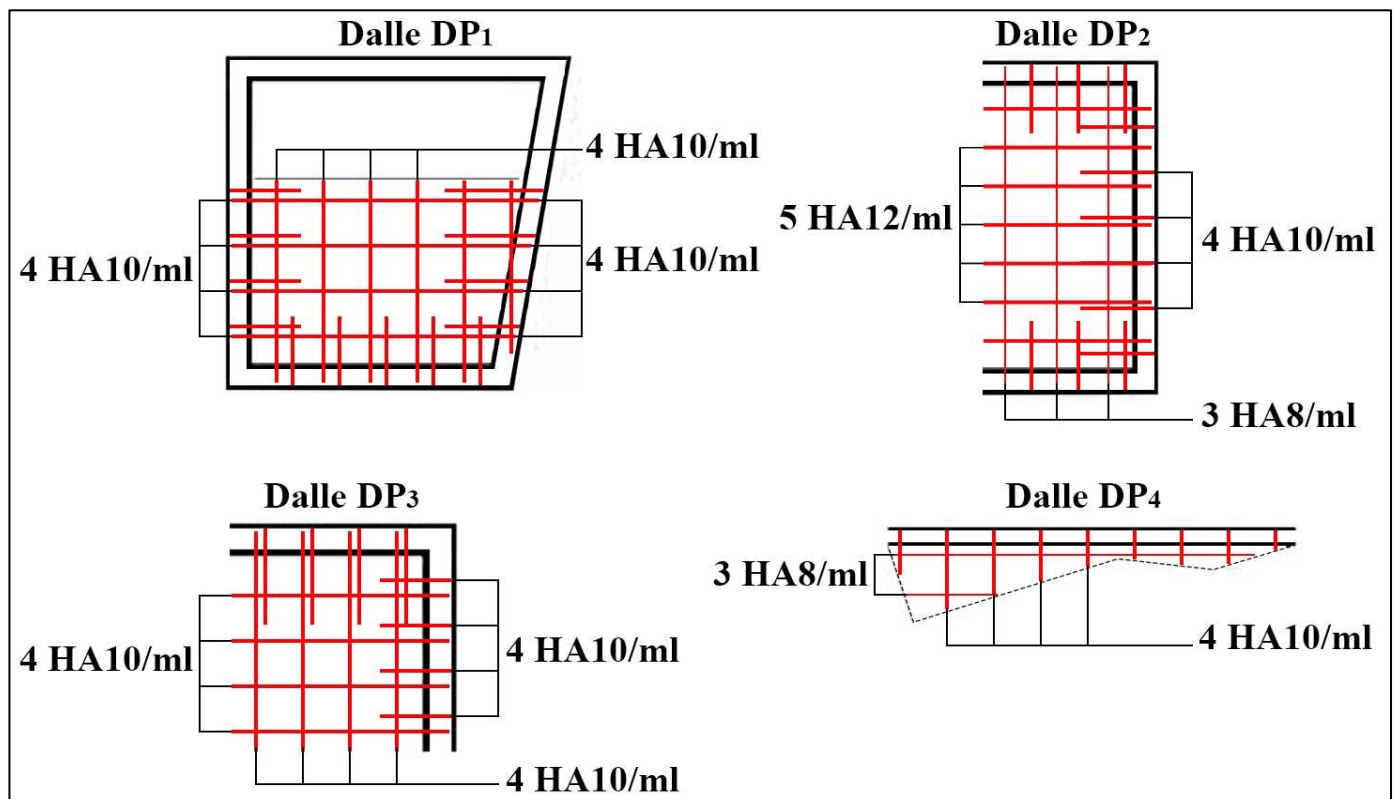


Figure II-27 : Schéma de ferrailage pour les dalles pleines.

II.2.2 Calcul des escaliers :

II.2.2.1 Etude du premier type :

Les parties AB et BC sont identiques, donc le calcul se fera que pour la partie AB et les résultats obtenus seront appliquée sur la deuxième partie :

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.67 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} G_p = 7.67 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

a) Evaluation des charges :

À l'ELU :

$$\begin{cases} q_u^v = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1\text{ml} = 14.10 \text{ KN/m} \\ q_u^p = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1\text{ml} = 10.65 \text{ KN/m} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} q_s^v = (G_v + Q_v) \times 1\text{ml} = 10.16 \text{ KN/m} \\ q_s^p = (G_p + Q_p) \times 1\text{ml} = 7.61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

b) Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions d'appuis :

Après avoir effectué un calcul d'RDM on trouve :

$$R_B = \begin{cases} \text{ELU } 22.39 \text{ KN} \\ \text{ELS } 16.06 \text{ KN} \end{cases} \quad R_A = \begin{cases} \text{ELU } 25.30 \text{ KN} \\ \text{ELS } 18.21 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments et l'effort tranchant :

La travée étudiée est supposée isostatique.

Donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM) le moment max est dans le premier tronçon :

Après avoir trouvée la distance $x = 1.79 \text{ m}$ on résume les sollicitations dans le tableau qui suit :

Combinaison	$M_t^{max} (\text{KN.m})$	$M_0^{max} (\text{KN.m})$	$M_a^{max} (\text{KN.m})$	$V^{max} (\text{KN})$
ELU	18.16	22.70	-11.35	-25.30
ELS	13.06	16.32	-8.16	

Tableau II-25 : Les sollicitations dans l'escalier (Type 1).

c) Calcul de ferrailage :

On résume les calculs dans le **Tableau II-26**.

$$\text{Tel que : } A_t^{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$\text{Ferrailage transversal } A_r = A_t/4$$

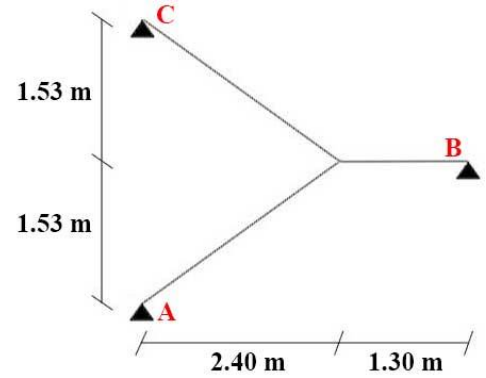


Figure II-28 : Coupe en élévation de l'escalier (Type 1).

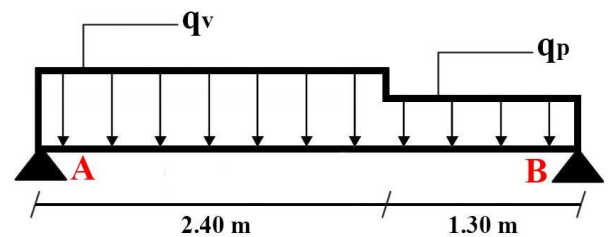


Figure II-29 : Schéma statique de l'escalier (Type 1) partie A-B.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres	A _r (cm ²)	Barres
Travée	18.16	0.076	0.098	0.125	4.18	1.57	6 HA10	1.18	3 HA8
Appui	-11.35	0.047	0.061	0.127	2.57	1.57	4 HA10	0.785	3 HA8

Tableau II-26 : Tableau de ferrailage escalier (Type 1).

L'espaceur :

En travée : $St = 17 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Armature transversal.

En appui : $St = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Armature transversal.

d) Vérification nécessaire :

d.1) À L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{25.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement, les armatures ne sont pas nécessaires.

d.2) À l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

- Vérification des contraintes de compression du béton.
- Vérification de l'état limite de déformation.

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Position	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	y (cm)	I(Cm ⁴)	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	13.03	3.64	7797.24	6.10	15	Vérifiée
En appui	-8.16	3.09	5609.06	4.50	15	Vérifiée

Tableau II-27 : Vérification des contraintes de compression du béton.

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions de non vérifications de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \\ l < 8 \text{ m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.0405 \geq 0.04 \\ 0.0036 < 0.005 \\ l = 3.7 < 8 \text{ m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

e) Schéma de ferrailage :

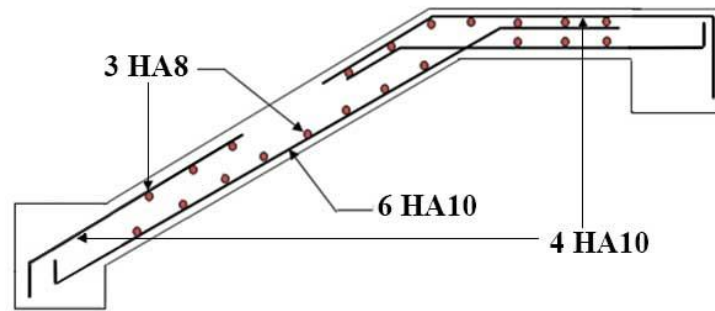


Figure II-30 : Schéma de ferrailage de l'escalier (Type 1).

II.2.2.2 Etude de la poutre palière :

Dimensionnement :

D'après le BAEL 99 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 0.22 \leq h \leq 0.335$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ à cause de grand chargement et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences :

- | | |
|--|----------|
| ✓ $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ | Vérifiée |
| ✓ $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ | Vérifiée |
| ✓ $h/b \leq 1.33 \leq 4$ | Vérifiée |

Les 3 conditions sont vérifiées.

a) Etude à la flexion simple :

Evaluation des charges :

Le poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier

$$g_e^u = 25.30 \text{ KN/m} \quad \dots (\text{ELU})$$

$$g_e^s = 25.30 \text{ KN/m} \quad \dots (\text{ELS})$$

La charge transmise par le mur :

$$g_{mur} = (H - 0.35) \times 2.76 = 7.48 \text{ KN/m}$$

$$q_u = g_e^u + 1.35 \times (g_0 + g_{mur}) = 39.45 \text{ KN/m}$$

$$q_s = g_e^s + g_0 + g_{mur} = 28.69 \text{ KN/m}$$

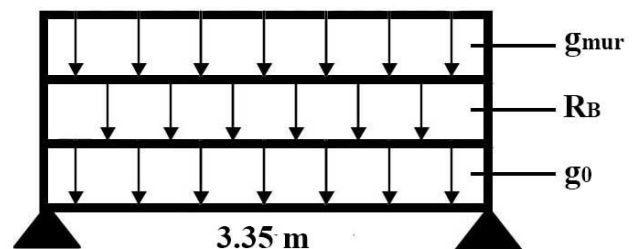


Figure II-31 : Schéma statique de la poutre palière.

Calcul des sollicitations :

Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \begin{cases} M_0^u = 55.34 \text{ kN.m} \\ M_0^s = 40.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85M_0 \\ M_a = -0.5M_0 \end{cases} \quad ELU : \begin{cases} M_t^u = 47.04 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -27.67 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} M_t^s = 34.21 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -20.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 66.08 \text{ KN}$$

Calcul de ferrailage :

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	47.04	0.076	0.099	0.36	3.70	1.38
Appui	-27.67	0.045	0.058	0.37	2.14	1.38

Tableau II-28 : La section d'armature dans la poutre palière à la flexion simple.

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{66.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.38} = 0.058 \text{ MPa}$$

Les armatures transversale :

$$\text{On fixe : } St = 15 \text{ cm} \quad \begin{cases} A_{tr} > \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{tr} > \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 \times f_e} = -0.06 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors on prend : $A_{tr} = 0.45 \text{ cm}^2$

b) Etude de la torsion :

Calcul des sollicitations :

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{-11.35 \times 3.35}{2} \quad M_{tor}^{max} = -19.01 \text{ KN.m}$$

M_a : Moment en appuis (B) obtenu lors de calcul de la partie AB de l'escalier.

D'après le BAEL91, dans le cas de la torsion, la section $(b \times h)$ est remplacé par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur $e = \phi/6$, car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle à l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h) = 30 \text{ cm}$; diamètres de cercle peuvent être inclus dans la section $(b \times h)$

- U : périmètre de la section $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 140 \text{ cm}^2$
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [b - e] \times [h - e] = 875 \text{ cm}^2$
- e : épaisseur de la paroi. $e = \phi/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$

Armature longitudinale :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{19.01 \times 1.4 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 348} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

On fixe : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{tra}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement à la torsion :

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.01 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 2.17 \text{ MPa}$$

c) Vérification et ferrailage globale :**À L'ELU :****Vérification de contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{0.58^2 + 2.17^2} = 2.45 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailage global :**En travée :**

$$A_t = A^{flexion} + \frac{A_l^{tor}}{2} \Rightarrow A_t = 3.70 + \frac{4.37}{2} = 5.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 6 HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_a^{flexion} + \frac{A_l^{tor}}{2} \Rightarrow A_a = 2.14 + \frac{4.37}{2} = 4.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 6 HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor} = 0.45 + 0.47 = 0.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 4 HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre } \emptyset 8)$$

À L'ELS :**Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Position	$M_{ser} (KN.m)$	y(cm)	I(Cm ⁴)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	34.21	13.02	85625.99	5.20	15	Vérifiée
En appui	20.13	11.05	61068.21	3.64	15	Vérifiée

Tableau II-29 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Vérification de la flèche :

Les conditions de non-vérification de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{10 \times M_{oser}^x}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{4.2}{f_e} \\ l_x < 8 m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \geq 0.05 \\ 0.006 < 0.0105 \\ 3.35 < 8 m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

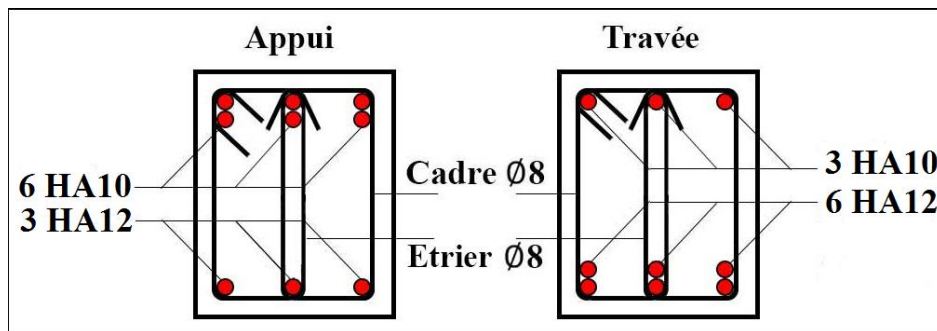
Schéma de ferrailage :

Figure II-32 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

II.2.2.3 Etude de deuxième type :**a) Calcul des sollicitations :****a.1) Calcul des sollicitations dans la volée 1 :**

Volée est encastree dans la poutre brisée, son schéma statique est **Figure II-33**.

Evaluation des charges :

P : est une charge à l'extrémité de la volée due au poids propre du garde-corps (murs d'épaisseur de 10 cm et d'une hauteur de 1 ml et une largeur de 1 ml).

Le poids propre de mur :

G : Charge de crépissage dans les deux faces et la charge de la brique creuse de 10 cm.

$$G = 2 \times 0.2 + 0.9 = 1.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge concentré : } p = \begin{cases} p_u = 1.35 \times (1.3 \times 1\text{ml} \times 1\text{ml}) = 1.76 \text{ KN} \\ p_s = (1.3 \times 1\text{ml} \times 1\text{ml}) = 1.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_v = 6.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u^v = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1\text{ml} = 12.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^v = (G_v + Q_v) \times 1\text{ml} = 9.02 \text{ KN/ml}$$

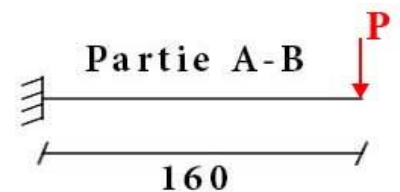


Figure II-33 : Schéma statique de la volée 1.

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_u = -p_u \times l + q_u \times \frac{l^2}{2} = -18.88 \text{ KN.m} \\ M_s = -p_s \times l + q_s \times \frac{l^2}{2} = -13.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = p_u + q_u^{volée} \times l = 22.02 \text{ KN}$$

a.2) Calcul des sollicitations dans la volée 2 :

$$\begin{cases} p_u = 1.76 \text{ KN} \\ p_s = 1.2 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} q_u = 1.76 \text{ KN/m} \\ q_s = 1.2 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments :

$$\begin{cases} M_u = -p_u \times l + q_u \times \frac{l^2}{2} = -15.75 \text{ KN.m} \\ M_s = -p_s \times l + q_s \times \frac{l^2}{2} = -11.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant : $V_u^{max} = p_u + q_u^{volée} \times l = 19.96 \text{ KN}$

a.3) Calcul des sollicitations dans le palier :

$$\begin{cases} q_u^p = 9.30 \text{ KN/m} \\ q_s^p = 6.61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments :

$$\begin{cases} M_u = -11.90 \text{ KN.m} \\ M_s = -8.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant : $V_u^{max} = p_u + q_u^{volée} \times l = 14.88 \text{ KN}$

b) Calcul de la section d'armature dans l'escalier Type 2 :

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _r	Choix
Volée 1	-18.88	0.164	0.126	0.082	6.63	1.09	6 HA12	2.32	3 HA10
Palier	-11.90	0.103	0.137	0.085	4.02	1.09	6 HA10	1.57	3 HA10
Volée 2	-15.75	0.137	0.185	0.083	5.43	1.09	5 HA12	1.88	3 HA10

Tableau II-30 : La section d'armature dans l'escalier (Type 2).

c) Vérification nécessaire :

c.1) À L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Position	V_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}$
Volée 1	22.02	0.24	3.33	Condition vérifiée
Palier	148	0.165	3.33	Condition vérifiée
Volée 2	19.96	0.22	3.33	Condition vérifiée

Tableau II-31 : Vérification de l'effort tranchant.

c.2) À L'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Position	M(KN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Volée 1	-13.63	3.38	4504.02	10.23	15	Condition vérifiée
Palier	-8.46	2.93	3441.55	7.20	15	Condition vérifiée
Volée 2	-11.38	3.14	3942.25	9.06	15	Condition vérifiée

Tableau II-32 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Vérification de la flèche :

Les conditions de non vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{8}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \\ l < 8 m \end{cases}$$

$$\text{Volée 1 : } \begin{cases} 0.054 \geq 0.05 & \text{vérifiée} \\ 0.075 < 0.005 & \text{n'est pas vérifiée} \\ l = 1.6 < 8 m & \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} 0.054 \geq 0.05 & \text{vérifiée} \\ 0.063 < 0.005 & \text{n'est pas vérifiée} \\ l = 1.6 < 8 m & \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Volée 2 : } \begin{cases} 0.054 \geq 0.05 & \text{vérifiée} \\ 0.052 < 0.005 & \text{n'est pas vérifiée} \\ l = 1.6 < 8 m & \text{vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition dans les trois parties de l'escalier n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

On résume les résultats dans le tableau qui suit :

Position	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Volée 1	1.13	2.99	4.38	6.02	6.28	6.4	Vérifié
Palier	0.94	1.04	2.86	4.03	4.91	6.4	Vérifié
Volée 2	1.10	1.69	3.03	5.12	5.36	5.8	Vérifié

Tableau II-33 : La vérification de la flèche dans l'escalier (Type 2).

II.2.2.4 La poutre brisée :

C'est un élément porteur horizontal, qui a pour rôle de supporter les paillasse de l'escalier.

Dimensionnement :

D'après le BAEL 99 : $L/15 \leq h \leq 1/10 \rightarrow 0.33 \leq h \leq 0.496$

On prend $h = 50$ cm a cause de grand chargement et $b = 40$ cm

Vérification des exigences RPA93 :

- ✓ $b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $h/b \leq 1.33 \leq 4$ vérifiée

Les 3 conditions sont vérifiées.

Evaluation des charges :

Le poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0.45 \times 0.3 \times 25 = 4.50 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier :

$$\begin{aligned} R_{volée1}^u &= 22.02 \frac{\text{KN}}{\text{m}} & (\text{ELU}) & & R_{palier}^u &= 14.48 \text{ KN/m} & (\text{ELU}) \\ R_{volée1}^s &= 15.73 \text{ KN/m} & (\text{ELS}) & & R_{palier}^s &= 10.58 \text{ KN/m} & (\text{ELS}) \end{aligned}$$

Les charges réparties :

$$\begin{aligned} q_{uV} &= 1.35(g_0) + 22.02 = 28.10 \text{ KN/m} & q_{sV} &= (g_0) + R_{volée1}^s = 20.23 \text{ KN/m} \\ q_{uP} &= 1.35(g_0) + 14.48 = 20.56 \text{ KN/m} & q_{sP} &= (g_0) + R_{volée1}^s = 15.05 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

a) Etude a la flexion :

Après avoir calculé avec la méthode des sections (RDM) ELU :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } \begin{cases} R_A = 64.32 \text{ KN} \\ R_B = 56.58 \text{ KN} \end{cases} & \quad \text{ELS : } \begin{cases} R_A = 46.30 \text{ KN} \\ R_B = 41.02 \text{ KN} \end{cases} \\ \begin{cases} M_{ou}^{max} = 77.82 \text{ KN.m} \\ M_{os}^{max} = 55.67 \text{ KN.m} \end{cases} & \quad V_{max} = 64.32 \text{ KN} \end{aligned}$$

Calcul des moments réels :

$$\begin{aligned} \begin{cases} M_t^u = 0.8 M_{ou}^{max} = 62.26 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0.8 M_{os}^{max} = 44.54 \text{ KN.m} \end{cases} & \quad \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_{ou}^{max} = -38.91 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_{os}^{max} = -22.27 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Calcul des armatures :

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	62.26	0.048	0.06	0.468	3.82	2.32
En appui	-38.91	0.03	0.038	0.47	2.37	2.32

Tableau II-34 : La section d'acier à la flexion simple.

Contrainte de cisaillement à la flexion :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{66.32 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.48} = 0.335 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales : On fixe $St = 15 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_{tr} > \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \\ A_{tr} > \frac{b \times st(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \end{cases} \quad A_{tr} = 0.6 \text{ cm}^2$$

b) Etude de la torsion :

Calcul des sollicitations :

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{18.88 \times 4.96}{2} = 46.82 \text{ KN.m}$$

Armature longitudinale :

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.35 \times 0.45 = 0.1575 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times (b + 5) = 180 \text{ cm}^2$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor}^{max} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{46.82 \times 1.8 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1575 \times 348} = 7.69 \text{ KN.m}$$

Armature transversale :

On fixe : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{tr}^{tor} = \frac{M_{tor}^{max} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement à la torsion :

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{tor}^{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{64.82 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1575 \times 0.05} = 2.97 \text{ MPa}$$

c) Vérification et ferrailage globale :

À L'ELU :

Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = 2.99 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

La section d'acier :

En travée :

$$A_t = A^{flexion} + \frac{A_l^{tor}}{2} \quad A_t = 3.82 + \frac{7.69}{2} = 7.67 \text{ cm}^2$$

Choix : 3 HA14 + 3 HA12 = 8.01 cm²

En appuis :

$$A_a = A_a^{flexion} + \frac{A_l^{tor}}{2} \quad A_a = 6.21 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA12 = 6.79 cm²

Armature transversale :

$$A_{tr} = A_{tr}^{flex} + A_{tr}^{tor} = 0.6 + 0.64 = 1.24 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier)

À L'ELS :

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Position	$M_{ser} (KN.m)$	y(cm)	I(Cm ⁴)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	44.54	14.24	155440.18	3.61	15	Vérifiée
En appui	-22.27	13.29	15400.05	1.92	15	Vérifiée

Tableau II-35 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Vérification de la flèche :

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{10 \times M_{0ser}^x}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8 m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.10 \geq 0.08 \\ 0.0049 < 0.0105 \\ 4.91 < 8 m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

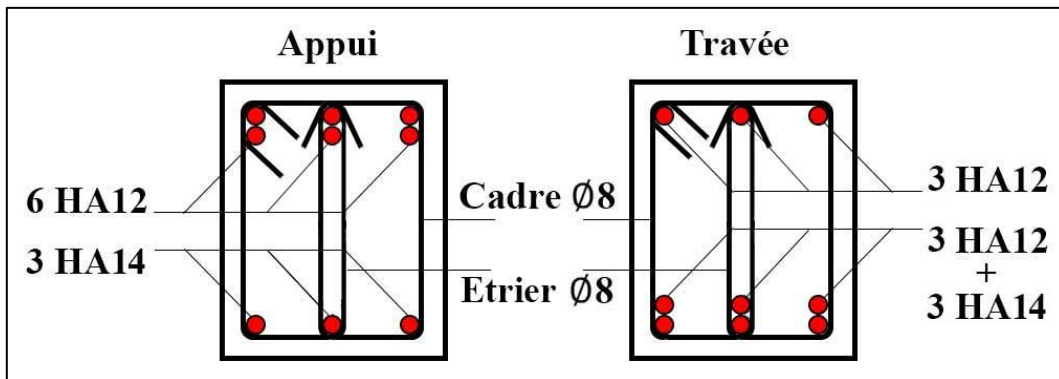


Figure II-34 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

II.2.2.5 Etude du 3^{ème} type :

Après avoir calculé on obtient le résultat suivant :

$$\begin{cases} M_t^u = 0.8 M_0^{u Max} = 7.84 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0.8 M_0^{s Max} = 5.64 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 M_0^{u Max} = -4.90 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_0^{s Max} = -3.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

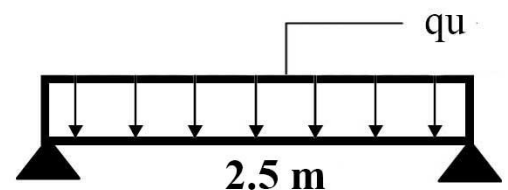


Figure II-35 : Schéma statique de l'escalier Type 3.

Calcul de la section d'armature :

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres	St(cm)
En travée	7.84	0.068	0.088	0.087	2.59	1.09	4 HA10	25
En appui	-4.90	0.043	0.054	0.088	1.60	1.09	3 HA10	33

Tableau II-36 : La section d'armature dans l'escalier (Type 3).

Vérification nécessaire :

À L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

À L'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Position	M _{ser} (KN.m)	y(cm)	I(Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	5.46	2.48	2510.67	5.57	15	Vérifiée
En appui	-3.53	2.19	62735.93	3.53	15	Vérifiée

Tableau II-37 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{10 \times M_{oser}^x}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \\ l = 8 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} 0.044 \geq 0.04 \\ 0.0035 < 0.005 \\ 2.5 < 8 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{matrix}$$

Schéma de ferrailage :

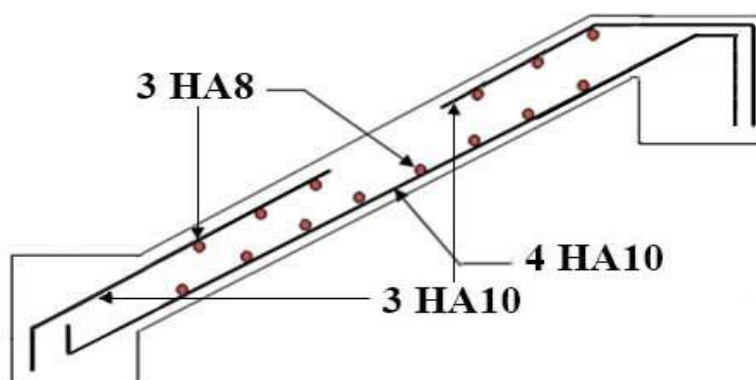


Figure II-36 : Schéma de ferrailage dans l'escalier Type 3.

II.2.2.6 Etude du 4^{ème} type :

a) Partie A-B :

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u^v = 14.10 \text{ KN/ml} \\ q_u^p = 10.65 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} q_s^v = 10.17 \text{ KN/ml} \\ q_s^p = 7.61 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_t^u = 0.8 M_0^{u \text{ Max}} = 17.09 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0.8 M_0^{s \text{ Max}} = 12.28 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_0^{u \text{ Max}} = -10.68 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_0^{s \text{ Max}} = -7.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = 21.94 \text{ KN}$$

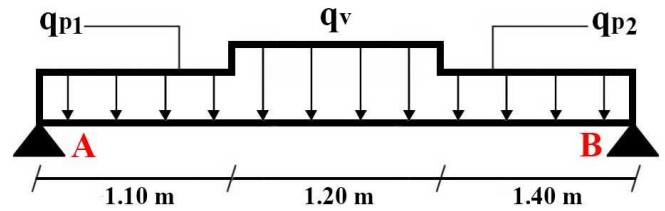


Figure II-37 : Schéma statique de l'escalier Type 4 (Partie A-B).

Calcul de la section d'armature :

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres	St (cm)
En travée	7.84	0.068	0.088	0.087	2.59	1.09	4 HA10	25
En appui	-4.90	.043	0.054	0.088	1.60	1.09	3 HA10	33

Tableau II-38 : La section d'armature dans l'escalier Type 4 (Partie A-B).

Armature des réparations :

$$A_t^r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{en travée}$$

$$A_a^r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{en appui}$$

Choix : 3 HA8 = 1.51 cm² St = 33 cm < min(45 cm, 4e) = 45 cm (Travée et appui).

Vérification nécessaire :

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Position	M_{ser} (KN. m)	y(cm)	I(Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	12.28	3.37	6742.60	6.14	15	Vérifiée
En appui	-7.68	3.06	5608.74	4.19	15	Vérifiée

Tableau II-39 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{10 \times M_{oser}^x}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \\ l = 8 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} 0.045 \geq 0.040 \\ 0.0030 < 0.005 \\ 3.7 < 8 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{matrix}$$

b) Partie C-D :

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u^v = 12.55 \text{ KN/ml} \\ q_s^v = 09.02 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = -14.12 \text{ KN.m} \\ M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = -10.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = 18.83 \text{ KN}$$

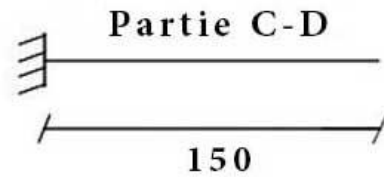


Figure II-38 : Schéma statique de l'escalier Type 4 (Partie C-D).

Calcul des armatures :

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres	St (cm)
Volée	-14.12	0.123	0.164	0.084	4.83	1.09	5 HA12	20

Tableau II-40 : La section d'armature dans l'escalier Type 4 (Partie C-D).

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{4.83}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA8 = 2.36 cm² St = 33 cm < min(45 cm, 4e) = 44 cm

Vérification nécessaire :

À L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

À L'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Position	M _{ser} (KN.m)	y(cm)	I(Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	-10.15	3.14	3942.8	8.12	15	Vérifiée

Tableau II-41 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{10 \times M_{oser}^x}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \\ l = 8 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} 0.073 \geq 0.05 \\ 0.0062 < 0.005 \\ 1.5 < 8 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{vérifiée} \\ \text{n'est pas vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{matrix}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée alors la vérification à la flèche est nécessaire.

Vu que les caractéristiques de la section et la section d'armature de la volée étudiée sont

identique avec la volée 2 de l'escalier (types 2).

Donc : $\Delta f = 5.36 \text{ mm}$ $f_{adm} = 1500/250 = 6 \text{ mm}$ alors la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

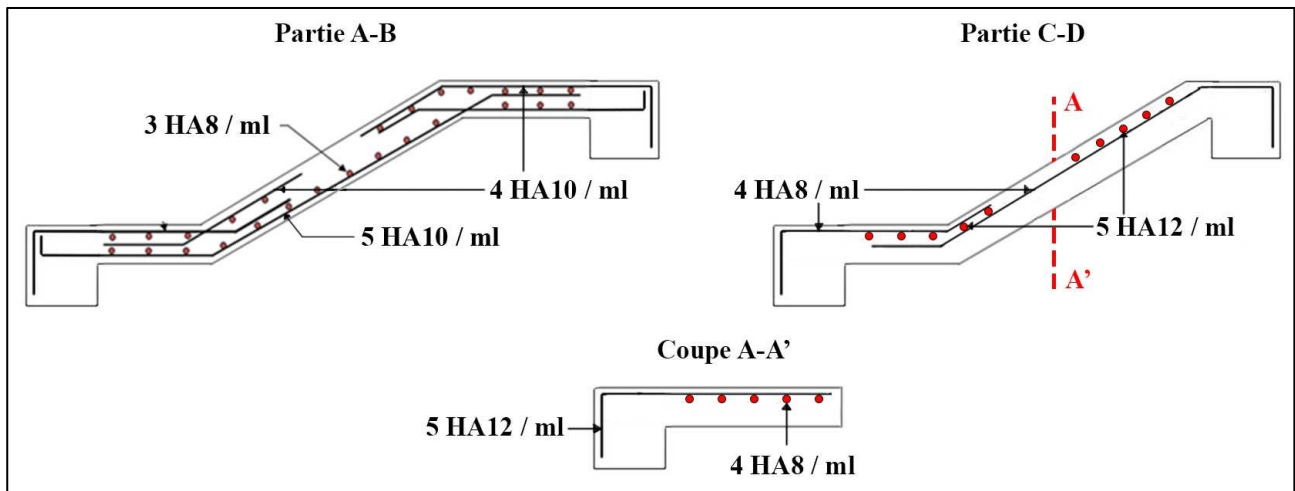


Figure II-39 : Schéma de ferrailage escalier Type 4.

II.2.2.7 La poutre brisée de l'escalier 4^{ème} type :

Avec la même méthode de la poutre brisée (Escalier type 2). On conclut :

$$\begin{cases} b = 40 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

La flexion : $\begin{cases} A_t^f = 2.73 \text{ cm}^2 \\ A_a^f = 1.71 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad A_{tr} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad St = 15 \text{ cm}$

La torsion : $\begin{cases} A_l^{tor} = 2.73 \text{ cm}^2 \\ A_{tr}^{tor} = 0.50 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} \tau_u^f = 0.42 \text{ MPa} \\ \tau_{tr}^{tor} = 2.99 \text{ MPa} \end{cases}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{2.99^2 + 0.42^2} = 3.02 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailage global :

$$A_t = A_t^f + \frac{A_l^{tor}}{2} \Rightarrow A_t = 5.73 \text{ cm}^2 \quad \text{en travée}$$

Choix : 3 HA12 + 3 HA10 = 5.75 cm²

$$A_a = A_a^f + \frac{A_l^{tor}}{2} \Rightarrow A_a = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{en appui}$$

Choix : 3 HA14 = 4.71 cm²

$$A_{tr} = A_{tr}^{flex} + A_{tr}^{tor} = 0.45 + 0.5 = 0.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Armature transversale.}$$

Choix : 2 HA8 = 2.01 cm² (un cadre Ø8 + un étrier)

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Position	$M_{ser} (KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	25.66	12.18	75569.82	4.14	15	Vérifiée
En appui	-16.03	11.23	64792.59	2.78	15	Vérifiée

Tableau II-42 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans la poutre brisée.

Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{10 \times M_{oser}^x}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{4.2}{f_e} \\ l = 8 m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.108 \geq 0.08 \\ 0.005 < 0.0105 \\ 3.7 < 8 m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

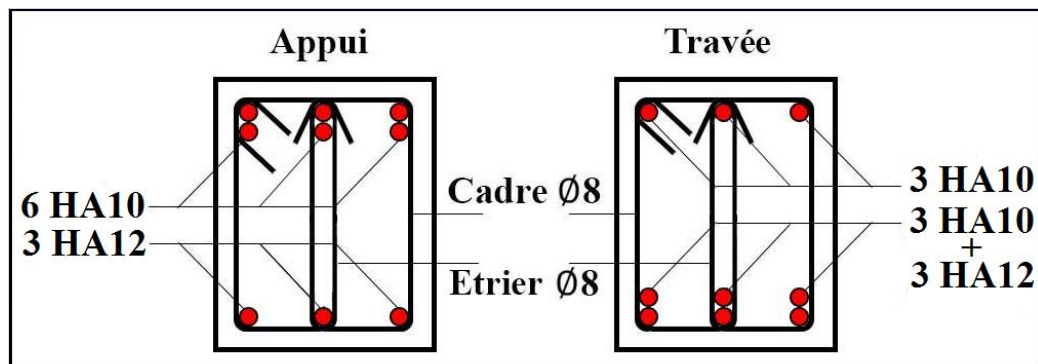


Figure II-40 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée (Escalier Type 4).

II.2.3 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Les caractéristiques de l'ascenseur :

Le nombre de passage est le plus petit des nombre obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre cas on utilise un ascenseur pour 08 personnes, dont ses caractéristiques :

- Charge nominale $P_p = 6.3 \text{ KN}$
- Charge due à l'ascenseur $P_m = 15 \text{ KN}$
- Charge due à la salle des machines $D_m = 82 \text{ KN}$

- Charge due à la cuvette $f_c = 102 \text{ KN}$
- Longueur de l'ascenseur $L = 1.80 \text{ m}$
- Largeur de l'ascenseur $l = 1.6 \text{ m}$
- Hauteur de l'ascenseur $H = 2.20 \text{ m}$
- Vitesse de levage $V = 0.63 \text{ m/s}$

$$P = P_p + P_m + D_m = 103.3 \text{ KN}$$

Selon les charges on définit deux types de dalle qui sont

- Dalle de salle machine.
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

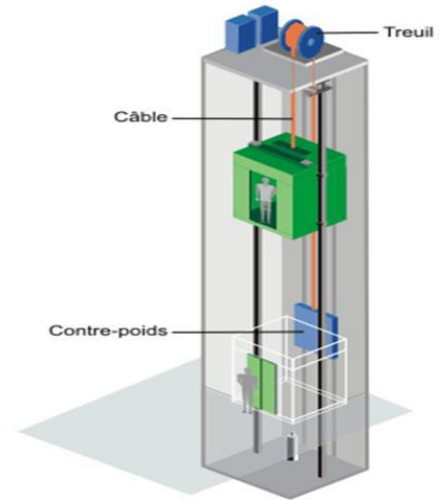


Figure II-41 : L'ascenseur.

a) Etude de la dalle qui sert d'appui de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliqués sur elle.

$$\text{On a } \begin{cases} l_x = 1.50 \text{ m} \\ l_y = 2.25 \text{ m} \\ s = 4.05 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = l_x/l_y = 0.8 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ car la dalle supporte une charge importante.

a.1) Evaluation des charges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton.}$$

$$G = \frac{f_c}{s} = 102/4.05 = 25.19 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_T = \sum G = 30.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

a.2) Calcul des sollicitations :

$$P_u = 1.35 G_{total} + 1.5Q = 42.26 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G_{total} + Q = 31.19 \text{ KN/m}^2$$

	ν	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	0	0.0561	0.5959	7.68	4.58	6.53	3.89	3.84
ELS	0.2	0.0628	0.7111	6.35	3.83	5.39	3.25	3.17

Tableau II-43 : Les moments de la dalle qui sert d'appui de l'ascenseur.

a.3) Calcul des armatures :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1 m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13$ cm et $d_y = 12$ cm.

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres
Travée xx	6.53	0.027	0.034	0.128	1.46	1.32	4 HA10
Travée yy	3.89	0.019	0.024	0.119	0.94	1.2	4 HA10
Appuis	3.84	0.016	0.020	0.129	0.86	1.32	4 HA10

Tableau II-44 : La section d'armature dans la dalle qui sert l'appui de l'ascenseur.

Calcul des espacements :

En travée : $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ On opte pour $St = 25 \text{ cm}$.

En appui : $St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ On opte pour $St = 25 \text{ cm}$.

a.4) Vérification nécessaire :

À l'ELU :

Vérification de cisaillement :

$$\begin{cases} V_x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 26.98 \text{ KN} \\ V_y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 13.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u^x = \frac{V_x}{b \times d} = 0.21 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \\ \tau_u^y = \frac{V_y}{b \times d} = 0.115 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \end{cases}$$

À l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Position	M_{ser} (KN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée xx	5.39	3.06	5608.74	2.94	15	Vérifiée
Travée yy	3.25	2.92	4713.13	2.01	15	Vérifiée
Appuis	3.17	3.06	5608.74	1.73	15	Vérifiée

Tableau II-45 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Position	M_{ser} (KN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	d(cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
Travée xx	5.39	3.06	5608.74	13	143.29	201.63	Vérifiée
Travée yy	3.25	2.92	4713.13	12	93.92	201.63	Vérifiée
Appuis	3.17	3.06	5608.74	13	84.27	201.63	Vérifiée

Tableau II-46 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.

Vérification de l'état limite de déformation :

Sens xx :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = 0.083 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) = 0.0425 \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0024 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

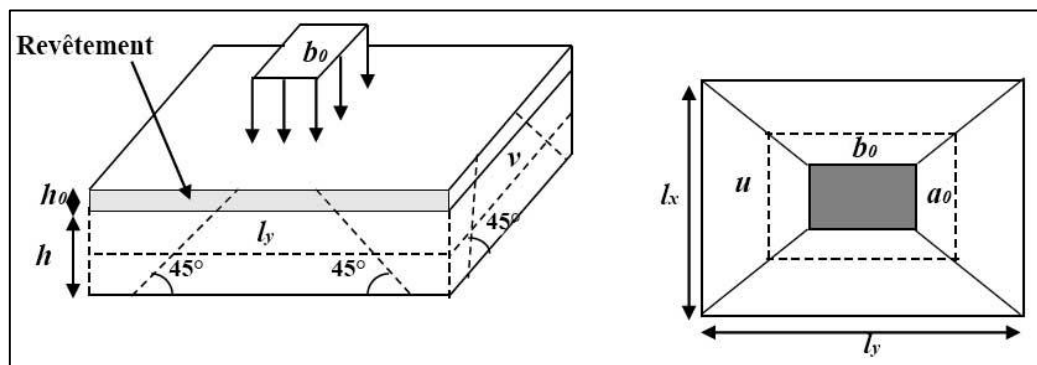
Sens yy :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_y} = 0.067 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) = 0.0425 \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0026 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

b) Etude de la dalle de salle machine :

La présence d'une charge concentrée q appliquée sur un air $a_0 \times b_0$, agit uniformément sur un air $u \times v$ situé sur le plan moyen de la dalle.

**Figure II-42 : Schéma représentant la surface d'impact.**

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimension suivant le sens xx.

b_0 et v : Dimension suivant le sens yy.

$$u = a_0 + h_0 + 2\varepsilon \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\varepsilon \times h_1$$

$a_0(cm)$	$b_0(cm)$	$v(m/s)$	ε	h_1	$u(cm)$	$v(cm)$	$h_0(cm)$
80	80	0.63	1	5	105	105	15

Tableau II-47 : Caractéristiques de la dalle.

Avec : h_1 : Epaisseur de revêtement.

h_0 : Epaisseur de la dalle.

ε : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

b.1) Evaluation des moments :

M_{x1} et M_{y1} du système :

Selon le BAEL91
$$\begin{cases} M_{x1} = q_u(M_x + \nu M_2) \\ M_{y2} = q_u(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Donné par l'abaque de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{180} = 0.47 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0904 \\ M_2 = 0.0698 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35P = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN} \\ q_s = P = 103.3 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = 139.455 \times 0.0904 = 12.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 139.455 \times 0.0698 = 9.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_{x1} = 103.3 \times (0.0904 + 0.2 \times 0.0698) = 10.78 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 103.3 \times (0.0698 + 0.2 \times 0.0904) = 9.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

M_{x2} et M_{y2} dues au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4 \quad \text{Dalle travaille dans deux sens.}$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G = 0.15 \times 25 + 0.05 \times 20 = 4.75 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = 7.91 \text{ KN/m} \\ q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 5.75 \text{ KN/m} \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.44 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.17 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} & \begin{cases} M_x^u = 14.05 \\ M_y^u = 10.59 \end{cases} & \begin{cases} M_x^s = 11.95 \\ M_y^s = 9.91 \end{cases} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

Les moments réels :

$$\begin{cases} M_{tx}^u = 14.05 M_x^u = 11.94 \text{ KN.m} & \begin{cases} M_{tx}^s = 0.85 M_x^s = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 0.85 M_y^s = 8.42 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_x^s = -5.98 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_{ty}^u = 10.59 M_y^u = 9.00 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 M_x^u = -7.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b.2) Calcul des armatures :

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres
Travée xx	11.94	0.050	0.064	0.127	2.7	1.32	4 HA12
Travée yy	9.00	0.044	0.056	0.117	2.20	1.20	4 HA12
Appuis	7.03	0.029	0.037	0.128	1.58	1.32	4 HA10

Tableau II-48 : La section d'acier.

Calcul des espacements :

En travée : $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ On opte pour $St = 25 \text{ cm}$.

En appui : $St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ On opte pour $St = 25 \text{ cm}$.

b.3) Vérification nécessaire :

À l'ELU :

Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : U_c : Périmètre du rectangle d'impacte

$$U_c = 2(u + v) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$q_u = 139.455 \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5}$$

$$q_u = 139.455 \frac{KN}{m^2} \leq 472.5 \frac{KN}{m^2}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u^{max} = \frac{q_u}{3 \times u} = \frac{139.455}{3 \times 1.05} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u^x = \frac{V_u^{max}}{b \times d_y} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.34 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \\ \tau_u^y = \frac{V_u^{max}}{b \times d_y} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.37 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \end{cases}$$

À l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Position	M_{ser} (KN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée xx	10.16	3.57	7545.75	4.81	15	Vérifiée
Travée yy	8.42	3.41	6324.56	4.54	15	Vérifiée
Appuis	5.98	3.06	5605.94	2.81	15	Vérifiée

Tableau II-49 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Position	$M_{ser} (KN.m)$	y(cm)	I(cm ⁴)	d(cm)	$\sigma_{st} (MPa)$	$\overline{\sigma_{st}} (MPa)$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$
Travée xx	10.16	3.57	7545.75	13	190.46	201.63	Vérifiée
Travée yy	8.42	3.41	6324.56	12	171.54	201.63	Vérifiée
Appuis	5.98	3.06	5605.94	13	158.97	201.63	Vérifiée

Tableau II-50 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.

Vérification de l'état limite de déformation :

Sens xx :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = 0.083 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) = 0.0425 \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0034 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens yy :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_y} = 0.067 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) = 0.0425 \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0038 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

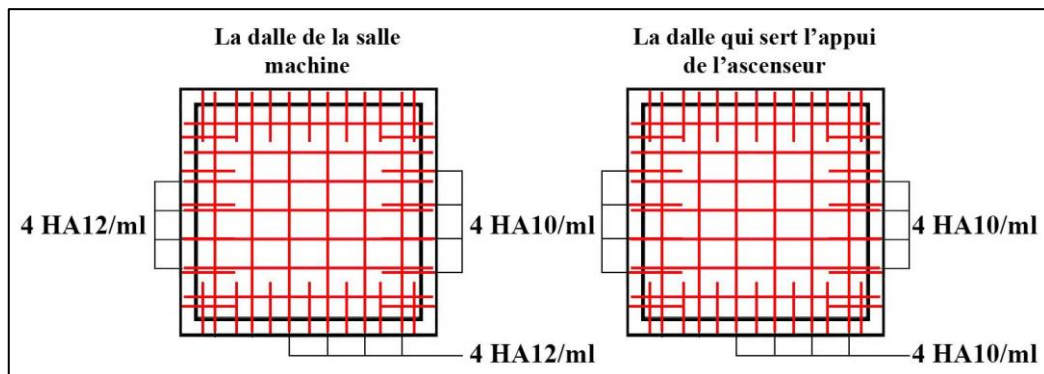


Figure II-43 : Schéma de ferraillage de la dalle de l'ascenseur.

II.2.4 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (f_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) voir **Figure II-44**.

II.2.4.1 Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée peu nuisible.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

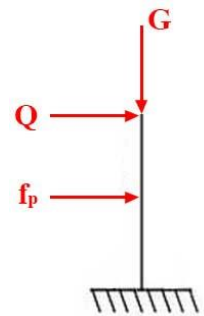


Figure II-44 : Schéma statique de l'acrotère.

II.2.4.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge verticale :

$$S_{acr} = (0.15 \times 0.6) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.1 \times 0.03}{2} = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$G_0 = 25 \times 0.085 = 2.4625 \text{ KN/m}$$

Poids propre de crépissage (enduit en ciment).

$$G_1 = 18[(0.015 + 0.015) \times 1\text{ml}] = 0.54 \text{ KN/m}$$

b) Charge horizontale (charge sismique) :

D'après le RPA 99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due aux séismes.

$$f_p = u \times A \times C_p \times w_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenue.

C_p : Facteur de force horizontale.

w_p : Poids de l'élément considéré.

$$\text{Zone IIa} \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ w_p = 3.0025 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad f_p = 1.44 \text{ KN}$$

II.2.4.3 Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section $G(x_G; y_G)$:

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{(0.6 \times 0.15) \times 0.075 + (0.1 \times 0.07) \times 0.2 + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2}\right) \times 0.183}{0.0985} = 0.085 \text{ m} \\ y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(0.6 \times 0.15) \times 0.3 + (0.1 \times 0.07) \times 0.535 + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2}\right) \times 0.58}{0.0985} = 0.321 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à

$$N_g = 3.0025 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 \times 1\text{ml} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{f_p} = f_p \times y_G = 1.44 \times 0.321 = 0.46 \text{ KN.m}$$

On résume les sollicitations dans le tableau suivant :

Sollicitation	ELU		ELS
	Accidentelle	Durable	
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	
N(KN)	3.0025	4.05	3.0025
M(KN.m)	1.06	0.9	0.6

Tableau II-51 : Les sollicitations dans l'acrotère.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1}{3.0025} = 0.35m \quad \text{et} \quad \frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 m$$

$e_0 > \frac{h}{6}$: Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée. Le calcul se fera par simulation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$. Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. On remplace l'excentricité réelle $e = \frac{M_u}{N_u}$ par une excentricité totale du calcul $e = e_0 + e_a + e_e$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_e : Excentricité due aux efforts de deuxième ordre, lié à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}; L : \text{Portée de l'élément}; L = 60 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h \times 10^4} = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.00576 m \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$\emptyset$: Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sans la charge considérée.

$$lf : \text{Longueur de flambement}; lf = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 m$$

$$\text{D'où : } e = 0.35 + 0.02 + 0.00576 = 0.37576 m$$

Les sollicitations de calcul devient :

$$M_u = N_u \times e = 4.05 \times 0.37576 = 1.52 \text{ KN.m}$$

II.2.4.4 Ferrailage de l'acrotère :

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

$$M_f = M_u + N_u(d - h/2) = 1.52 + 4.05 \times (0.12 - 0.15/2) = 1.70 \text{ KN.m}$$

On résume les calculs dans le tableau qui suit :

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Barres
1.70	0.00825	0.010	0.119	0.41	1.44	4 HA8

Tableau II-52 : La section d'acier dans l'acrotère.

II.2.4.5 Les vérifications nécessaires :

À l'ELU :

Vérification de cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (FN)

$$V_u = f_p + Q = 1.44 + 1 = 2.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d) = 2.44 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.02 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$ Pas de risque de cisaillement.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{choisi}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \quad \text{Choix : 4 HA6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

Armature principale : $St \leq (100/4) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : $St \leq (100/4) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'adhésion :

D'après le CBA93 on doit vérifier que $\tau_s < 0.6\psi_s^2 f_{t28}$

$$\tau_s = V_u / (0.9 \times d \times \sum \mu_i)$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres. $\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.043 \text{ cm}$

$$\tau_s = \frac{2.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 0.10043} = 0.225 \text{ MPa}$$

$$0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$\tau_s = 0.225 < 2.83 \text{ MPa}$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

À l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_s = 3.0025 \text{ KN}$; $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times y_{ser}}{\mu_t} ; \quad \sigma_s = \frac{N_s \times (d - y_{ser})}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression 'c' à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{3.0025} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) = 0.245 \text{ m}$$

$e_1 > d$: 'c' à l'extérieur de la section

$$c = 0.12 - 0.245 = -0.125 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A_s \times \frac{(d - h)^2}{b} = 0.0046 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A_s \times \frac{(d - h)}{b} = -0.0043 \text{ m}^3$$

$$(*) \Rightarrow y_c^3 + y_c = 0.038 \Rightarrow y_c = 0.31 \Rightarrow y_{ser} = 0.185 \text{ m}$$

$$\mu_t = b \times \frac{y^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.0025 \times 10^{-3} \times 0.185}{0.0135} = 0.041 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

II.2.4.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

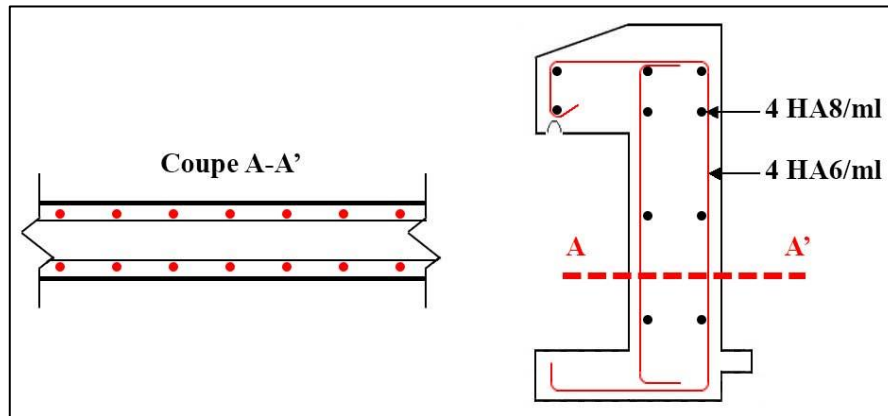


Figure II-45 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II-2-5 Etude de la poutre de chaînage :

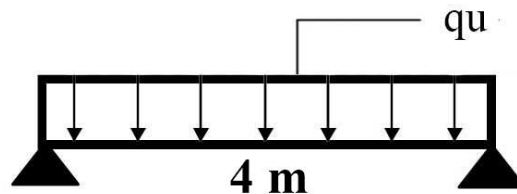


Figure II-46 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

II-2-5-1 Pré dimension de la poutre de chaînage :

D'après le RPA99V2003 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté

Dans notre cas, on va étudier la poutre qui reprend le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 30\text{cm} ; 15\text{cm}\right) \rightarrow h \geq 20\text{cm}$$

Condition de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 26.67\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

Exigence du RPA99V2003.

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 30\text{cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30\text{ cm}$$

II-2-5-2 Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

$$\text{Poids propre : } G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25\text{KN/ml}$$

$$\text{Poids de mur en double cloison : } G_0 = 2.76 \times (3.06 - 0.4) = 7.34\text{KN/ml}$$

Charge d'exploitation sur la poutre : la poutre reprend un mur en double cloison donc $Q=0\text{KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = 1.35(G_0 + G_m) = 1.35(2.25 + 7.34) = 12.95 \text{ KN/ml} \\ ELS: q_u = (G_0 + G_m) = 2.25 + 7.34 = 9.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$\text{Moment isostatique : } \begin{cases} ELU: M_{ou} = \frac{q_u l^2}{8} = 25.9 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{os} = \frac{q_s l^2}{8} = 19.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} ELU: M_{tu} = 0.85 M_{ou} = 22.02 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0.85 M_{os} = 16.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } \begin{cases} ELU: M_{au} = -0.4 M_{ou} = -10.36 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -0.4 M_{os} = -7.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = q_u l/2 = 25.9 \text{ KN}$$

II-2-5-3 Calcul la section d'armature.

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	pivot	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travée	22.02	0.069	A	0.085	0.270	2.34	0.98	3 HA10
En appuis	-10.36	0.031	A	0.039	0.276	1.08	0.98	3 HA10

Tableau II-53 : La section d'acier dans la poutre de chaînage.

Armature transversale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.9 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.31 \text{ MPa}$$

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcule A^{trans}

$$\begin{cases} A^{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \rightarrow A^{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A^{trans} \geq \frac{0.4 \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\emptyset_8 \rightarrow A^{trans} = 2.01 \text{ cm}^2$

II-2-5-4 Les vérifications nécessaires :

À L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Pas de risque de rupture par cisaillement

À L'ELS :

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi-portée)

Les résultats suivants obtenus sont résumés dans les deux tableaux suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	$y(cm)$	$I(cm^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
En travée	16.30	7.03	19041.12	6.02	15	Vérifié
En appuis	7.67	7.03	19041.12	2.83	15	Vérifié

Tableau II-54 : Vérification des contraintes.

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} h > \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l & \rightarrow h = 30 \text{ cm} < 34 \text{ cm} & \text{non verifier} \\ A < 4.2 \times b \times \frac{d}{f_e} & \rightarrow 8.36 \text{ cm}^2 < 8.51 \text{ cm}^2 & \text{verifier} \\ L < 8m & \rightarrow 4r < 8m & \text{verifier} \end{cases}$$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Observation
6.43	1.98	7.32	2.85	8.92	8	vérifié

Tableau II-55 : Vérification de la flèche.

L'état limite de déformation n'est pas vérifié, alors on doit calculer les armatures à l'ELS tel que :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\overline{\sigma_s}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\overline{\sigma_s}}$$

On résume les résultats dans le tableau qui suit :

Position	$M_s(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	α	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{adopté}(cm^2)$
Travée	16.30	0.21	0.241	4.12	4 HA12 = 4.52
Appui	7.67	0.16	0.18	2.26	3 HA10 = 2.36

Tableau II-56 : La section d'armature à l'ELS.

II-2-5-5 Schéma de ferrailage :

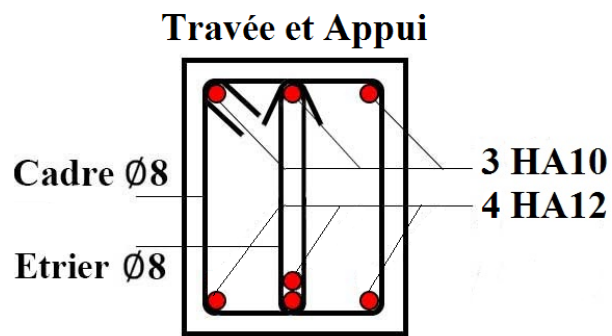


Figure II-47 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Introduction

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes.

Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face à des charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement.

L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

III.1 Méthodes de calcul utilisées :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

III.1.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamiques de la force sismique est remplacées par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximale) que la force dynamique réelle, l'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaine conditions définit par **(RPA99V2003)**.

D'après notre cas, la condition de régularité en élévation n'est pas satisfaite. De plus la hauteur de la structure (zone II a, groupe d'usage) est supérieure à 23 mètre donc la Méthode statique équivalente n'est pas applicable **(RPA99V2003 Art 4.1.2)**.

III.1.2 Méthode dynamique :

Qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc celle qui nous convient c'est la méthode modale spectrale.

III.2 Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$V_{st} = A \times D \times Q \times W / R$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de la structure étudiée.

- $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tableau 4.1 RPA99V2003)}$
- Construction mixte voile / portique avec interaction. $R = 5$ (Tableau 4.3 RPA99V2003)
- $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Obs	P_q/xx	Obs	P_q/yy
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

- $W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 \text{ pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \text{ (Tableau 4.5 RPA99V2003)}$

$W = 21460.02 \text{ KN}$

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Formule 4.2 RPA99.}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7 \quad \text{Formule 4.3 RPA99V2003.}$$

ε : Est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte d'où $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

$$\text{Donc } \eta = 0.816$$

$$\text{On a un site ferme } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.7 RPA99V2003.}$$

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte donc

$$T = \min(C_T \times H^{3/4}; 0.09H/\sqrt{L}) \quad \text{Formule 4.6 et 4.7 RPA99V2003.}$$

$H = 27.54 \text{ m}$: Hauteur totale de la structure

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment. **Tableau 4.6 RPA99.**

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions. $\begin{cases} L_x = 24.36 \text{ m} \\ L_y = 13.05 \text{ m} \end{cases}$

$$\begin{cases} T_x^{st} = \min\left(0.05 \times 27.54; 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{24.36}}\right) = \min(1.38s; 0.50s) = 0.50s \\ T_y^{st} = \min\left(0.05 \times 27.54; 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{13.05}}\right) = \min(1.38s; 0.69s) = 0.69s \end{cases}$$

$$\text{Se qui donne pour les deux sens } D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.758 \\ D_y = 1.418 \end{cases}$$

$$\text{La force sismique totale à la base de la structure est : } \begin{cases} V_x^{st} = 1301.57 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1049.84 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de la résultante sismique en se référent a **(Art 4.3.6 du RPA99V2003)** et résumer dans le tab suivant :

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \cdot V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	968.32	1301.57	1041.26	Non vérifiée
Sens Y-Y	526.92	1049.84	839.88	Non vérifiée

Tableau III.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

La condition n'est pas vérifier dans les deux sens alors on doit augmenter tout les paramètre de la réponse (forces, déplacement ,moments,...) dans le rapport $0.8 V_{st}/V_{dyn}$

III.2.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire du calcul est donné par l'expression suivante :

$$S_a/g \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25 \times A \times 2.5\eta \frac{Q}{R} & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25 \times A \times 2.5\eta \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 1.25 \times A \times 2.5\eta \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

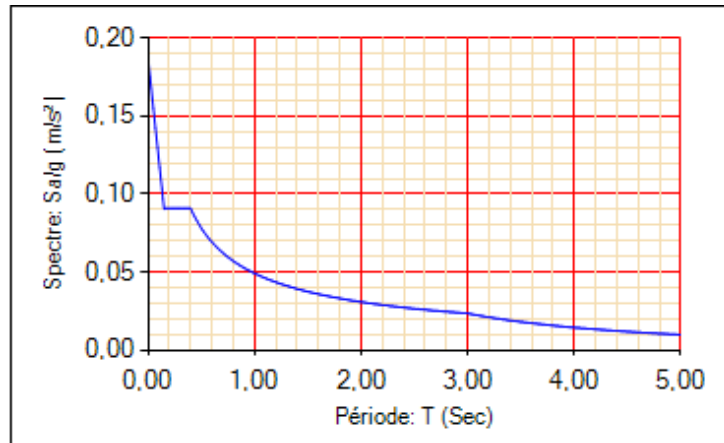


Figure III.1 : Spectre de réponse.

III.2.2 Résultat obtenus :

Après la modélisation de notre structure avec **ETABS 2016**, nous avons obtenu les résultats suivants :

III.2.3 Disposition des voiles de contreventement :

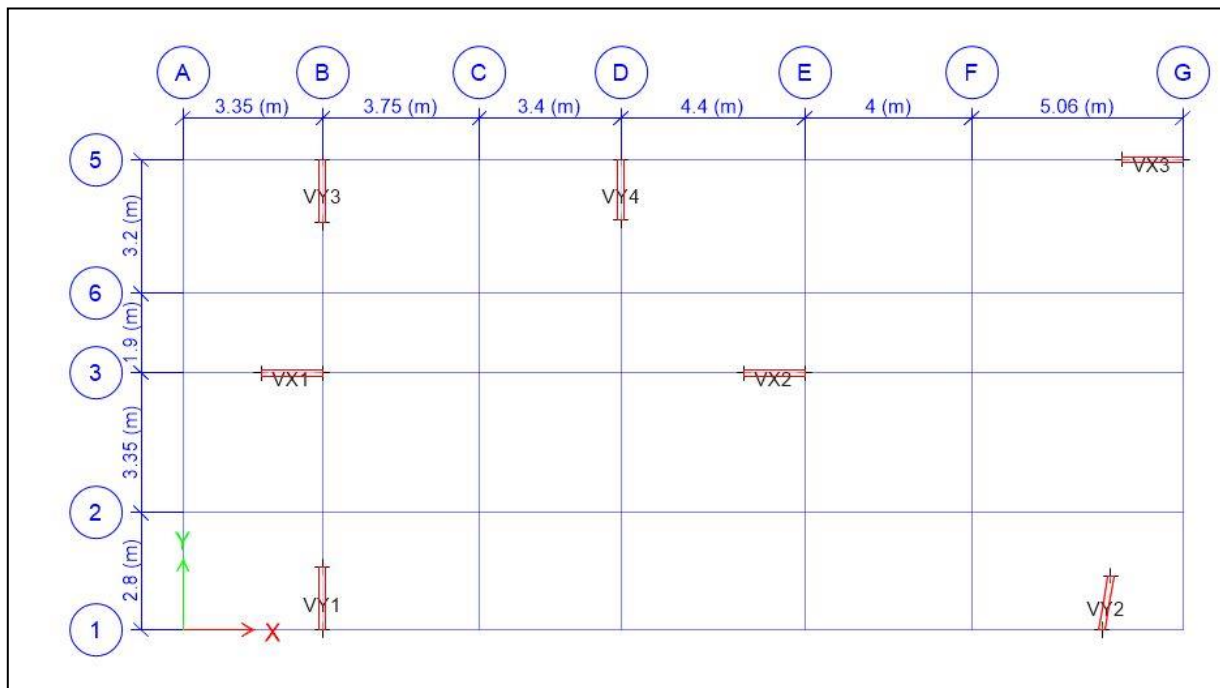


Figure III.2 : Disposition des voiles de contreventement.

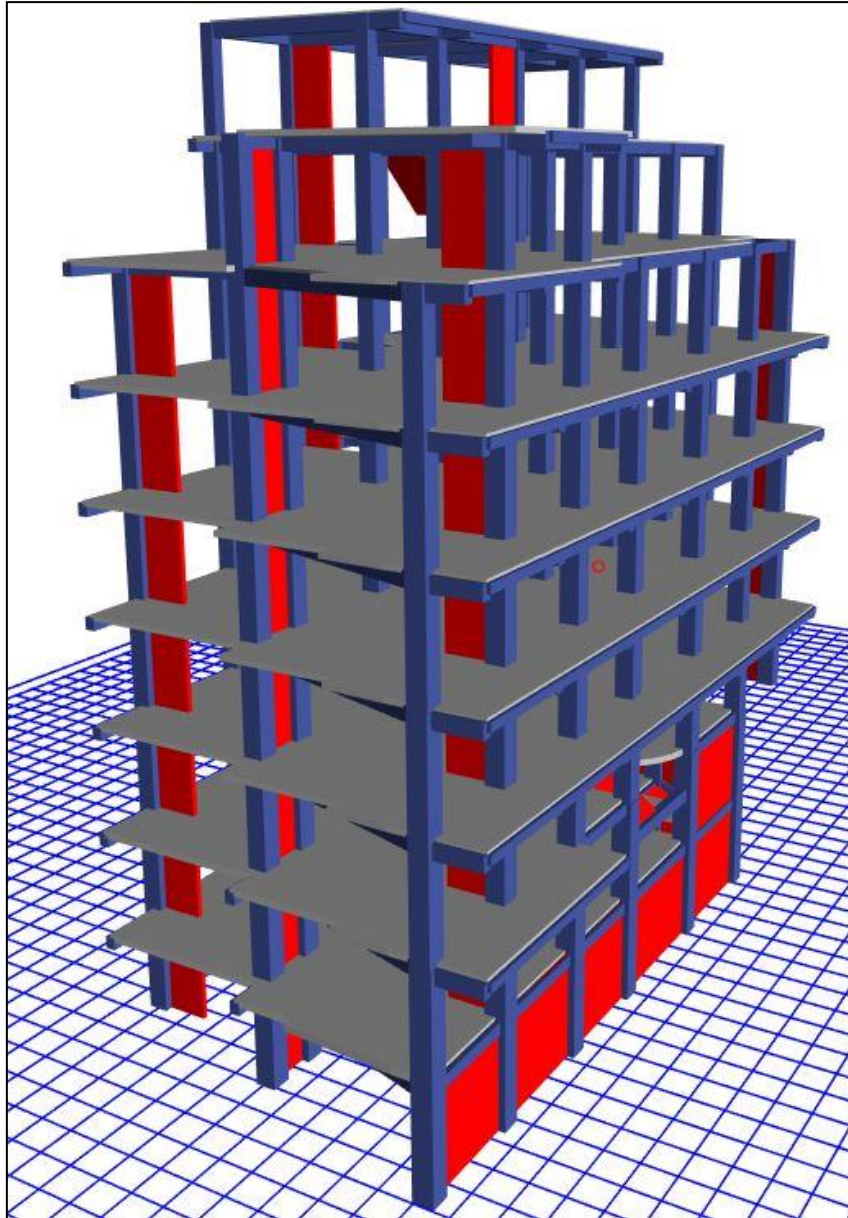


Figure III.3 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP200 V15.

Remarque :

Le comportement de la structure (disposition des voiles des contreventements) est obtenu en touchant un peu à l'architecture des plans (Voir plan de la structure).

III.2.4 Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment, La somme de ces coefficient représente la quantité d'énergie totale aussi absorbé par la structure.

Les différents modes de vibrations ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau qui suit :

Mode	Période (s)	(%) de la masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
1	0,643	0,0212	0,4657	0,0212	0,4657
2	0,577	0,5712	0,009	0,5924	0,4747
3	0,466	0,0037	0,1599	0,5961	0,6346
4	0,206	0,0006	0,1167	0,5967	0,7512
5	0,188	0,1064	0,0014	0,7031	0,7526
6	0,178	0,0065	0,0016	0,7096	0,7543
7	0,157	0,00001021	0,0001	0,7096	0,7543
8	0,112	0,0001	0,0572	0,7097	0,8115
9	0,11	0,0169	0,0114	0,7266	0,8229
10	0,096	0,0504	0,0001	0,777	0,823
11	0,076	0,0053	0,0114	0,7823	0,8343
12	0,07	0,0131	0,0316	0,7954	0,8659
13	0,061	0,0431	0,0002	0,8385	0,8661
14	0,053	0,0066	0,0062	0,845	0,8722
15	0,05	0,0001	0,00003868	0,8451	0,8723
16	0,049	0,0097	0,0193	0,8548	0,8915
17	0,045	0,0394	0,0023	0,8942	0,8939
18	0,039	0,0097	0,0075	0,9039	0,9014

Tableau III.3 : Période et taux de participation massique de la structure.

Interprétation des résultats obtenus :

Les périodes numériques obtenus par l'ETABS 2016, dans les deux premiers modes sont inférieur à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99V2003 Art 4.2.4**).

Période majorée 30% :
$$\begin{cases} T_x^{st} = 0.65s \\ T_y^{st} = 0.90s \end{cases}$$

Nous avons obtenu les modes de vibrations suivants :

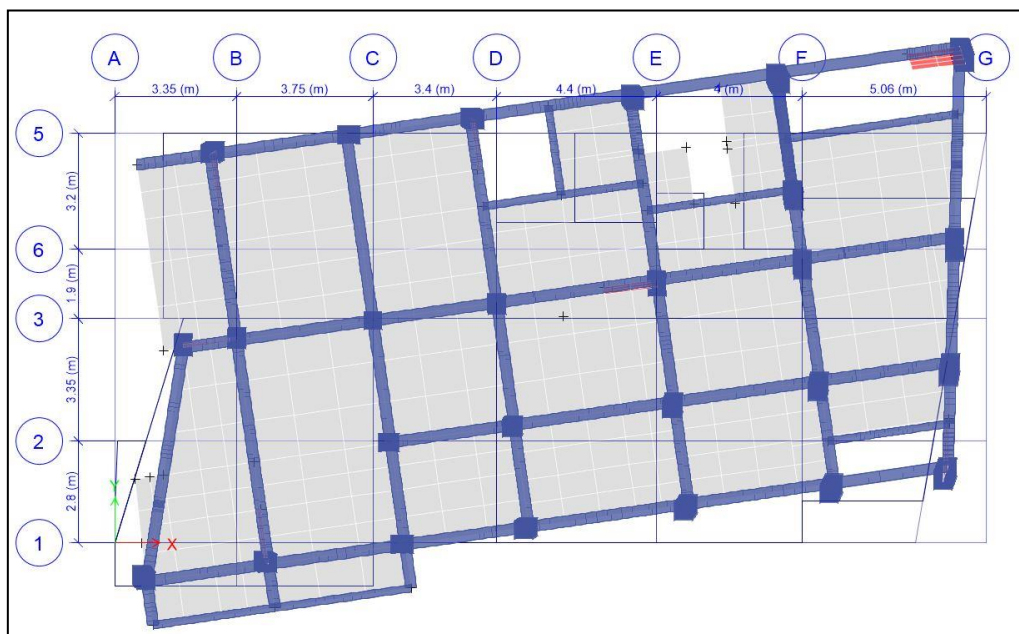


Figure III.4 : Mode 1 (Rotation suivant l'axe X-X).

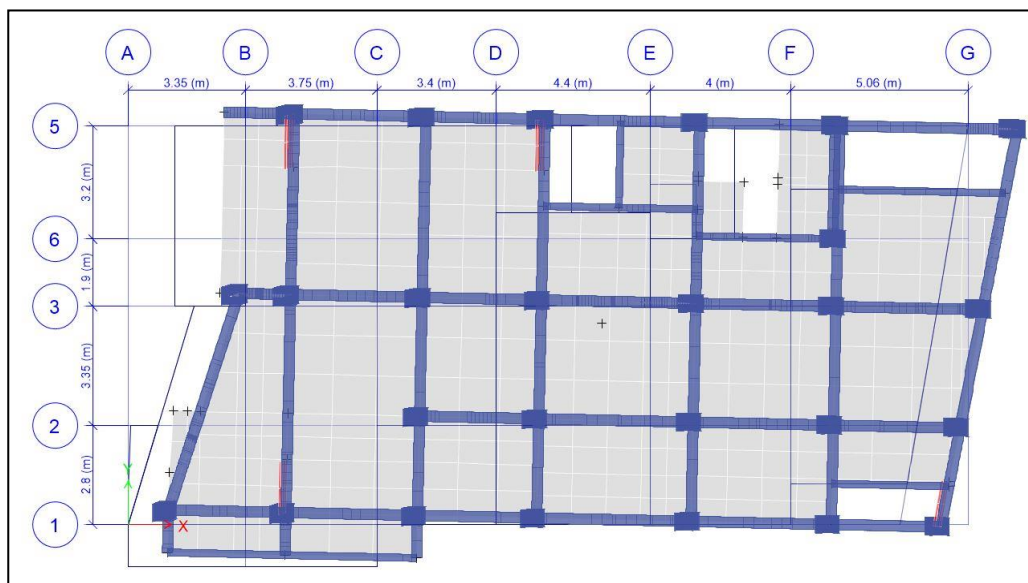


Figure III.5 : Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).

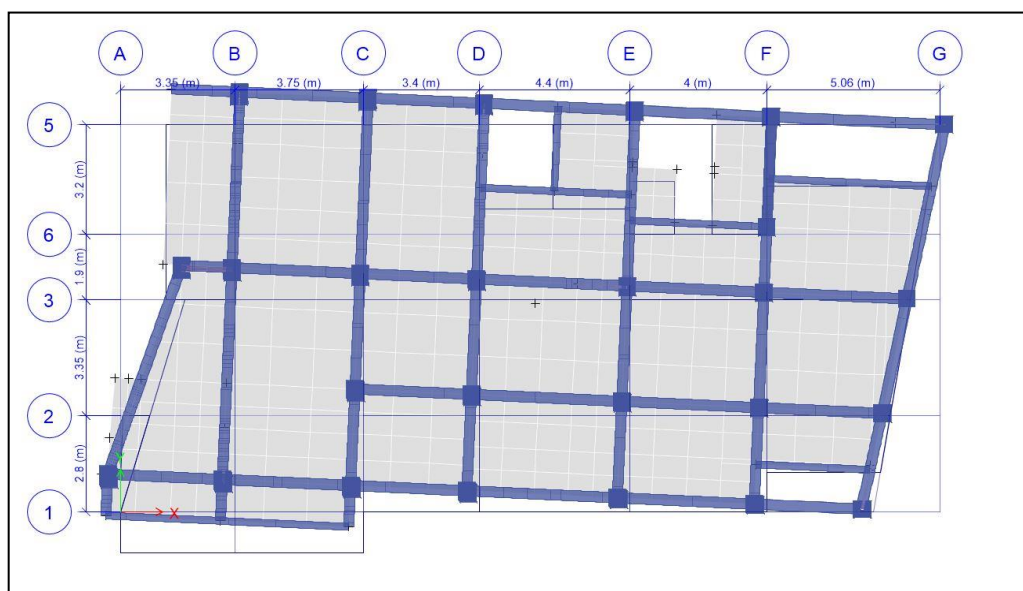


Figure III.6 : Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

III.3 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences de RPA99V2003 :

III.3.1 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

III.3.1.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sole 2	-13508.9731	-2323.7672	85.32302586	14.67697414

Tableau III.4 : Interactions sous charge vertical.

III.3.1.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
6	111.23	57.98	84.80	46.85	65.74	34.26	64.42	35.58
5	236.71	60.14	210.18	39.04	79.74	20.26	84.34	15.66
4	366.10	92.45	243.79	99.93	79.84	20.16	70.93	29.07
3	486.68	144.48	336.49	130.63	77.11	22.89	72.04	27.96
2	538.29	227.78	383.29	188.12	70.27	29.73	67.08	32.92
1	603.64	277.94	416.99	240.79	68.47	31.53	63.39	36.61
RDC	654.71	330.74	542.93	254.07	66.44	33.56	68.12	31.88
E.S.1	62.11	175.97	164.18	60.27	26.09	73.91	73.15	26.85
E.S.2	89.12	60.99	195.55	84.14	59.37	40.63	69.92	30.08

Tableau III.5 : Interaction sous charge horizontal.

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

III.3.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que :

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
6	40	40	1600	160.1154	0.040	Vérifiée
5	50	50	2500	177.0029	0.028	Vérifiée
4	50	50	2500	284.1458	0.045	Vérifiée
3	55	55	3025	412.0451	0.054	Vérifiée
2	55	55	3025	556.1452	0.074	Vérifiée
1	55	60	3300	819.2506	0.099	Vérifiée
RDC	55	60	3300	1063.0731	0.129	Vérifiée
E.S.1	60	60	3600	1262.7071	0.140	Vérifiée
E.S.2	60	60	3600	614.1181	0.068	Vérifiée

Tableau III.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit dans tous les niveaux est vérifiée.

III.3.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

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 : **RPA99V2003 (Art 5.10)**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
E.S.2	306	0.008	0.04	0	0.04	0.0001	0.037	0.186	0	0.186	0.0006
E.S.1	306	0.032	0.163	0.04	0.123	0.0004	0.144	0.722	0.186	0.536	0.0017
RDC	306	0.127	0.635	0.163	0.472	0.0015	0.337	1.685	0.722	0.963	0.0031
1	306	0.278	1.393	0.635	0.757	0.0024	0.584	2.922	1.685	1.237	0.0040
2	306	0.448	2.244	1.393	0.851	0.0027	0.838	4.193	2.922	1.270	0.0041
3	306	0.614	3.072	2.244	0.827	0.0027	1.072	5.364	4.193	1.171	0.0038
4	306	0.764	3.822	3.072	0.75	0.0024	1.120	5.603	5.364	0.239	0.0007
5	306	0.911	4.559	3.822	0.737	0.0024	1.278	6.392	5.603	0.789	0.0025
6	306	1.018	5.091	4.559	0.531	0.0017	1.324	6.622	6.392	0.23	0.0007

Tableau III.7 : Vérification des déplacements relatifs.

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.3.4 Justification vis à vis de l'effet P-Delta :

Selon le **RPA99V2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (cm)	P_K (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ
E.S.2	306	19601.042	0.04	563.251	0.005	0.1865	763.403	0.016
E.S.1	306	16892.968	0.123	528.844	0.013	0.536	741.652	0.040
RDC	306	16229.447	0.4725	985.965	0.025	0.963	789.043	0.065
1	306	13444.866	0.7575	925.681	0.036	1.237	724.999	0.075
2	306	10665.419	0.8515	826.644	0.036	1.2705	639.002	0.069
3	306	7937.855	0.8275	690.328	0.031	1.171	528.215	0.058
4	306	5197.989	0.75	513.212	0.025	0.239	392.244	0.010
5	306	2783.874	0.7375	321.270	0.021	0.7895	248.038	0.029
6	306	987.967	0.5315	157.937	0.011	0.23	126.396	0.006

Tableau III.8 : Vérification de l'effet P- Δ .

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

Conclusion :

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.

Introduction :

La stabilité et la résistance d'une structure est basé sur les éléments principaux (poutre, poteaux et voile), pour cela ces dernier doivent être dimensionnés, ferrailler ainsi que disposé pour qu'ils puissent prendre toutes les charges.

D'après la modélisation on a pu tirer les résultats les plus défavorables avec les combinaisons d'action données par le **RPA99V2003** comme suit :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ Accidentelle}$

IV.1 Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables. Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} N^{max} \rightarrow M^{cor} & \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{cor} & \rightarrow A_2 \rightarrow A^{cal} = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N^{min} \rightarrow M^{cor} & \rightarrow A_3 \end{array} \right.$$

IV.1.1 Recommandation :

Armature longitudinales :

D'après le **RPA99V2003 Art 7.4.2** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droits et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique en zone II a est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante)
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement)
- $\emptyset_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\emptyset$ La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteaux ne doit pas dépasser 25 cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, on dehors des zone nodale (critique)
- La zone nodale est définie par l' et h'

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_2}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{array} \right.$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

h : Hauteur de la poutre

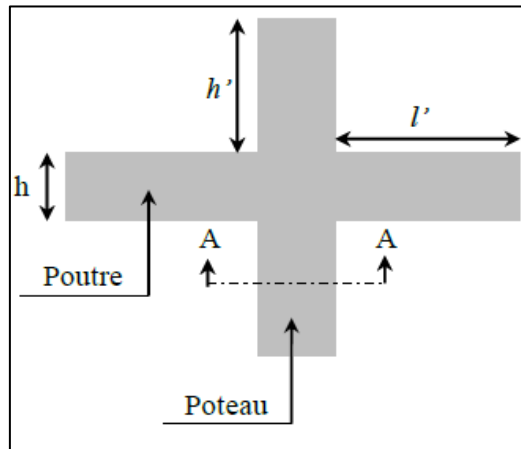


Figure IV.1 : La zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99V2003** concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sections (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone recouvrement
E.S.2 et E.S.1	60×60	28.8	144	216
RDC et 1^{er} étage	60×55	26.4	132	198
2^{eme} et 3^{eme} étage	55×55	24.2	121	181.5
4^{eme} et 5^{eme} étage	50×50	20	100	150
6^{eme} étage	40×40	12.8	64	96

Tableau IV.1 : Armature longitudinale minimale et maximale dans les poteaux.

Armature transversale :

La section des armatures transversale est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 & \rho = 2.5 \\ \text{si } \lambda_g < 5 & \rho = 3.75 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t), tout en respectant les condition suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En zone nodale } t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) \\ \text{En zone courante } t \leq 15\phi_l^{min} \end{array} \right\} \text{ En zone II a}$$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t^{min}$

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

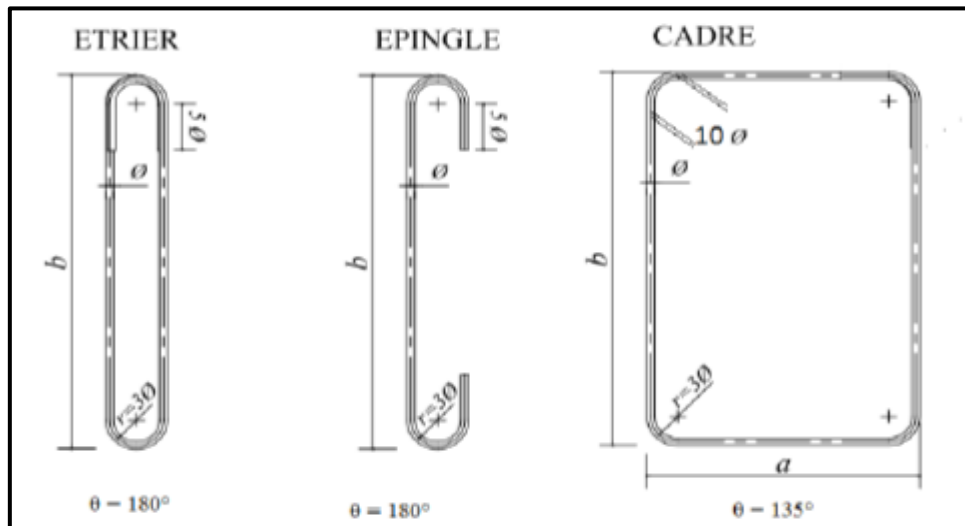


Figure IV.2 : Encrenage des armatures transversales.

IV.1.2 Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons, les plus défavorable sont tiré directement de l'ETABS 2016, les résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
E.S.2 et E.S.1	1522.62	8.09	-172.80	-31.66	933.37	60.49
RDC et 1 ^{er} étage	1260.37	-29.13	-617.77	-126.67	971.05	159.01
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	851.81	-37.34	4.95	-26.30	584.54	59.31
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	477.98	-6.03	73.32	-13.35	193.48	-50.90
6 ^{eme} étage	213.91	21.13	-57.14	-3.56	93.14	-42.17

Tableau IV.2 : Sollicitations dans les poteaux.

IV.1.3 Calcul du ferrailage :

Ferrailage longitudinale

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu nuisible ($e = 3\text{cm}$)
- Calcul en flexion composé
- Calcul selon BAEL 99

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux de 6^{eme} étage

➤ **Première sollicitation :**

$$\text{Soit : } N_u^{max} = 213.91 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u^{cor} = 21.13 \text{ KN.m} \quad (ELU)$$

$$b = h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{21.13}{213.91} = 0.099 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.2 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N_u de compression et c à l'intérieur de la section :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 21.13 + 213.91 \times \left(0.37 - \frac{0.4}{2} \right) = 57.49 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_u = 213.91 \times (0.37 - 0.03) - 21.13 = 51.60 \text{ KN.m}$$

$$(0.37h - 0.81d')bh f_{bu} = [0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03] \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^{-3} = 251.056 \text{ KN.m}$$

On $N_u(d - d') - M_u < (0.37h - 0.81d')bh f_{bu} \rightarrow$ **Section partiellement comprimé**

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{57.49 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.3^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.096$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36 \text{ m}$$

$$A^1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 4.64 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_l^1 = A^1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 4.64 - \frac{213.91 \times 10^{-3}}{348} = -0.61 \text{ cm}^2 \rightarrow A_l^1 = 0$$

➤ **Deuxième sollicitation :**

$$\text{Soit : } N_u^{min} = -57.14 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u^{cor} = 3.56 \quad (0.8G + E_{yy})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{3.56}{57.14} = 0.06 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.2 \text{ m}$$

N_u de la traction c à l'intérieur de la section $\rightarrow$ **Section entièrement tendue**

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left(\frac{40}{2} - 3 \right) + 6.23 = 23.23 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (37 - 3) - 23.23 = 10.77 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_1}{f_{510(d-d')}} = \frac{57.14 \times 10^{-3} \times 0.2323}{400(0.37 - 0.03)} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_2}{f_{510 \times (d-d')}} = \frac{57.14 \times 10^{-3} \times 0.1077}{400(0.37 - 0.03)} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Tel que : $f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{BAEL}^{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{40^2 \times 2.1}{400} = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 0.98 + 0.45 = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow A_l^2 = 1.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Troisième sollicitation :**

Soit : $N_u^{cor} = 93.14 \text{ KN}$ et $M_u^{max} = 42.17 \text{ KN.m}$ (G+Q+E_{yy}).

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{42.17}{93.14} = 0.45 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.2 \text{ m}$$

N_u de compression et e on dehors de la section → **Section partiellement comprimé**

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 42.17 + 93.14 \left(0.37 - \frac{0.4}{2} \right) = 58.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.057 \quad \text{tel que :} \quad f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.074$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \times 0.36 \text{ m}$$

$$A^3 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_l^3 = A^3 - \frac{N}{f_{st}} = 4.04 - \frac{93.14 \times 10^{-3}}{400} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Le poteau sera alors ferrailé avec :

$$\max (A_l^1; A_l^2; A_l^3; A_{RPA}^{min}/4) = \max (0; 1.43; 1.71; 12.8/4) = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{face}.$$

Calcul de ferrailage des différents poteaux a été mené de la même manière les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Armatures longitudinales :

Niveau	Sections (m)	Type de section	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Nombre de barres	$A^{adopté}$ (cm ²)
6 ^{ème} étage	40×40	SPC	1.71	12.8	4 HA16 + 4 HA14	14.2
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	SPC	1.79	20	4 HA16 + 8 HA14	20.36
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	55×55	SPC	2.24	24.13	16 HA14	24.63
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	SPC	2.52	26.4	12 HA14 + 4 HA16	26.51
E.S.2 et E.S.1	60×60	SPC	2.48	28.8	12 HA16 + 4 HA20	31.04

Tableau IV.3 : Ferrailage longitudinale des poteaux.

Armatures transversales :

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux de l'étage 6 :

$$A^{adopté} = 4\text{HA16} + 4\text{HA14} = 14.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $\phi_l^{min} = 1.4 \text{ cm}$ et $lf = 1.862 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{1.862}{0.4} = 4.66 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

D'après la recommandation de RPA l'espacement (t) est pris égal à :

Zone nodale : $t^{nodale} \leq \min(10 \phi_l^{min} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow t \leq \min(14 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$

On adoptera alors : $t^{nodale} = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $t^{nodale} \leq 15 \phi_l^{min} \rightarrow t \leq 21 \text{ cm}$

On adoptera alors : $t^{courant} = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u^{max}}{b \times f_e} \times t^{max} \rightarrow A_t = \frac{3.75 \times 35.47 \times 10^{-3}}{0.4 \times 400} \times 0.15 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$3 \leq \lambda_g = 4.66 \leq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.52 \% (t \times b)$$

$$A_t^{min} = \frac{0.52 \times 0.15 \times 0.4}{100} \rightarrow A_t^{min} = 3.12 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveau	ϕ_l^{min} (m)	lf(m)	λ_g	V^{max} (KN)	t^{nodal} (cm)	$t^{courant}$ (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)
6 ^{ème} étage	1.4	1.862	4.66	35.47	10	15	1.25	3.12	4 HA10
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1.4	1.862	3.72	38.96	10	15	1.10	4.84	6 HA10
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	1.4	1.862	3.39	43.92	10	15	1.12	5.84	8 HA10
RDC et 1 ^{er} étage	1.4	1.862	3.39	100.92	10	15	2.58	5.84	8 HA10
E.S.2 et E.S.1	1.6	1.862	3.10	60.93	10	15	1.43	6.97	4 HA12 + 4 HA10

Tableau IV.4 : Armatures transversales dans les poteaux aux différents niveaux.

D'après le code de béton armé (CBA93 Art7), le diamètre des armatures transversale doit être comme suit $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$ c'est vérifier

IV.1.4 Vérifications nécessaires :

a) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composé pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis -à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq b_r^{calculé} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

Avec : $B_r = (b - 2)(h - 2)$: Section réduite de la vérification des poteaux au flambement va faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre 2.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	N_u (KN)	i (m)	λ_g	α	$B_r \geq B_r^{calculé}$		Observation
					B_r	$B_r^{calculé}$	
6 ^{ème} étage	213.91	0.1155	18.55	0.805	0.1444	0.0177	Vérifié
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	477.98	0.1443	14.84	0.820	0.2304	0.0257	Vérifié
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	851.81	0.1588	13.49	0.825	0.2809	0.0456	Vérifié
RDC et 1 ^{er} étage	1260.37	0.1588	13.49	0.825	0.3074	0.0675	Vérifié
E.S.2 et E.S.1	1522.62	0.1732	12.37	0.829	0.3364	0.0811	Vérifié

Tableau IV.5 : Vérification au flambement.

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad ; \quad \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \quad ; \quad \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$ Section homogène.

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A' \times (V - d')^2 + 15A \times (d - V)^2$$

$$V = \frac{1}{s} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

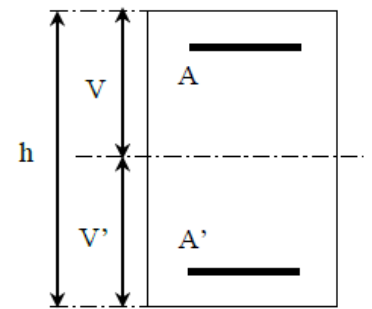


Figure IV.3 : Section de poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	6 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	RDC et 1 ^{er} étage	E.S.2 et E.S.1
Section (cm ²)	40×40	50×50	55×55	55×60	60×60
d(cm)	37	47	52	57	57
A(cm ²)	14.2	20.36	24.63	26.51	31.04
V(cm)	22.00	27.39	30.20	32.90	33.05
V'(cm)	18.00	22.61	24.80	27.10	26.91
$I_{yy}(\text{cm}^4) \times 10^{-3}$	2.677	0.1732	12.37	12.487	13.80
N^{ser} (MN)	0.15672	0.034908	0.62062	0.91789	1.1116
M^{ser} (MN.m)	0.03498	0.038	0.02812	0.0116	0.0374
M_G^{ser} (MN.m)	0.038	0.046	0.045	0.058	0.076
σ_{bc1} (MPa)	4.10	3.33	3.47	4.31	4.83
σ_{bc2} (MPa)	3.53	2.99	3.21	4.04	4.45
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau IV.6 : Vérification des contraintes.

c) Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le **RPA99V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	lf(m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$	Obs
6 ^{ème} étage	40×40	1.862	4.66	0.04	37	35.47	0.24	1.00	Vérifié
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	1.862	3.72	0.04	47	38.96	0.17	1.00	Vérifié
3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	55×55	1.862	3.39	0.04	52	43.92	0.15	1.00	Vérifié
RDC et 1 ^{er} étage	55×60	1.862	3.39	0.04	57	100.92	0.0.32	1.00	Vérifié
E.S.2 et E.S.1	60×60	1.862	3.10	0.04	57	60.49	0.18	1.00	Vérifié

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

d) Détermination de la zone nodale :

Pour des raison de sécurité, il vaut mieux d'évité les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zone critiques).

Niveau		6 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	RDC et 1 ^{er} étage	E.S.2 et E.S.1
Section (cm ²)		40×40	50×50	55×55	55×60	60×60
L'(m)	P.P	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70
L(m)	Poteau	60	60	60	60	60

Tableau IV.8 : Les longueurs de la zone nodale.

e) Disposition constructives :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Longueur des crochets : $10 \times \emptyset_l^{min} = 10 \times 14 = 14 \text{ cm}$

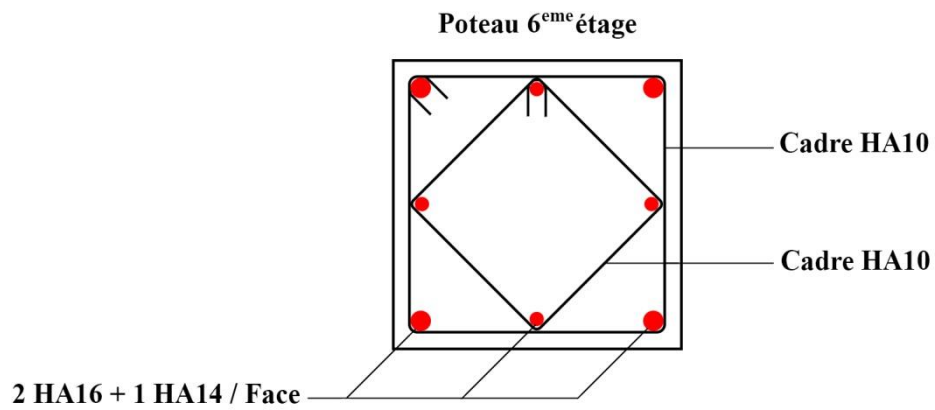
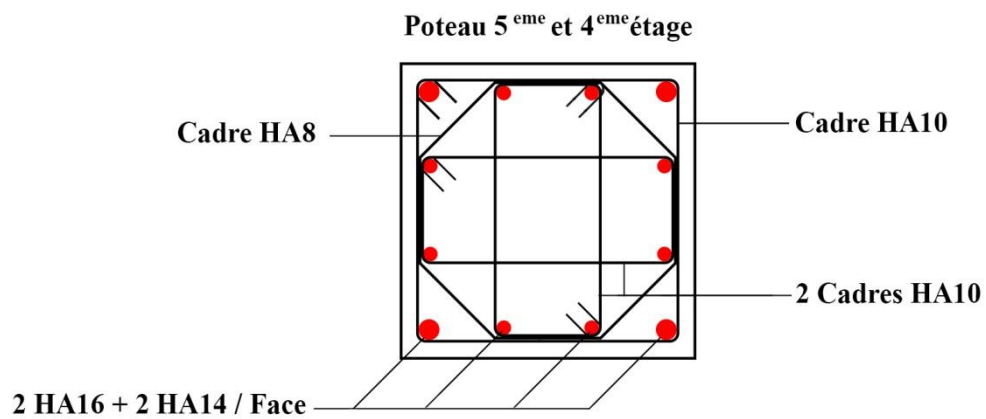
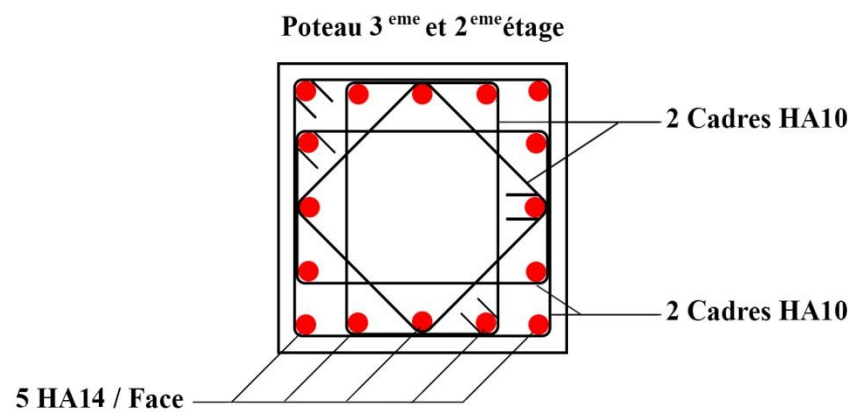
Longueur de recouvrement : $l_x \geq 40 \times \emptyset$

Pour $\emptyset=20\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$

Pour $\emptyset=16\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

Pour $\emptyset=14\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

IV.1.5 schémas de ferrailage :

Figure IV.4 : Schéma de ferrailage du poteau 6^{ème} étage.Figure IV.5 : Schéma de ferrailage du poteau 5^{ème} et 4^{ème} étage.Figure IV.6 : Schéma de ferrailage du poteau 3^{ème} et 2^{ème} étage.

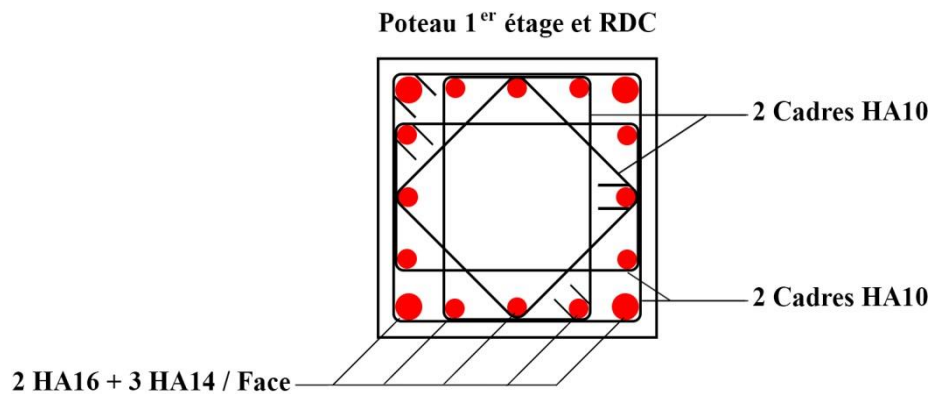


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage du poteau 1^{er} étage et RDC.

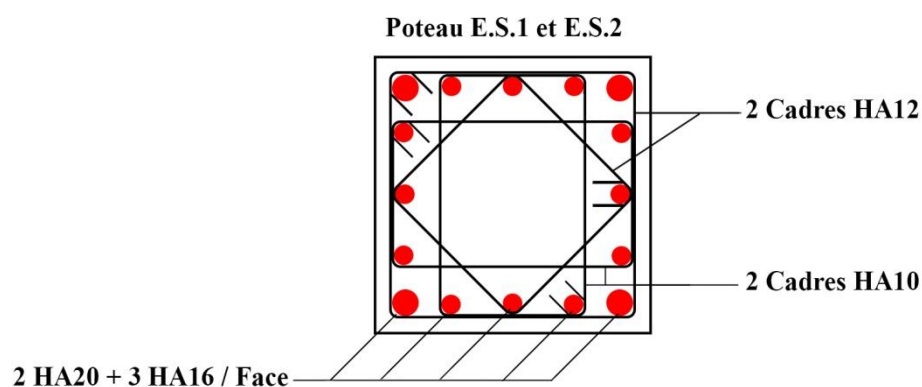


Figure IV.8 : Schéma de ferrailage du poteau E.S.1 et E.S.2.

IV.2 Etude des poutres :

Les poutres sont calculé en flexion simple sous l'action des sollicitons les plus défavorables (moment fléchissant et effort tranchant).

IV.2.1 Recommandations :

Armature longitudinales :

D'après l'**RPA99V2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % de section du béton en toute section
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$ en zone II a.
- Les poutres supporte des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au non égale à la moitié de la section en appui.

Armature transversale :

D'après l'RPA 99V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $0.3 \% St \times h$

Avec St : espacement maximal entre les armatures transversales déterminées comme suit :

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \varnothing_l) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq h/2 \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque :

La valeur du diamètre $\varnothing_l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé dans le cas d'une section en travée avec armature comprimé. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nus d'appuis ou de l'encastrement.

IV.2.2 Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations du calcul sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$V(KN)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$V(KN)$
6 ^{ème} étage	56.28	-59.15	-76.34	19.11	-28.70	-29.80
5 ^{ème} étage	37.27	-71.03	-70.75	24.53	-34.16	32.58
E.S.1 ~ 4 ^{ème} étage	82.30	-96.23	212.77	35.54	-44.19	36.73
E.S.2	50.52	-38.32	82.62	13.70	-21.18	27.71

Tableau IV.9 : Les sollicitations dans les poutres.

IV.2.3 Calcul de ferrailage :**IV.2.3.1 Calcul des armatures longitudinales :****Exemple de calcul :**

Poutre principale de l'étage 6 :

$$M_t = 56.28 \text{ KN.m} \quad \text{Combinaison (ELU).}$$

$$M_a = -59.15 \text{ KN.m} \quad \text{Combinaison (G+Q+E).}$$

$$b \times h = 30 \times 40 (\text{cm}^2) \quad d = 37 \text{ cm}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56.28 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.0965 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.127 \quad ; \quad z = 0.351 \quad ; \quad A_t = (56.28 \times 10^{-3}) / (0.351 \times 348) = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_t = 3 \text{ HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{59.15 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.078 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.102 \quad ; \quad z = 0.355 \quad ; \quad A_t = (59.15 \times 10^{-3}) / (0.355 \times 348) = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_t = 6 \text{ HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0.5\%(b \times h) = \frac{0.5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans toute la section :

$$\text{En travée : } 3 \text{ HA14} + 3 \text{ HA10} = 6.98 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } 3 \text{ HA14} + 6 \text{ HA10} = 9.33 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des différents poutres s'est fait de la même manière que l'exemple précédent, les résultats sont présenter sur les tableaux suivants :

Niveau		6 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	Entre sol 1 ~ 4 ^{eme} étage	Entre sol 2
En travée	$M_t (KN.m)$	56.28	37.27	82.30	50.52
	$A_t^{cal} (\text{cm}^2)$	4.61	2.99	6.92	4.11
	$A_t^{choisit} (\text{cm}^2)$	6HA10	3HA12	3HA14+3HA10	6HA10
En appuis	$M_a (KN.m)$	-59.15	-71.03	-96.23	-38.32
	$A_a^{cal} (\text{cm}^2)$	4.16	5.05	6.98	2.66
	$A_a^{choisit} (\text{cm}^2)$	6HA10	3HA12+3HA10	3HA14+3HA10	3HA12+3HA10
$A_{travée}^{total} / \text{Section} (\text{cm}^2)$		7.07	6.79	9.33	8.10
$A_{appui}^{total} / \text{Section} (\text{cm}^2)$		7.07	9.15	9.33	8.10
$A^{min} (\text{cm}^2)$		6	6	6	6
$A_{travée}^{total} > A^{min}$		Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$A_{appui}^{total} > A^{min}$		Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$A_t^{choisit} > A_a^{choisit} / 2$		Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau IV.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Calcul la longueur des chapeaux L_{ch} :

On a $Q \leq G$ Dans tous les niveaux et les charges appliqués sont uniformément reparties :

- Les poutres principales :**

$$L_{ch} = (1/4)L_{max} + 0.3m = \frac{6.15}{4} + 0.3 = 1.84 \text{ m}$$

Tous les appuis appartiennent à une travée de rive.

Niveau		6 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	Entre sol 1~4 ^{ème} étage	Entre sol 2
En travée	$M_t(KN.m)$	19.11	24.53	35.54	13.70
	$A_t^{cal}(cm^2)$	1.76	2.25	3.33	1.25
	$A_t^{choisit}(cm^2)$	3HA12	3HA10	3HA12	3HA12
En appui	$M_a(KN.m)$	-28.70	-34.16	-44.19	-21.18
	$A_a^{cal}(cm^2)$	2.28	2.75	3.60	1.69
	$A_a^{choisit}(cm^2)$	3HA10	3HA12+3HA10	3HA14+3HA10	3HA12+3HA10
$A_{travée}^{total} / \text{Section}(cm^2)$		7.07	6.79	9.33	8.10
$A_{appui}^{total} / \text{Section}(cm^2)$		7.07	9.15	9.33	8.10
$A^{min}(cm^2)$		6	6	6	6
$A_{travée}^{total} > A^{min}$		Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$A_{appui}^{total} > A^{min}$		Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$A_t^{choisit} > A_a^{choisit}/2$		Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau IV.11 : Les armatures longitudinales dans les poutres secondaires.

Calcul la longueur des chapeaux L_{ch} :

On a $Q \leq G$ Dans tous les niveaux et les charges appliqués sont uniformément réparties :

- Les poutres secondaires :

Appuis appartient à une travée de rive

$$L_{ch} = (1/4)L_{max} + 0.3m = \frac{5.06}{4} + 0.3 = 1.57m$$

Appuis n'appartient pas à une travée de rive

$$L_{ch} = (1/5)L_{max} + 0.3m = \frac{5.06}{5} + 0.3 = 1.31m$$

IV.2.3.2 Les armatures transversales :

Calcul de $\emptyset_t$:

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \rightarrow \begin{cases} P.P & \emptyset_t = \min(10; 11.48; 30) \\ P.S & \emptyset_t = \min(10; 10; 30) \end{cases}$$

$$\text{On opte pour : } \begin{cases} P.P & \emptyset_t = 8mm \\ P.S & \emptyset_t = 8mm \end{cases}$$

On prend : $A_t = 4 HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre + un étrier)

Calcul des espacements St :

D'après le RPA99V2003 (Art 7.5.2.2)

$$\begin{aligned} \text{En zone nodale : } St &\leq \min(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l^{min}) \rightarrow \begin{cases} P.P & St = 10cm \\ P.S & St = 8cm \end{cases} \\ \text{En zone courante : } St &\leq h/2 \rightarrow \begin{cases} P.P & St = 15cm \\ P.S & St = 15cm \end{cases} \end{aligned}$$

Vérification des sections d'armatures transversale minimale :

On a $A_{min} = 0.3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ vérifié.

Calcul des longueurs du recouvrement :

Pour $\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \rightarrow \text{On adopte } L_r = 60\text{cm}$

Pour $\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \rightarrow \text{On adopte } L_r = 50\text{cm}$

Pour $\emptyset = 10\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.0 = 40\text{cm} \rightarrow \text{On adopte } L_r = 40\text{cm}$

IV.2.4 Les vérifications nécessaires :**Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales :**

✓ En zone nodale : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

Poutre principale : $A_{max} = 48\text{cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 42\text{cm}^2$

✓ En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

Poutre principale : $A_{max} = 72\text{cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 63\text{cm}^2$

Donc c'est vérifié pour toutes les poutres.

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \leq A_{cal} \rightarrow \text{Poutre principale : } A_{min} = 1.34\text{cm}^2$

$\rightarrow \text{Poutre secondaire : } A_{min} = 1.16\text{cm}^2$

IV.2.4.1 À l'ELU :**a) Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus sollicitées, car si ces dernières sont vérifiées les autres seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutre	$V^{max}(KN)$	b (m)	d (m)	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPa)$	Observation
Principale	212.77	0.30	0.37	1.92	3.33	Vérifier
Secondaires	36.73	0.30	0.32	0.38	3.33	Vérifier

Tableau IV.12 : Vérification des contraintes tangentielles.

b) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement :

Pour les appuis de rive : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0.9d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Poutre	$V^{max}(KN)$	$M_a(KN.m)$	$A_l (cm^2)$	$A_l^{rive} (cm^2)$	$A_l^{inter} (cm^2)$	observation
Principale	212.77	96.23	6.98	6.11	-2.19	vérifier
Secondaires	36.73	44.19	4.71	1.06	-3.35	vérifier

Tableau IV.13 : Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement.

IV.2.4.2 À l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

on doit vérifier que :

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Poutre	Position	M^{ser} (KN.m)	A^{min} (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Principale	Travée	41.16	3.39	9.63	47023.16	8.43	15	Vérifié
	Appuis	-43.80	4.71	11.05	61068.21	7.92	15	Vérifié
Secondaires	Travée	13.99	2.36	7.59	25465.48	1.30	15	Vérifié
	Appuis	-18.64	2.36	7.59	25465.48	1.73	15	Vérifié

Tableau IV.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

b) Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \\ L \leq 8m \end{cases}$$

$$\text{Poutre principale} \quad \begin{cases} h = 40cm \geq 38.44cm \\ A = 6.98cm^2 \leq 11.96cm^2 \\ L = 6.15 \leq 8m \end{cases} \quad \text{vérifié}$$

$$\text{Poutre secondaire} \quad \begin{cases} h = 35cm \geq 31.63cm \\ A = 3.39cm^2 \leq 10.08cm^2 \\ L = 5.06 \leq 8m \end{cases} \quad \text{vérifié}$$

Les conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2.5 Schéma de ferrailage :

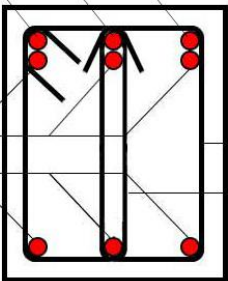
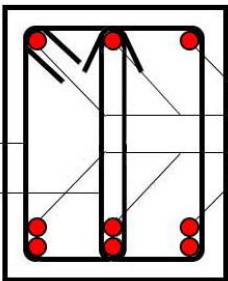
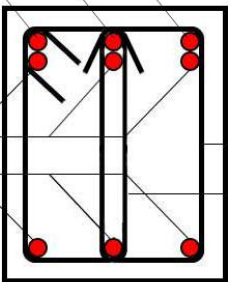
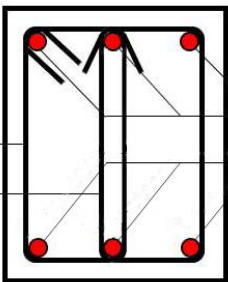
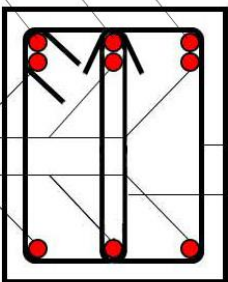
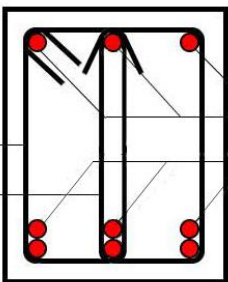
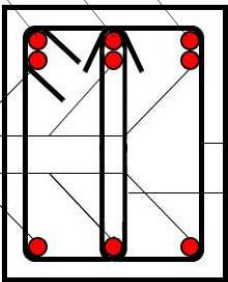
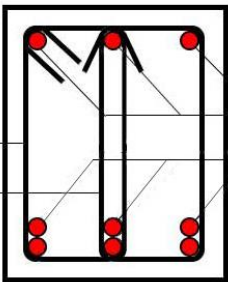
Niveau	Appui	Travée
étage 6	3 HA10 (Filante) 3 HA10 (Chapeau) 3 HA10 	3 HA10 6 HA10 Cadre Ø8 Etrier Ø8 
étage 5	3 HA10 (Filante) 3 HA12 (Chapeau) 3 HA12 	3 HA10 3 HA12 Cadre Ø8 Etrier Ø8 
E.S.1 jusqu'à étage 4	3 HA10 (Filante) 3 HA14 (Chapeau) 3 HA14 	3 HA10 3 HA14 + 3 HA10 Cadre Ø8 Etrier Ø8 
E.S.2	3 HA10 (Filante) 3 HA12 (Chapeau) 3 HA12 	3 HA10 3 HA12 + 3 HA10 Cadre Ø8 Etrier Ø8 

Figure IV.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

Vérification de la zone nodale :

Le RPA99V2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments super à R+2

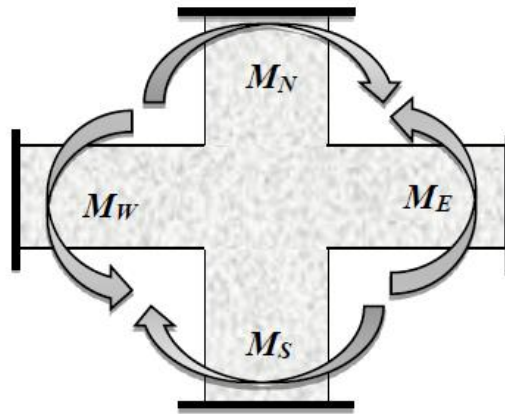


Figure IV.10 : Répartition des moments dans la zone nodale.

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

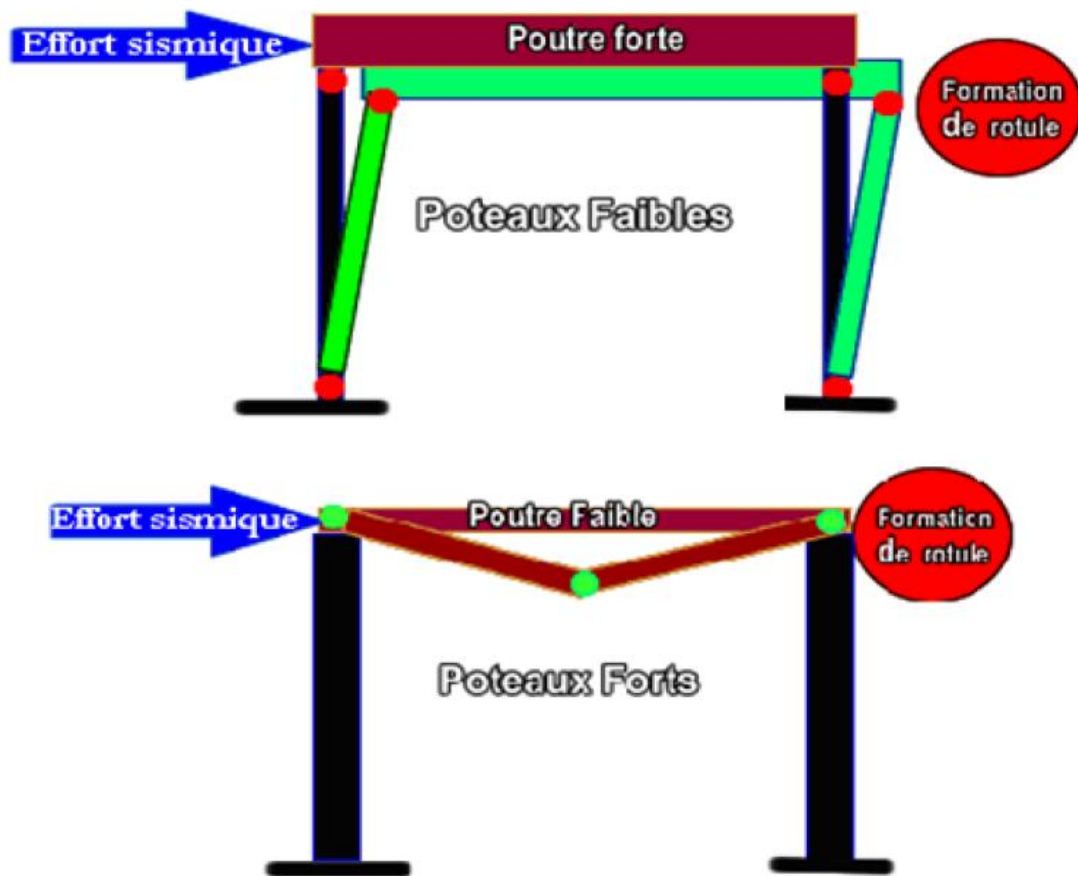


Figure IV.11 : Formation de rotule plastique.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

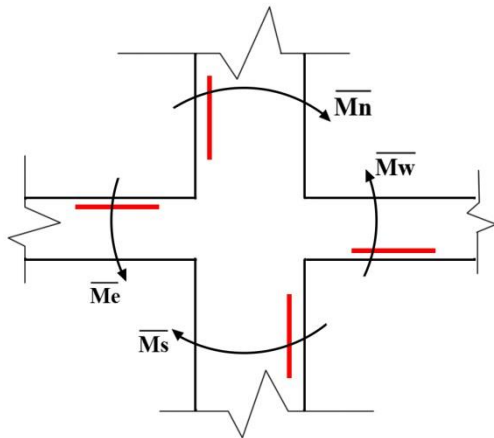
Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimension de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times f_{st} \quad \text{avec} \quad z = 0.9h \quad \text{et} \quad f_{st} = f_e / \gamma_s$$

Vérifier dans le sens principal :

Exemple de calcul :



$$A_n = 3HA16 + 2HA20 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3HA16 + 2HA20 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 3HA100 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 3HA12 + 3HA10 = 5.75 \text{ cm}^2$$

Figure IV.12 : La disposition des moments résistants.

$$\overline{M_s} = \overline{M_n} = A_n \times z \times f_{st} = 12.31 \times 10^{-4} \times 0.9 \times 0.6 \times 348 = 0.23133 \text{ MN.m} = 231.33 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M_w} = A_w \times z \times f_{st} = 2.36 \times 10^{-4} \times (0.9 \times 0.6) \times 400 = 0.03398 \text{ MN.m} = 33.98 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M_e} = A_e \times z \times f_{st} = 5.75 \times 10^{-4} \times (0.9 \times 0.6) \times 362 = 0.07204 \text{ MN.m} = 72.04 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M_s} + \overline{M_n} = 462.66 \text{ KN.m} > 1.25(\overline{M_e} + \overline{M_w}) = 132.53 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Les nœuds	$\overline{M_s}$ (KN.m)	$\overline{M_n}$ (KN.m)	$\overline{M_e}$ (KN.m)	$\overline{M_w}$ (KN.m)	$\overline{M_s} + \overline{M_n}$ (KN.m)	$1.25(\overline{M_e} + \overline{M_w})$ (KN.m)	$\overline{M_s} + \overline{M_n} > 1.25(\overline{M_e} + \overline{M_w})$
1 ^{er}	231.33	231.33	72.04	33.98	462.66	132.53	Vérifier
2 ^{eme}	231.33	162.36	100.51	57.88	393.69	197.99	Vérifier
3 ^{eme}	162.36	162.36	100.51	57.88	324.72	197.99	Vérifier
4 ^{eme}	162.36	132.64	100.51	57.88	295.00	197.99	Vérifier
5 ^{eme}	132.64	132.64	100.51	57.88	265.28	197.99	Vérifier
6 ^{eme}	132.64	103.04	100.51	57.88	235.68	197.99	Vérifier
7 ^{eme}	103.04	103.04	100.51	57.88	206.08	197.99	Vérifier

Tableau IV.15 : Vérification de la zone nodale.

Remarque : La section des armatures dans les poutres secondaire est inférieure à la section des armatures dans les poutres principales. Donc la vérification des nœuds dans le sens secondaire n'est pas nécessaire si la vérification des nœuds dans le sens principale est observée.

IV.3 Etude des voiles :

Le **RPA99V2003 (Art 3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suit :

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

IV.3.1 Recommandation du RPA99V2003 :

Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

IV.3.2 Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **ETBS 2016**, les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Pour les voiles du sens X leurs dimensions sont identiques.

Alors on va étudier le plus défavorable :

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{carr}$		$N^{min} \rightarrow M^{carr}$		$M^{max} \rightarrow N^{carr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 1et2 et RDC	1001.19	494.89	-500.82	-389.95	1001.19	494.89	-317.28
1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	630.62	130.18	-9.83	-48.43	630.62	130.18	147.10
4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	336.88	-5.22	-43.04	-44.66	304.67	64.36	71.87

Tableau IV.16 : Sollicitation (voiles sens X-X).

Pour les voiles du sens y on dispose de 3 voiles (V_{y1} ; V_{y2} ; V_{y3}) de la même dimension et un voile V_{y4} de dimension différente.

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{carr}$		$N^{min} \rightarrow M^{carr}$		$M^{max} \rightarrow N^{carr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 1et2 et RDC	684.85	42.39	-40.26	-95.56	520.43	217.07	114.42
1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	500.38	-68.54	-38.74	-73.05	464.65	178.65	135.84
4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	294.71	22.74	-52.95	-64.20	229.26	189.58	117.53

Tableau IV.17 : Sollicitation (voiles sens Y-Y (V_{y1} ; V_{y2} ; V_{y3})).

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{carr}$		$N^{min} \rightarrow M^{carr}$		$M^{max} \rightarrow N^{carr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	424.66	198.03	-172.29	-163.46	424.66	198.03	145.93
1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	217.36	-30.93	-38.51	-61.46	190.34	178.65	85.80
4 ^{eme} étage	84.82	25.90	-27.23	-64.87	15.98	189.58	48.15

Tableau IV.18 : Sollicitation (voiles sens Y-Y (V_{y4})).

IV.3.3 Calcul de la section d'armature :

a) Armature vertical :

Exemple de calcul :

Calcul des ferraillements dans les voiles (V_{x1} et V_{x2} et V_{x3})

Calcul du ferraillement sous N^{max} et M^{corr} :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M; N) pour une section (e×l).

La section trouvée A_t sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations de **RPA99V2003**.

$$l=1.45m \quad ; \quad d = 1.40m \quad ; \quad e = 0.15m$$

$$N^{max} = 10001.19 \text{ KN} \quad ; \quad M^{corr} = 494.89 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = \frac{494.89}{1001.19} = 0.49m < \frac{l}{2} = 0.725m \quad ; \quad \text{Nu de compression et C à l'intérieur}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 494.89 + 1001.19 \left(1.4 - \frac{1.45}{2} \right) = 1170.69 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 180.92 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.8d')b.h.f_{bu} = 1801.29 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimé (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1170.69 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.4^2 \times 18.48} = 0.228 < \mu_e = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.328$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.216 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{3f_{st}} = \frac{1170.69 \times 10^{-3}}{1.216 \times 400} = 24.06 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 24.06 \times 10^{-4} - \frac{1.00119}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile :

$$\text{Selon RPA99V2003 on a : } A^{\min} = 0.15\% b \times h = \frac{0.15 \times 15 \times 1.45}{100} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Longueur de la partie tendue l_t :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1001.19 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} + \frac{494.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times \frac{1.45^3}{12}} \times 0.725 = 14.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1001.19 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} - \frac{494.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times \frac{1.45^3}{12}} \times 0.725 = -4.81 \text{ MPa}$$

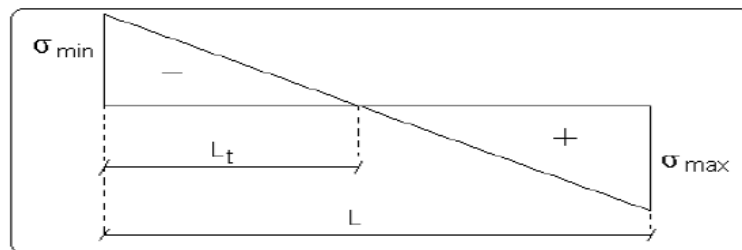


Figure IV.13 : Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{|\sigma_{\min}| \times l}{|\sigma_{\max}| + |\sigma_{\min}|} = 0.37m$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b l_f = 0.2 \times \frac{15 \times 37}{100} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$l_c = l - 2l_f = 1.45 - 2 \times 0.37 = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1 b \times l_c = 0.1 \times \frac{15 \times 71}{100} = 1.065 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage sous N^{min} et M^{carr}

$$N^{min} = -500.82 \text{ KN} \quad M^{carr} = -389.95 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-500.82 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} + \frac{389.95 \times 10^{-3}}{0.15 \times \frac{1.45^3}{12}} \times 0.725 = 5.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-500.82 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} - \frac{389.95 \times 10^{-3}}{0.15 \times \frac{1.45^3}{12}} \times 0.725 = -9.72 \text{ MPa}$$

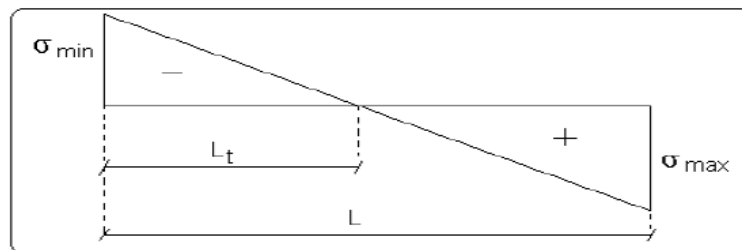


Figure IV.14 : Schéma des contraintes.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 389.95 + (-500.82) \times \left(1.4 - \frac{1.45}{2}\right) = 51.90$$

$$M_{ba} = 9.55 \times 10^{-3} ; \quad \alpha = 0.012 ; \quad z = 1.393 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{51.90 \times 10^{-3}}{1.393 \times 400} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0.93 - \frac{-500.82 \times 10^{-3}}{400} = 13.45 \text{ cm}^2$$

Longueur de la partie tendue l_t :

$$l_t = \frac{|\sigma_{min}| \times l}{|\sigma_{min} + \sigma_{max}|} = \frac{9.72 \times 1.45}{9.72 + 5.12} = 0.95 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendue} = 0.2\% B l_t = 0.2 \times \frac{15 \times 95}{100} = 2.85 \text{ cm}^2$$

On a $l_t > l/2 \Rightarrow$ donc toute la section est tendue.

Espacement des barres verticales

$$St \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

Choix : 9 HA14 / zone tendue = 13.85

Donc on opte pour 14 HA14 / tout la section

Avec : $St = 6\text{cm}$ sur une longueur de $l/10$ du voile

$St = 11\text{cm}$ en dehors de $l/10$ du voile

b) Armature horizontales :

La section des armatures est calculée selon la formule suivante : $A_h = \tau_u \times e \times St / (0.8 \times f_e)$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V^{max}}{e \times d} \quad \text{et} \quad V^{max} = 317.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 317.28 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.4} = 2.12 \text{ MPa} < \tau_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales :

$St \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = 22.5\text{cm}$ On prend $St = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{2.12 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_h = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Niveaux	E.S.2 et E.S.1 et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
Section	0.15×1.45	0.15×1.45	0.15×1.45
N(KN)	-500.82	-9.83	-43.04
M(KN. m)	389.95	48.43	44.66
V(KN)	317.28	147.10	71.87
τ (MPa)	2.12	0.98	0.48
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	13.45	1.00	1.36
$A^{min}(\text{cm}^2)$	3.26	3.26	3.26
$l_t(\text{m})$	0.95	0.76	0.9
$A_{min}^{tendu}(\text{cm}^2)$	2.85	2.28	2.7
$N_{Z.t}^{barre}/\text{Face}$	9 HA14	6 HA10	7 HA10
$A_{Z.t}(\text{cm}^2)$	13.85	4.71	5.50
St(cm)	11	20	20
$N_{total}^{brre}/\text{Face}$	14 HA14	10 HA10	10 HA10
$A_h^{cal}(\text{cm}^2)$	1.99	0.92	0.45
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	0.27	0.27	0.27
$A_h^{adop}(\text{cm}^2)$	2.26	1.01	1.01
N^{barre}	2 HA12	2 HA8	2 HA8
St (cm)	20	20	20

Tableau IV.19 : La section d'armature dans les voiles (Sens X-X).

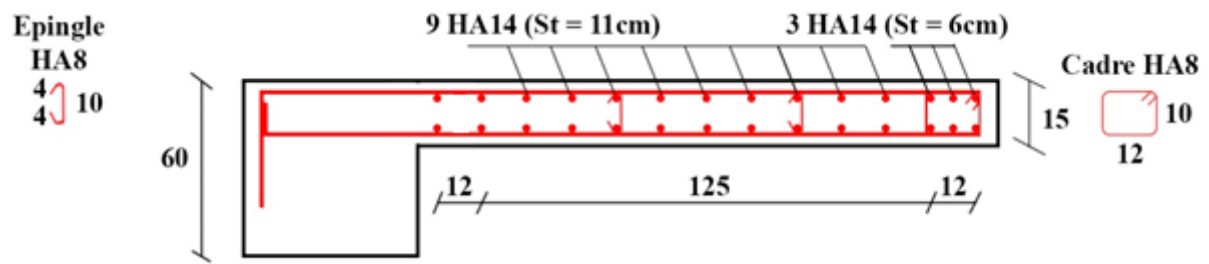
Niveaux	E.S.2 et E.S.1 et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
Section	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
N(KN)	-40.26	-38.74	-52.95
M(KN. m)	95.56	73.05	64.20
V(KN)	-114.42	-135.84	-117.53
τ (MPa)	0.76	0.82	0.71
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	2.18	1.76	1.79
$A^{min}(cm^2)$	3.38	3.38	3.38
$l_t(m)$	0.83	0.85	0.9
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.49	2.55	2.7
$N_{Z.t}^{barre}/Face$	6 HA10	6 HA10	6 HA10
$A_{Z.t}(cm^2)$	4.71	4.71	4.71
$N_{total}^{barre}/Face$	10 HA10	10 HA10	10 HA10
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.71	0.82	0.71
$A_h^{min}(cm^2)$	0.29	0.29	0.29
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.01	1.01	1.01
N_{barre}	2 HA8	2 HA8	2 HA8
St (cm)	20	20	20

Tableau IV.20 : La section d'armature dans les voiles (Sens Y-Y(V_{y1} , V_{y2} , V_{y3})).

Niveaux	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage
Section	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3
N(KN)	-172.29	-38.51	-27.23
M(KN. m)	163.46	61.46	64.27
V(KN)	-145.93	-85.80	-48.15
τ (MPa)	1.09	0.64	0.36
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	2.93	1.73	1.64
$A^{min}(cm^2)$	2.93	2.93	2.93
$l_t(m)$	0.80	0.74	0.71
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.08	1.92	1.85
$N_{Z.t}^{barre}/Face$	6 HA12	5 HA10	5 HA10
$A_{Z.t}(cm^2)$	6.79	3.93	3.93
$N_{total}^{barre}/Face$	9 HA12	9 HA10	9 HA10
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.02	0.60	0.34
$A_h^{min}(cm^2)$	0.25	0.25	0.25
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.01	1.01	1.01
N_{barre}	2 HA8	2 HA8	2 HA8
St (cm)	20	20	20

Tableau IV.21 : La section d'armature dans le voile V_{y4} .

IV.3.4 Schéma de ferrailage

Figure IV.15 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1}) à la base.

Introduction :

On appelle infrastructure la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ancrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radier) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

V.1 Etude des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (semelle isolée, semelle filante, radier générale).
- Fondation semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

V.1.1 Combinaison de calcul :

D'après **RPA99V2003 (Art 10.1.4.1)**. Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

V.1.2 Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux voisinage de la construction à défier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail de sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.00 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.8m.

V.1.3 Choix du type de fondation :

V.1.3.1 Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On doit vérifier la semelle la plus sollicitée

N_s : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS 2016** $N_s = 1108.65 \text{ KN}$

S : surface d'appuis de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2.00 \text{ bar}$

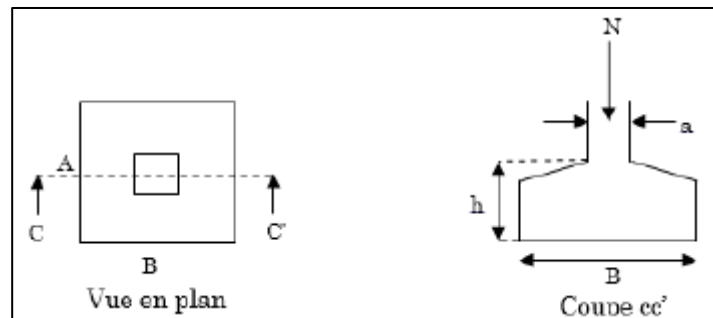


Figure V.1 : Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité à une section carré ($b \times b$) donc $S = b^2$, donc on a une semelle carré ($S = B^2$)

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} ; \quad B \geq \sqrt{\frac{1108.65 \times 10^{-3}}{0.20}} = 2.35 \text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.8m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

V.1.3.2 Vérification de la semelle finale :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble la plus sollicitée :

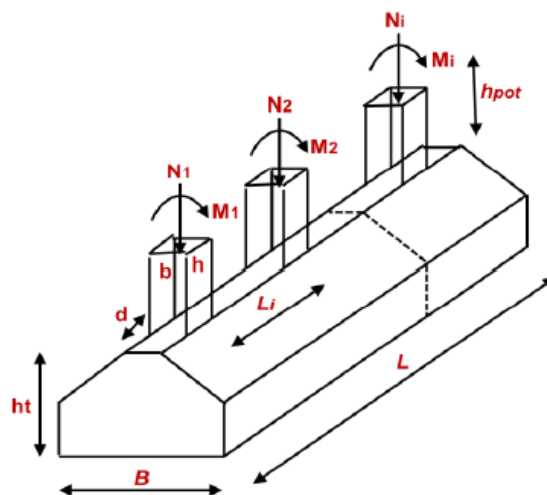


Figure V.2 : Semelle filante.

La surface totale de la semelle est donné par :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau «i»

$$N_1 : 723.17 \text{ KN}$$

$$N_2 : 675.27 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1108.65 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1081.27 \text{ KN}$$

$$N_5 = 967.44 \text{ KN}$$

$$N_6 = 363.85 \text{ KN}$$

$$N = \sum_{i=1}^6 N_i = 4871.65 \text{ KN} \quad \text{Donc} \quad B \geq \frac{4871.65 \times 10^{-3}}{0.20 \times 18} = 1.35 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.8m, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, ce qui nous a conduits à opter pour ce type de fondation.

V.1.3.3 Type de fondation pour le portique «G» :

Vérification de la semelle isolée :

$$N_s^{max} = 662.23 \text{ KN} \quad (\text{tiré de logiciel ETABS 2016})$$

Le poteau le plus sollicité à une section carrée :

$$S = b \times b = 55 \times 55 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{donc on opte pour une semelle carrée } S = B^2 \quad \text{tel que } B = \sqrt{\frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{662.23 \times 10^{-3}}{0.2}} = 1.82 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 1.85 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimale des poteaux est 2.85m, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, ce qui nous a conduit à opter des semelles isolées pour les fondations de portique «G».

V.1.4 Pré dimensionnement des éléments de l'infrastructure :

V.1.4.1 La semelle isolée :

On a $B = 1.85 \text{ m}$

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right) + 5 \text{ cm}$$

$$h \geq \max\left(\frac{130}{4}; \frac{130}{4}\right) + 5 \text{ cm}$$

$$h \geq 37.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Et } h_0 > \frac{h}{2} \quad \text{forfaitairement } h_0 = 25 \text{ cm}$$

Calcul le poids propre de la semelle :

$$G_0 = 25V = 25 \times (V_{total} - V_{gla})$$

$$V_{total} = B^2 \times h = 1.85^2 \times 0.4 = 1.369 \text{ m}^3$$

$$V_{gla} = 4 \times \left[\frac{(h - h_0)(B - b)}{2} \right] \times \frac{B}{2} = 4 \times 0.15 \times 1.3 \times 1.85 / 2 = 0.722 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25 \times (1.369 - 0.722) = 16.18 \text{ KN}$$

On doit vérifier la semelle isolée avec le poids totale.

$$N_T = N_s^{max} + G_0 = 662.23 + 16.18 = 678.41 \text{ KN}$$

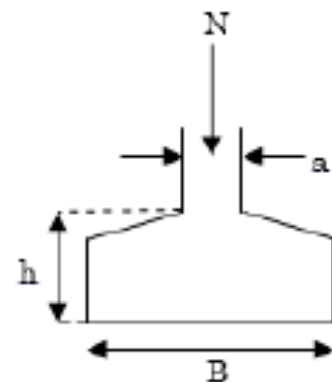


Figure V.3 : Caractéristiques de la semelle isolée.

$$\sigma_T = \frac{N_T}{B^2} = \frac{678.41 \times 10^{-3}}{1.85^2} = 0.198 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

V.1.4.2 Les longrines :

Les semelles isolées doivent être solidarisées avec des longrines pour éviter l'écartement des (poteaux + semelles).

Dans notre cas site ferme S_2 on prend $b \times h = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ **RPA99V2003**

V.1.4.3 La semelle filante :

On doit vérifier l'excentricité de la réaction du sol :

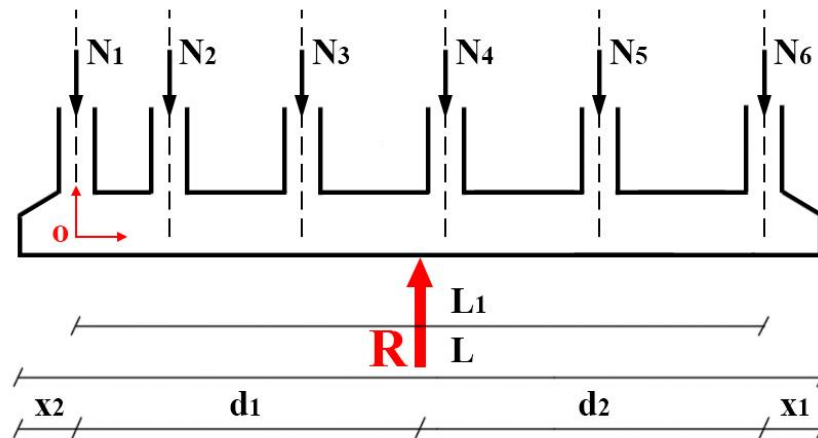


Figure V.4 : Schéma des efforts normaux et la réaction du sol dans la semelle filante.

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow 1.47N_2 + 5.57N_3 + 8.97N_4 + 13.37N_5 + 17.37N_6 = 36358.00 \text{ KN.m} = R \times d_2$$

$$\Rightarrow d_2 = \frac{36358.00}{R} \quad R = \sum_{i=2}^6 N_i = 4148.48 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d_2 = \frac{36358.00}{4148.48} = 8.71 \text{ m} \quad ; \quad d_1 = L_1 - d_2 = 17.02 - 8.71 = 8.31 \text{ m}$$

La réaction de sol n'est pas concentrée et pour éviter les tassements différentiels on doit faire passer R par le milieu de la semelle.

$$\text{Donc } d_1 + X_1 = d_2 + X_2 = L/2$$

$$\text{On fixe } x_1 = 70 \text{ cm} \Rightarrow x_2 = d_1 + x_1 - d_2 \quad ; \quad x_2 = 8.31 + 0.7 - 8.71 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = 18.02 \text{ m} \approx 18 \text{ m}$$

D'après les résultats de choix du type de semelle on prend $B = 1.5 \text{ m}$

$$\text{Donc } h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq \frac{0.9}{4} + 0.05 \text{ cm} = 0.275$$

On prend $h = 0.35 \text{ m}$ et $h_0 = 0.20 \text{ m}$

Calcul le poids propre de la semelle :

$$G_0 = 25V = 25(V_{total} - V_{gla})$$

$$V_{total} = L \times B \times h = 18 \times 1.5 \times 0.35 = 9.45 \text{ m}^3$$

$$V_{gla} = \left[2(h - h_0) \left(\frac{B - b}{2} \right) \right] \frac{L}{2} + [(h - h_0)(x_1 + x_2)] \times \frac{B}{2} = 1.3275 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25 \times (9.45 - 1.3275) = 203.06 \text{ KN}$$

On doit vérifier $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma = \frac{N_T + G_0}{L \times B} = \frac{(4871.65 + 203.06) \times 10^{-3}}{18 \times 1.5} = 0.188 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Les semelles filantes ou continue sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme des poutres sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique (L_e) tel que :

$$L_e = (4EI/K_z B)^{1/4}$$

E : module d'élasticité de béton ($E = 3.2 \times 10^{-7} \text{ KN/m}^2$)

K_z : Coefficient de raideur du sol ($K_z = 40000 \text{ KN/m}^3$ Sol moyen)

I : moment d'inertie de la semelle ($I = Bh^3/12$)

$$L_e = \left[(4 \times 3.2 \times 10^7 \times \frac{1.5 \times 0.35^3}{12}) / (4000 \times 1.5) \right]^{1/4} = 1.84 \text{ m}$$

D'où $L < \pi \times L_e / 2 + a$

L^{max} : Entre axe maximale des trames

a : largeur du poteau

$$L = 4.4 \text{ m} < \frac{\pi \times L_e}{2} + a = 3.49 \text{ m}$$

Ce n'est pas vérifié donc on va augmenter la hauteur de la semelle h tel que :

$$L_e = (L + a) \times \frac{2}{\pi} = 3.185 \text{ m}$$

$$\text{D'où } h^3 = \frac{12L_e^4 \times K_z \times B}{4BE} \Rightarrow h = \left(\frac{12L_e^4 \times K_z}{4E} \right)^{1/3} = 0.58 \text{ m}$$

On prend $h = 0.6 \text{ m}$ et $h_0 = 0.35 \text{ m}$

On doit vérifier la condition suivant $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$

Avec les nouvelles dimensions :

$$V_{total} = L \times B \times h = 18 \times 1.5 \times 0.6 = 16.2 \text{ m}^3$$

$$V_{gla} = 2.22 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25 \times (16.2 - 2.22) = 349.5 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{(4871.65 + 349.5) \times 10^{-3}}{1.8 \times 1.5} = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

Alors on opte pour $L = 18 \text{ m}$ $B = 1.5 \text{ m}$ $h = 0.6 \text{ m}$ et $h_0 = 0.35 \text{ m}$

V.1.4.4 La poutre de rigidité :

Cette poutre est créée parallèle à L pour reprendre la flexion, ces dimensions ($b \times h$) cm^2

b : forfaitairement c'est la largeur de poteau $b = 60 \text{ cm}$

$$\text{Et } \frac{L^{\max}}{9} \leq h \leq \frac{L^{\max}}{6} \Rightarrow \frac{4.4}{9} \leq h \leq \frac{4.4}{6} \Rightarrow 0.49 \text{ m} \leq h \leq 0.73 \text{ m}$$

On prend $h = 0.6 \text{ m}$, donc les dimensions de la poutre sont $b = 0.6 \text{ m}$ et $h = 0.6 \text{ m}$

V.1.4.5 La semelle sous le voile :

On prend le voile le plus défavorable $N_s = 431.82 \text{ KN}$

On fixe $B = 1.2 \text{ m}$ pour éviter le risque de chevauchement avec les autres semelles.

Calcul de la longueur de la semelle :

$$\frac{N_s}{S} < \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times B} \Rightarrow L \geq \frac{431.82 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.2} = 1.80 \text{ m}$$

On prend $L = 1.9 \text{ m}$

$$h \geq \max\left(\frac{1 - L_v}{4}; \frac{B - e}{4}\right) + 5 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \max\left(\frac{0.45}{4}; \frac{1.15}{4}\right) + 5 \text{ cm}$$

$h \geq 0.34$ on prend $h = 40 \text{ cm}$ et $h_0 = 25 \text{ cm}$

Calcul le poids propre de la semelle :

$$V_{total} = B \times L \times h = 1.2 \times 1.8 \times 0.4 = 0.864 \text{ m}^3$$

$$V_{glac} = 2[(h - h_0)(B - e)/2] \times \frac{L}{2} + 2[(h - h_0)(L - L_v)/2] \times \frac{B}{2} = 0.204 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25 \times (V_{total} - V_{glac}) = 25 \times (0.864 - 0.204) = 16.5 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivant $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma = \frac{N_s + G_0}{L \times B} = \frac{(431.82 + 16.5) \times 10^{-3}}{1.9 \times 1.2} = 0.197 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

V.1.5 Calcul la section d'armature dans les éléments de la fondation :

V.1.5.1 La section d'armature dans la semelle isolée :

$$\begin{cases} A = 1.85 \text{ m} \\ a = 0.55 \\ d_A = 0.4 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} B = 1.85 \text{ m} \\ b = 0.55 \text{ m} \\ d_B = 0.39 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{FN} \Rightarrow \begin{cases} F_{st} = 348 \text{ MPa} & (\text{ELU}) \\ F_{st} = 201.66 \text{ MPa} & (\text{ELS}) \end{cases}$$

a) Calcul à L'ELU

$$N_T^{ELU} = N_u^{\max} + 1.35 G_0 = 905.99 + 1.35 \times 16.18 = 927.84 \text{ KN}$$

Les armatures parallèles à A :

$$A_U^A = \frac{N_T^{ELU}(A - a)}{8 \times d_A \times f_{st}} = \frac{927.83 \times 10^{-3} \times (1.85 - 0.55)}{8 \times 0.4 \times 348} = 11.10 \text{ cm}^2$$

Les armatures parallèles à B :

$$A_U^B = \frac{N_T^{ELU}(B - b)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{927.83 \times 10^{-3} \times (1.85 - 0.55)}{8 \times 0.39 \times 348} = 11.11 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à L'ELS :

$$N_T^{ELS} = N_s^{max} + G_0 = 662.23 + 16.18 = 678.41 \text{ KN}$$

Les armatures parallèles à A :

$$A_S^A = \frac{N_T^{ELS}(A - a)}{8 \times d_A \times f_{st}} = \frac{678.41 \times 10^{-3} \times (1.85 - 0.55)}{8 \times 0.4 \times 201.66} = 13.67 \text{ cm}^2$$

$$A_S^A > A_u^A \Rightarrow \text{Choix : 13 HA12} = 14.70 \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

Les armatures parallèles à B :

$$A_S^B = \frac{N_T^{ELS}(B - a)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{678.41 \times 10^{-3} \times (1.85 - 0.55)}{8 \times 0.39 \times 201.66} = 14.02 \text{ cm}^2$$

$$A_S^B > A_u^B \Rightarrow \text{Choix : 13 HA12} = 14.70 \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

c) Schéma de ferrailage :

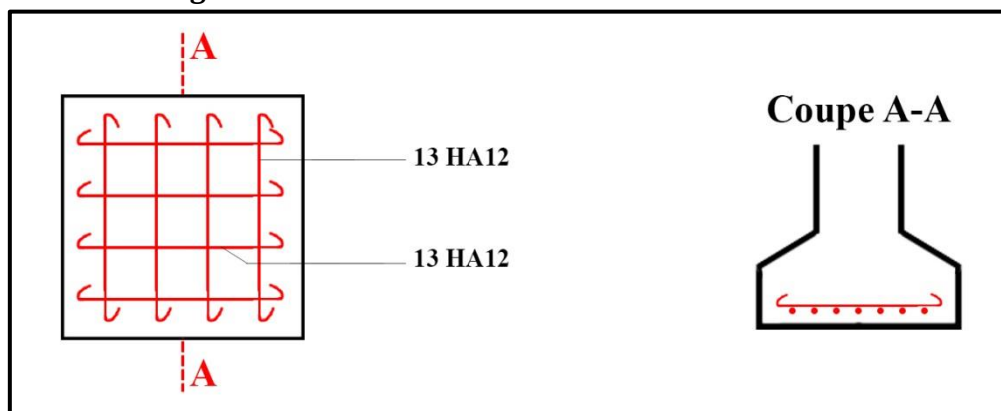


Figure V.5 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée.

V.1.5.2 La section d'armature dans les longrines :

Les longrines travaillent à la traction :

$$F_t = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right) \quad \text{RPA99V2003 Art 10.1.1}$$

N : l'effet normal max dans les poteaux

α : Coefficient dépend de la catégorie de site et la zone sismique $\begin{cases} \text{zone II} \\ \text{Site 2} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 15$

a) Calcul à L'ELU :

$$F_t^u = \max\left(\frac{N^u}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right) = \max\left(\frac{1522.62}{15}; 20 \text{ KN}\right) = 101.51 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{F_t^u}{f_{st}} = \frac{101.51 \times 10^{-3}}{348} = 2.62 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à L'ELS :

$$F_t^s = \max\left(\frac{N^s}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right) = \max\left(\frac{1035.12}{15}; 20 \text{ KN}\right) = 69.01 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F_t^s}{f_{st}} = \frac{69.01 \times 10^{-3}}{201.66} = 3.42 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armature minimale :

$$A^{min} = 0.6\%(b \times h) = 0.6 \times 30 \times \frac{25}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u; A_s; A^{min}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA10 = 4.71 cm²

Il faut mettre des cadres $\emptyset_6$ et des étriers $\emptyset_6$

$$St \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_e^{min}) \Rightarrow St \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

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

c) Schéma de ferrailage :

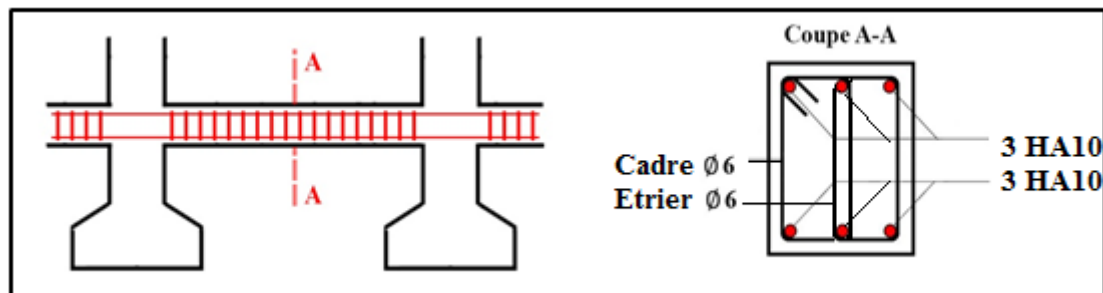


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de la longrine.

V.1.5.3 La section d'armature dans la semelle filante :

$$B = 1.5 \quad L = 18 \text{ m} \quad b = 0.6 \quad d_B = 0.57 \text{ m}$$

$$N_T^s = \sum N^s + G_0 = 4871.65 + 349.5 = 5221.15 \text{ KN}$$

$$N_T^u = \sum N^u + 1.35G_0 = 6745.75 + 1.35(349.5) = 7217.58 \text{ KN}$$

a) Calcul à L'ELU :

Les armatures parallèles à B :

$$A_u^B = \frac{F_t^u}{f_{st}} = \frac{N_T^u(B - b)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{7217.58 \times 10^{-3} \times (1.5 - 0.6)}{8 \times 0.57 \times 348} = 40.93 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à L'ELS :

Les armatures parallèles à B :

$$A_s^B = \frac{F_t^s}{f_{st}} = \frac{N_T^s(B - b)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{5221.15 \times 10^{-3} \times (1.5 - 0.6)}{8 \times 0.57 \times 348} = 51.10 \text{ cm}^2$$

 $A_s^B > A_u^B$ Donc on ferraille avec L'ELS
Choix : 66 HA10 = 51.84 cm²

$$St = \frac{(18-0.1)}{65} = 27.5 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \text{ Ce n'est pas vérifier}$$

Alors on prend : 72 HA10 = 56.55 cm² St = 25cm

Les armatures parallèles à L :

$$A^L = \frac{A^B}{3} = \frac{56.55}{3} = 18.85 \text{ cm}^2$$

Choix : 13 HA14 = 20.01 cm²

$$St = (1.5 - 0.1) / 12 = 11 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \text{ c'est vérifier}$$

c) Schémas de ferrailage :

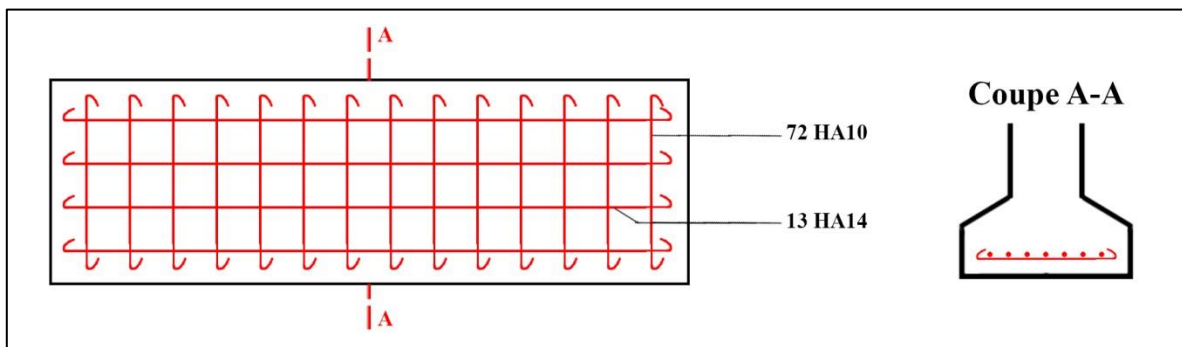


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de la semelle filante.

V.1.5.4 La section d'armature dans la poutre de rigidité :

La poutre de rigidité travaille à la flexion simple.

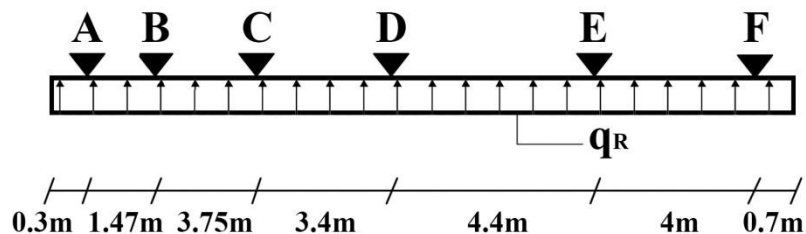


Figure V.8 : Schéma statique de la poutre de rigidité.

Les résultats des calculs RDM sont récapitulés dans le tableau suivant :

Appuis	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	$V_u^{max}(KN)$
A	18.044	13.053	-90.35
B	318.468	230.372	-733.125
C	388.639	281.133	770.55
D	481.855	348.563	-838.241
E	675.08	488.338	-916.17
F	98.24	71.065	-657.70

Tableau V.1 : Moment et effort tranchant au niveau des appuis.

Travée	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
AB	0.225	7.865	5.69
BC	1.828	-351.731	-254.434
CD	1.632	-145.106	-104.97
DE	2.09	-394.309	-285.23
EF	2.36	-441.23	-319.18

Tableau V.2 : Les moments maximaux dans la travée.

Calcul des armatures longitudinales :

On résume les calculs de la section d'armature dans le tableau qui suit :

Position	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adopté}(cm^2)$
Appuis	441.23	0.191	0.268	0.509	24.91	3.32	5 HA20 + 5 HA16
Appuis inter	675.08	0.445	0.445	0.468	40.03	3.32	5 HA20 + 5 HA25
Appuis de rive	0.043	0.054	0.054	0.558	5.06	3.32	5 HA20

Tableau V.3 : La section d'armature dans la poutre de rigidité.

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(16; 17,14; 55)$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4 \phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres $\phi 10$)

On adopte pour un espacement entre les armatures transversale $St = 15 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{916.17 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.57} = 2.68 \text{ MPa}$$

$$FN \rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u > \bar{\tau}$ alors on doit augmenté la section de la poutre

On opte pour $(b \times h) = 60 \times 65 \text{ (cm}^2\text{)}$

On doit recalculer la section d'acier longitudinale :

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
Appuis	441.23	0.135	0.182	0.575	22.05	4.49	5 HA20 + 5 HA16
Appuis inter	675.08	0.206	0.292	0.548	35.42	4.49	5 HA20 + 5 HA25
Appuis de rive	0.043	0.034	0.042	0.609	3.24	4.49	5 HA20

Tableau V.4 : La section d'armature dans la poutre de rigidité.

Vérification nécessaire :

a) À l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{916.17 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.62} = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

b) À l'ELS :

Vérification des contraintes :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau qui suit :

Position	M^s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
Appuis	319.18	21.21	924766.98	7.32	vérifié	190.15	vérifié
Appuis inter	488.34	26.66	1332820.3	9.77	vérifié	199.13	vérifié
Appuis de rive	71.07	18.49	572541.01	2.30	vérifié	81.01	vérifié

Tableau V.5 : Vérification des contraintes.

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur de nervure, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA99 (Art A.7.3)** leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de parois mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$\text{Donc } A_p = 3 \times 0.65 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Choix : 2 HA12 = 2.36 cm² par face

Schémas de ferrailage :

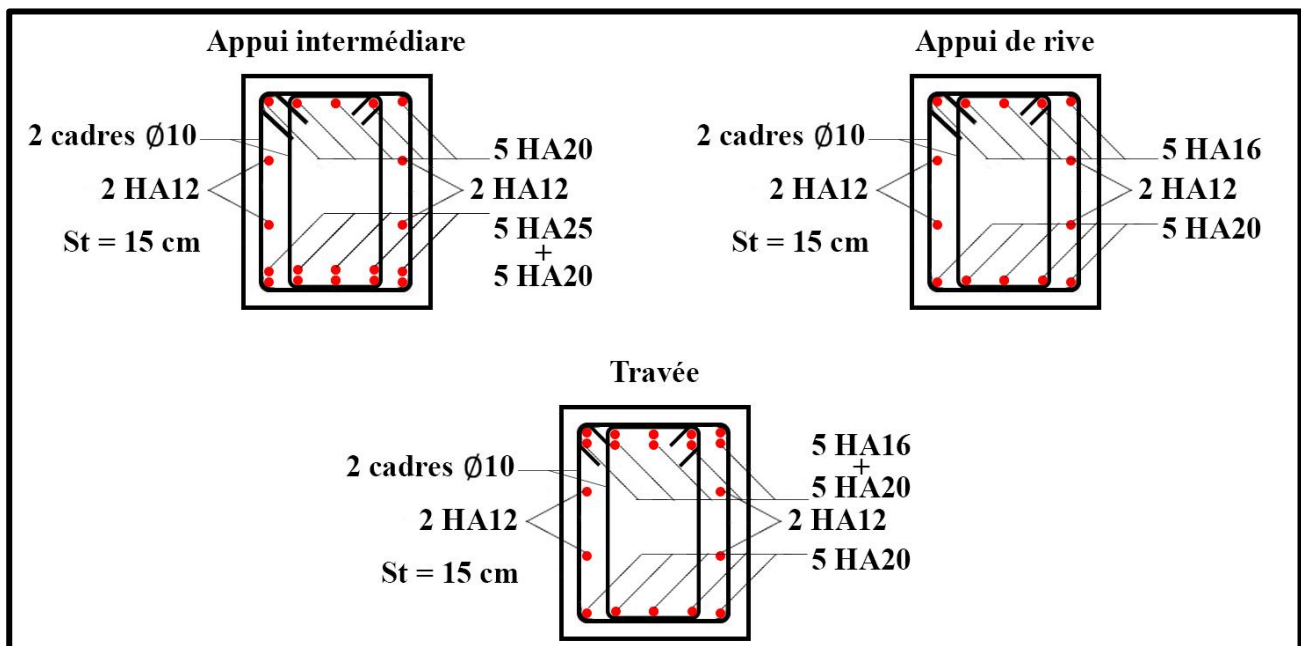


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

V.1.5.5 La section d'armature dans la semelle sous les voiles :

$$\begin{cases} B = 1.2 \text{ m} \\ e = 0.15 \text{ m} \\ d_B = 0.4 \text{ m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} L = 1.9 \text{ m} \\ L_v = 1.45 \text{ m} \\ d_L = 0.39 \text{ m} \end{cases}$$

a) Calcul à L'ELU :

$$N_T^{ELU} = N_U^{max} + 1.35G_0 = 591.98 + 1.35 \times 16.5 = 614.26 \text{ KN}$$

Les armatures parallèles à B :

$$A_u^B = \frac{N_T^{ELU} \times (B - e)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{614.26 \times 10^{-3} (1.2 - 0.15)}{8 \times 0.4 \times 348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

Les armatures parallèles à L :

$$A_u^L = \frac{N_T^{ELU} \times (L - L_v)}{8 \times d_L \times f_{st}} = \frac{614.26 \times 10^{-3} (1.9 - 1.45)}{8 \times 0.39 \times 348} = 2.55 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à L'ELS :

$$N_T^{ELS} = N_S^{max} + G_0 = 478.32 \text{ KN}$$

Les armatures parallèles à B :

$$A_s^B = \frac{N_T^{ELS} \times (B - e)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{478.32 \times 10^{-3} (1.2 - 0.15)}{8 \times 0.4 \times 201.66} = 7.78 \text{ cm}^2$$

Les armatures parallèles à L :

$$A_s^L = \frac{N_T^{ELS} \times (L - L_v)}{8 \times d_L \times f_{st}} = \frac{478.32 \times 10^{-3} (1.9 - 1.45)}{8 \times 0.39 \times 201.66} = 3.42 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats de l'ELU et l'ELS on calcul avec l'ELS :

Choix parallèle à B : **10 HA10** = 7.85 cm² St = 20 cm

Choix parallèle à L : **5 HA10** = 3.93 cm² St = 25 cm

Schémas de ferrailage :

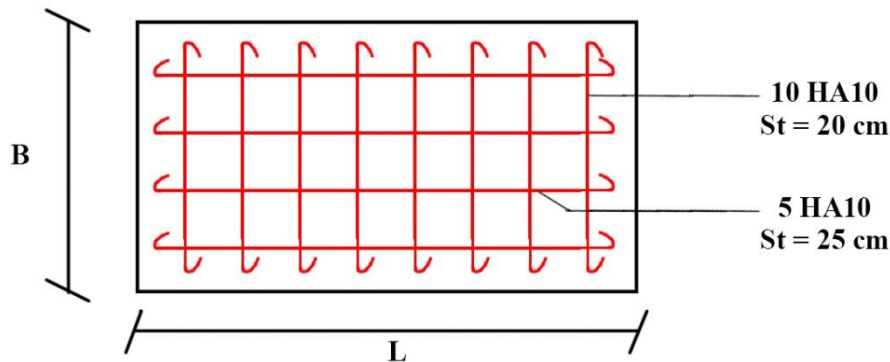


Figure V.10 : Schéma de ferrailage de la semelle sous le voile.

V.2 Etude du voile périphérique :

D'après le **RPA99V2003 (Art 10.1.2)**, le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armature.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

V.2.1 Dimension de voile :

Faire le calcul au panneau le plus défavorable de dimension

- Hauteur $h = 3.06$ m
- Longueur $L = 5.10$ m
- Epaisseur $e = 20$ cm

V.2.2 Caractéristique du sol :

- Poids spécifique $\gamma_h = 18$ KN/m³
- Cohésion $c = 0$
- Angle de frottement $\varphi = 32^\circ$

V.2.3 Evaluation des charges et surcharge :

Le voile périphérique est soumis à

a) La poussée des terres :

La répartition des contrariantes sur le voile est triangulaire avec le maximum à $z = h$

$$G = \gamma \times h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

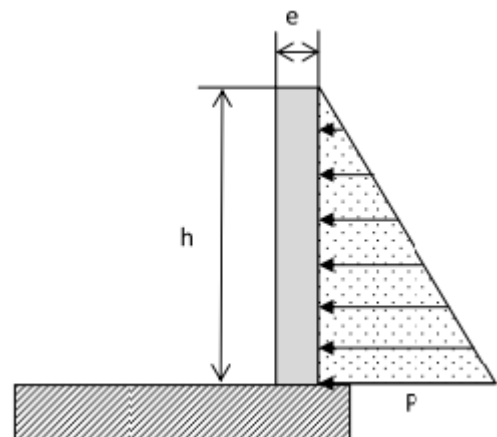


Figure V.11 : La poussée des terres dans le voile périphérique.

$$G = 18 \times 6.12 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}\right) = 33.85 \text{ KN}$$

b) La surcharge d'exploitation :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{32}{2}\right) = 3.07 \text{ KN/m}^2$$

V.2.4 Calcul des sollicitations :

Le voile se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis uniformément chargé d'une contrainte moyenne tels que :

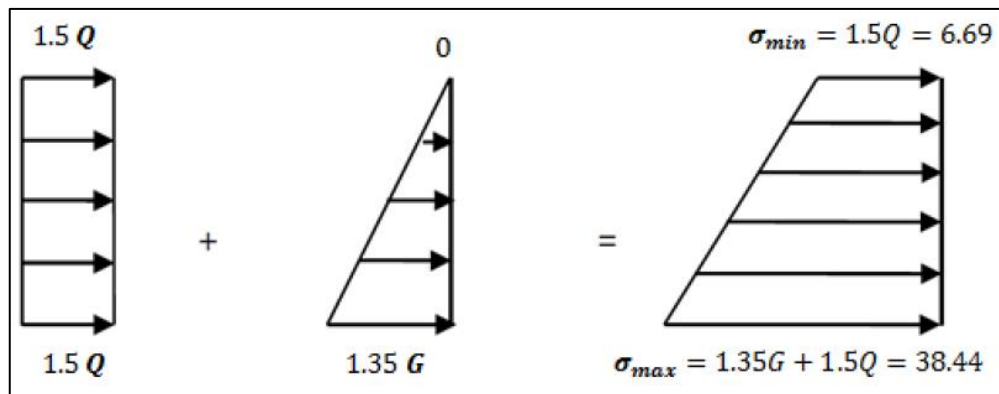


Figure V.12 : Le diagramme des contraintes trapézoïdales.

À l'ELU :

$$\begin{cases} \sigma_1^{h=0m} = 1.5 \times 3.07 = 4.61 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2^{h=6.12m} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(33.85) + 1.5 \times 3.07 = 50.31 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^{h=3.06m} = 1.5 \times Q + \frac{1.35}{2}G = 1.5 \times 3.07 + \frac{1.35}{2}33.85 = 27.45 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_1^{h=0m} = Q = 3.07 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2^{h=6.12m} = G + Q = 33.85 + 3.07 = 36.9 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^{h=3.06m} = Q + \frac{1}{2}G = 3.07 + \frac{1}{2}33.85 = 20.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a $L_x = 3.06 \text{ m}$ et $L_y = 5.10 \text{ m}$

$$\rho = \frac{3.06}{5.10} = 0.6 > 0.4 \quad \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

Calcul des moments :

$$M_o^x = \mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_o^y = \mu_y M_o^x$$

D'après l'annexe 1 :

- ELS : ($v = 0$; $\rho = 0.6$) $\rightarrow \mu_x = 0.0807$; $\mu_y = 0.467$
- ELU : ($v = 0$; $\rho = 0.6$) $\rightarrow \mu_x = 0.0808$; $\mu_y = 0.25$

Le tableau suivant résume le calcul des moments les plus défavorables

Moment corrigé	ELU		ELS	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
$M_o(KN.m)$	33.74	9.95	26.63	12.44
$M_t = 0.85M_o(KN.m)$	28.68	8.46	22.64	10.57
$M_a^x = M_a^y = -0.5M_o^x(KN.m)$	-16.87		-13.32	

Tableau V.6 : Les moments dans le voile périphérique.

Calcul de l'effort tranchant :

La valeur de l'effort tranchant dans les deux sens est donnés par :

$$V_u^x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 60.40 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 13.05 \text{ KN}$$

V.2.5 Calcul la section d'armature :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Position		M (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	28.68	0.069	0.091	0.164	5.03	2	5 HA12 = 5.65
	y-y	8.46	0.021	0.026	0.168	1.44	2	4 HA10 = 3.14
Appuis		-16.87	0.040	0.051	0.167	2.83	2	4 HA10 = 3.14

Tableau V.7 : La section d'armature dans le voile périphérique.

V.2.6 Vérification nécessaire :

À l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} < \bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b$

$$\tau_u = \frac{60.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

À l'ELS :

Vérification des contraintes :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau qui suit :

Position		M^s (KN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	22.64	4.59	16275.6	6.38	Vérifié	258.94	Non vérifié
	y-y	10.57	3.56	10011.78	3.76	Vérifié	212.84	Non vérifié
Appuis		-13.32	3.56	10011.78	4.74	Vérifié	268.22	Non vérifié

Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

L'état limite d'ouverture des fissures n'est pas vérifié, alors on doit calculer les armatures à l'ELS tel que :

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

On résume les résultats dans le tableau qui suit :

Position		M_s (KN. m)	$\beta(10^{-2})$	α	A^{cal} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	22.64	0.39	0.301	7.34	5 HA14 = 7.70
	y-y	10.57	0.18	0.342	3.42	4 HA12 = 4.52
Appuis		-13.32	0.23	0.232	4.21	4 HA12 = 4.52

Tableau V.9 : La section d'armature à l'ELS.

V.2.7 Schéma de ferrailage :

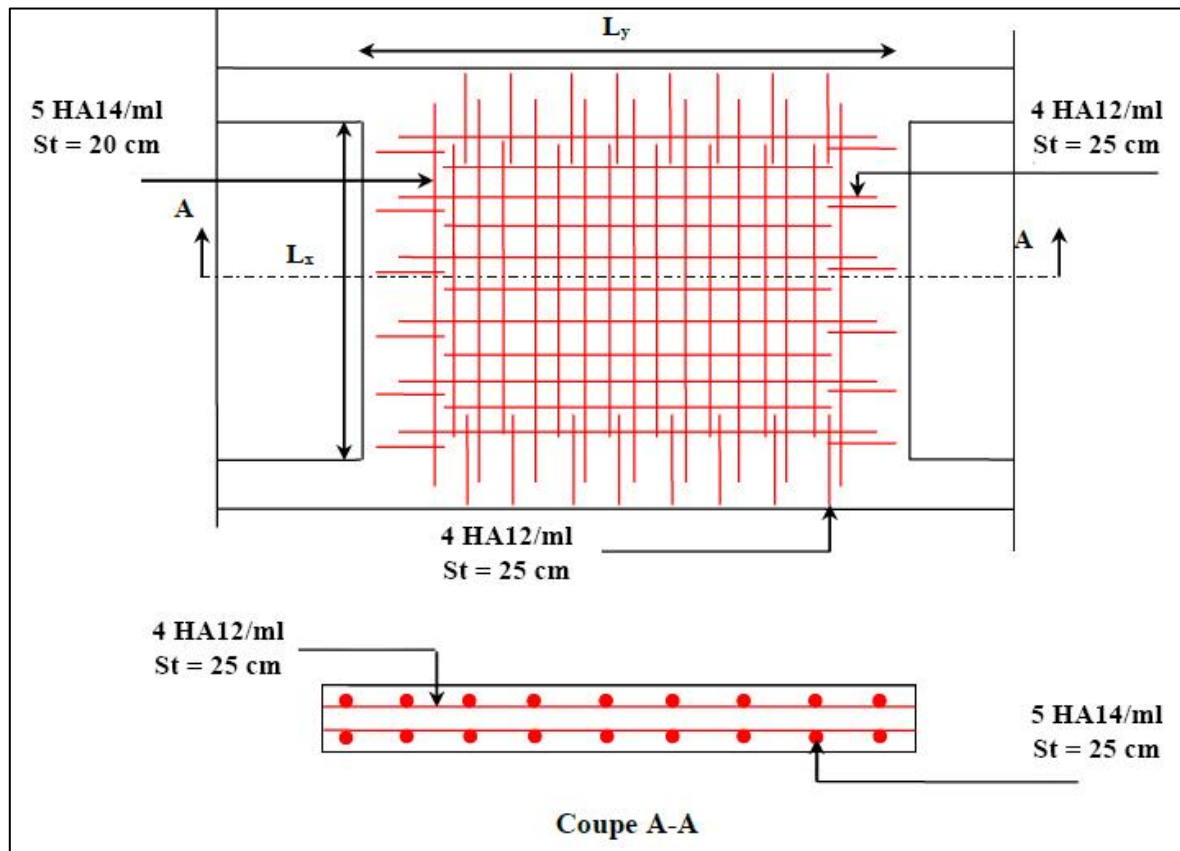


Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion générale :

Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances concernant le domaine bâtiment et savoir la résistance des éléments porteurs et sa stabilité et on s'est effectué à base des critères.

La bonne disposition des voiles et les régularités en élévation rendent notre structure d'un bon comportement dynamique.

Le risque de formation des rotules plastiques dans la poutre, et pas dans le poteau alors il faut assurer la vérification des nœuds.

Vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques sous charge verticale et horizontale aide à déterminer les dimensions des éléments structuraux.

Nous avons aussi pris conscience de l'évaluation considérable du GENIE CIVIL sur tous les niveaux spécifiquement **ETABS 2016** qui nous a appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (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.
- Cours des années de spécialité.
- Anciens mémoires de fin d'étude

Annexe 01

Dalle rectangulaires uniformément chargées articulée sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0.2$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0$	
	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	0,5358
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	1.00	0,0368	1	0,0441	1
0.70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 02

Section réelle d'armature

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

Annexe 03

Table de PIGEAUD
Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 0,8$

U /l _x		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
V /l _y												
M ₁	0.0	/	0.250	0.200	0.169	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.079
	0.1	0.320	0.255	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	0.119	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	0.095	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.099	0.089	0.082	0.074	0.069	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.095	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	0.113	0.108	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
M ₂	0.0	/	0.282	0.237	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.177	0.159	0.147	0.133	0.127	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	0.059	0.063
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.095	0.080	0.081	0.070	0.071	0.060	0.058	0.056
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.066	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.059	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	0.039
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.047	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	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

Annexe 04

Promotion Immobilière en R+8 (17logts) Sidi Ahmed, Béjaia

IV- Conclusions et recommandations

D'après la coupe lithologique des sondages réalisés sur le terrain réservé au projet « Promotion en R+8 (17logts) », à Sidi Ahmed, Béjaia; On a constaté que le sol en place, est constitué essentiellement de schistes légèrement marneux, friables en surface et compacts en profondeur.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité la coupe lithologique du sondage et des essais pénétrométriques réalisés sur le site étudié; Pour cela nous suggérons : Des fondations superficielles ancrées à 1.80 m de profondeur, par rapport au niveau de la route pour une contrainte du sol de 2.00 Bars.

NB:

Le sol est ferme (S2) et ne présente aucune agressivité.

Le sol du site est sensible au contact de l'eau, il perd ses caractéristiques mécaniques (schistes marneux). Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent par conséquent, être évités durant les périodes de pluies.

Selon l'article 1.3 du DTR BE 12, « Règles d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment », le terrain rencontré lors des travaux de sondages est compact et, peut être terrassé au moyen d'une pelle mécanique, ou d'un brise-roche si nécessaire.

Vu que le projet est situé au bord de la route et d'une morphologie de départ en pente, nous vous recommandons, lors de la réalisation des fondations de respecter les consignes relatives aux phases de terrassement émises par le BET.

L'Ingénieur Chargé d'Etude

Le Chef de Département Technique

Le Directeur

IKHEDJI Selma
Ingénieur Chargé d'Etudes

DEBABI Nacim
Chef Département
Technique

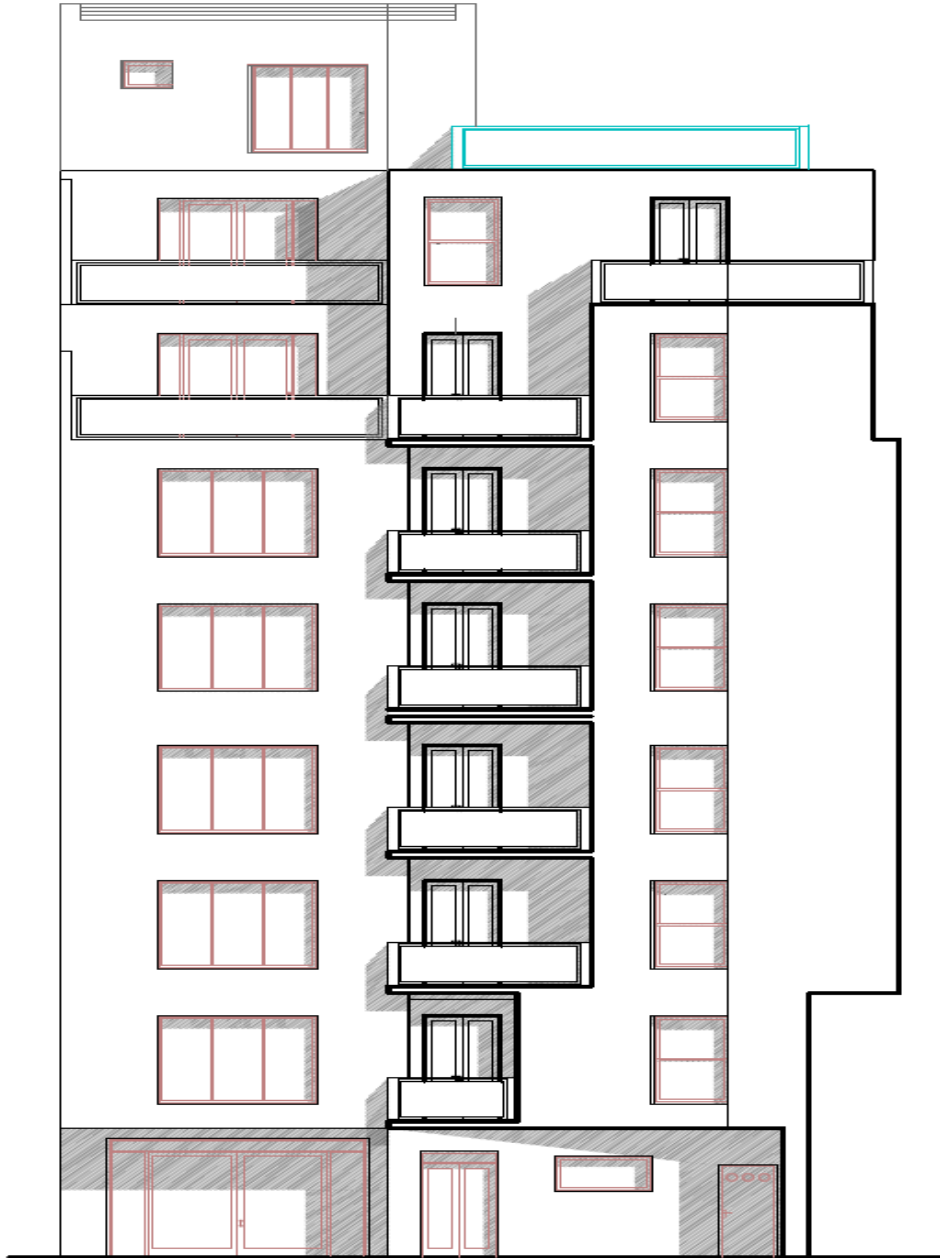


LNHC BEJAIA

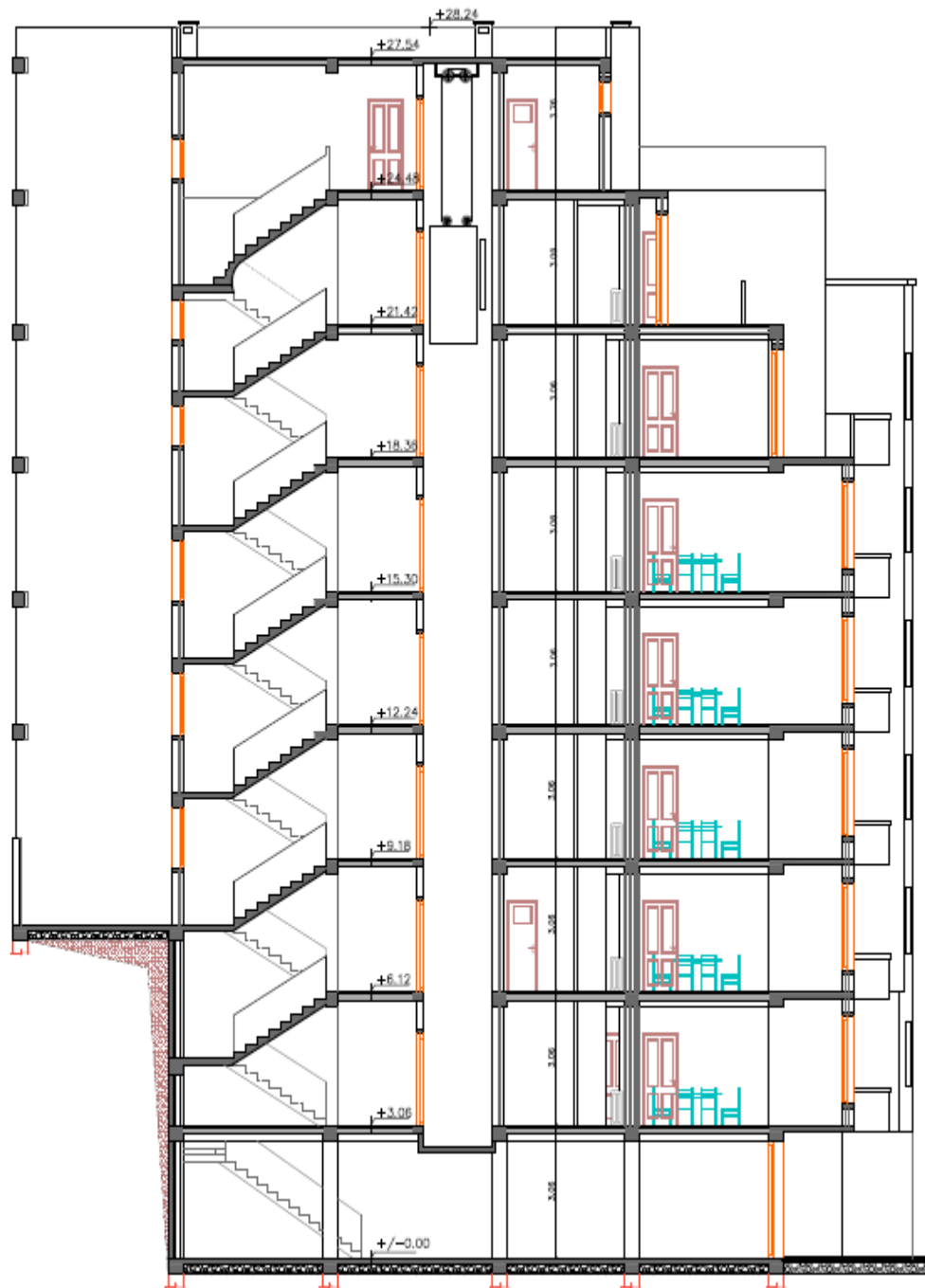
Plan de la structure



Façade latérale échelle : 1/100



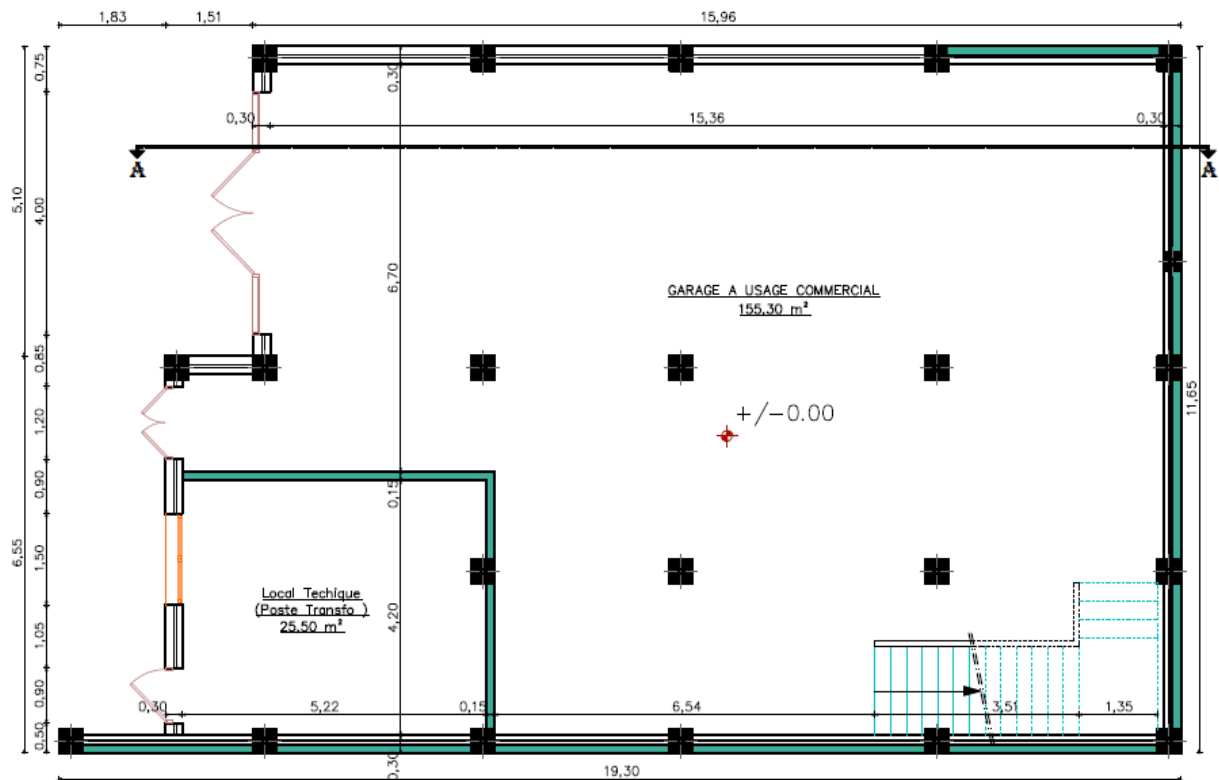
Façade principale échelle : 1/100



Coupe A-A échelle 1/100

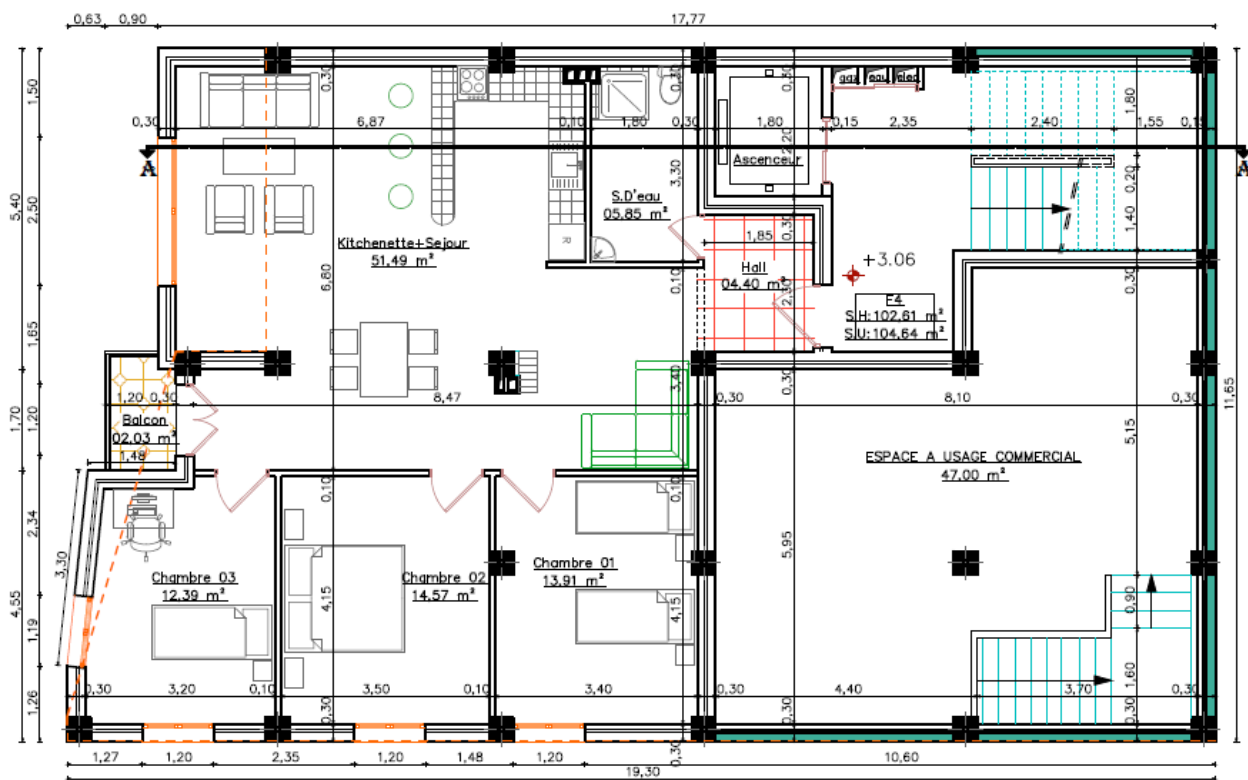
Plan des fondations échelle : 1/100

Plan de la structure



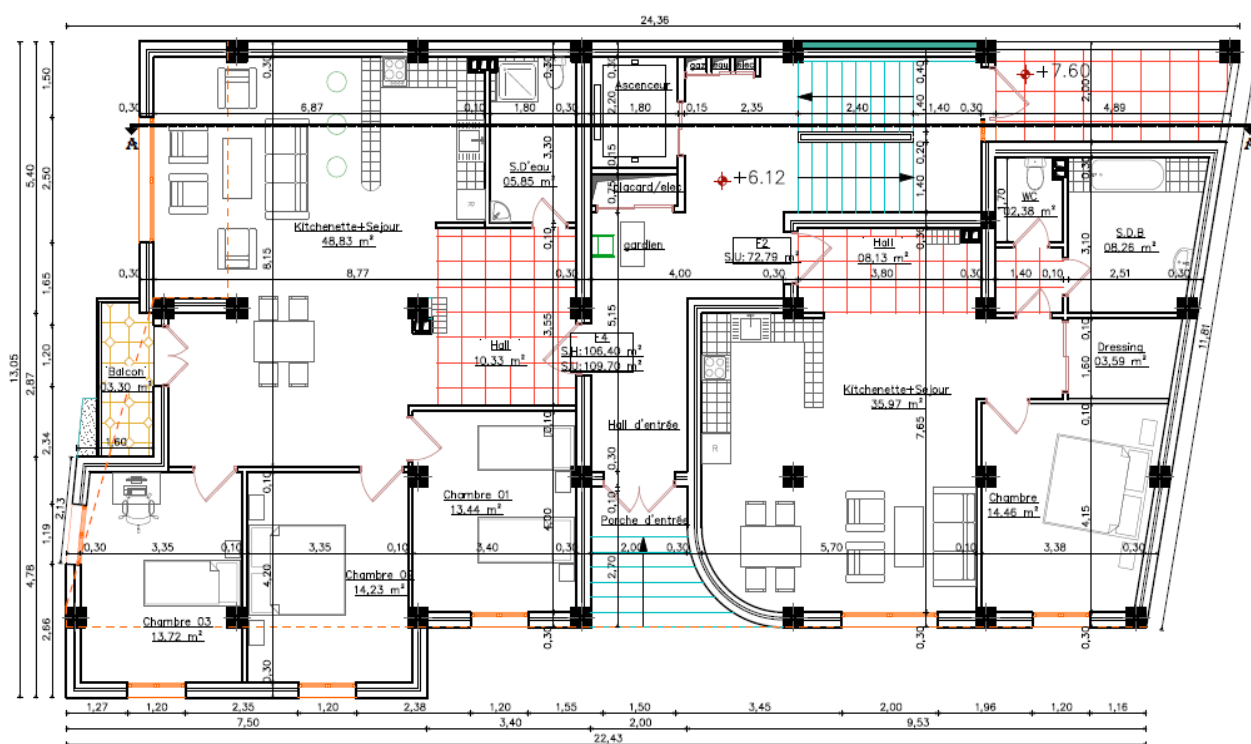
Plan de l'entre sol 2 (+/- 0.00)

Plan de la structure



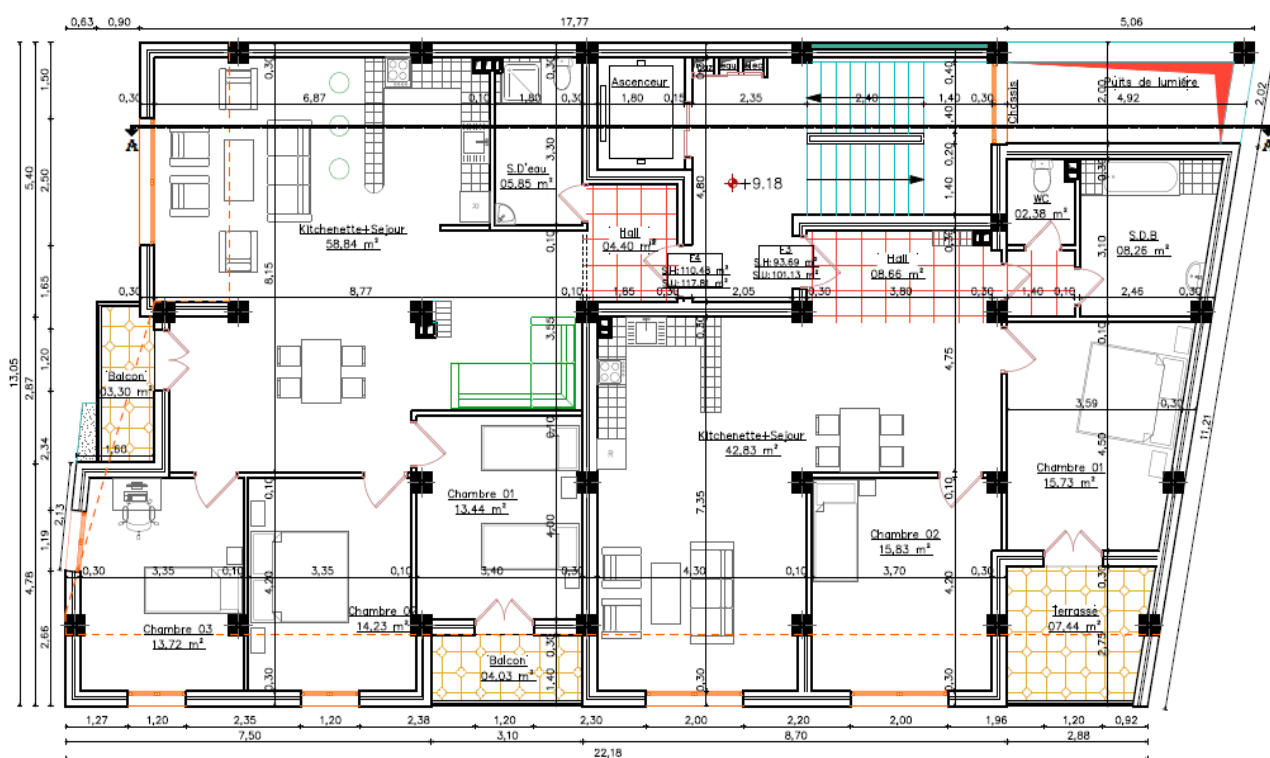
Plan de l'entre sol 1 (+ 03.06)

Plan de la structure



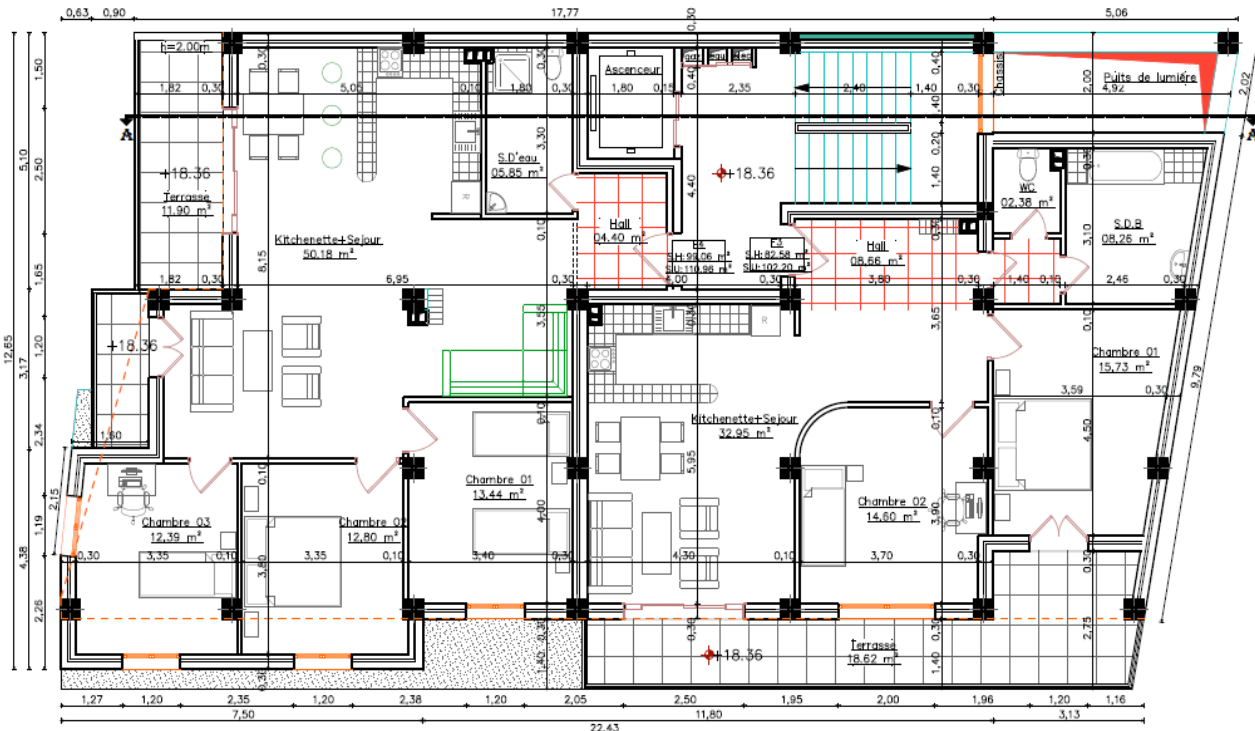
Plan RDC (+ 06.12)

Plan de la structure



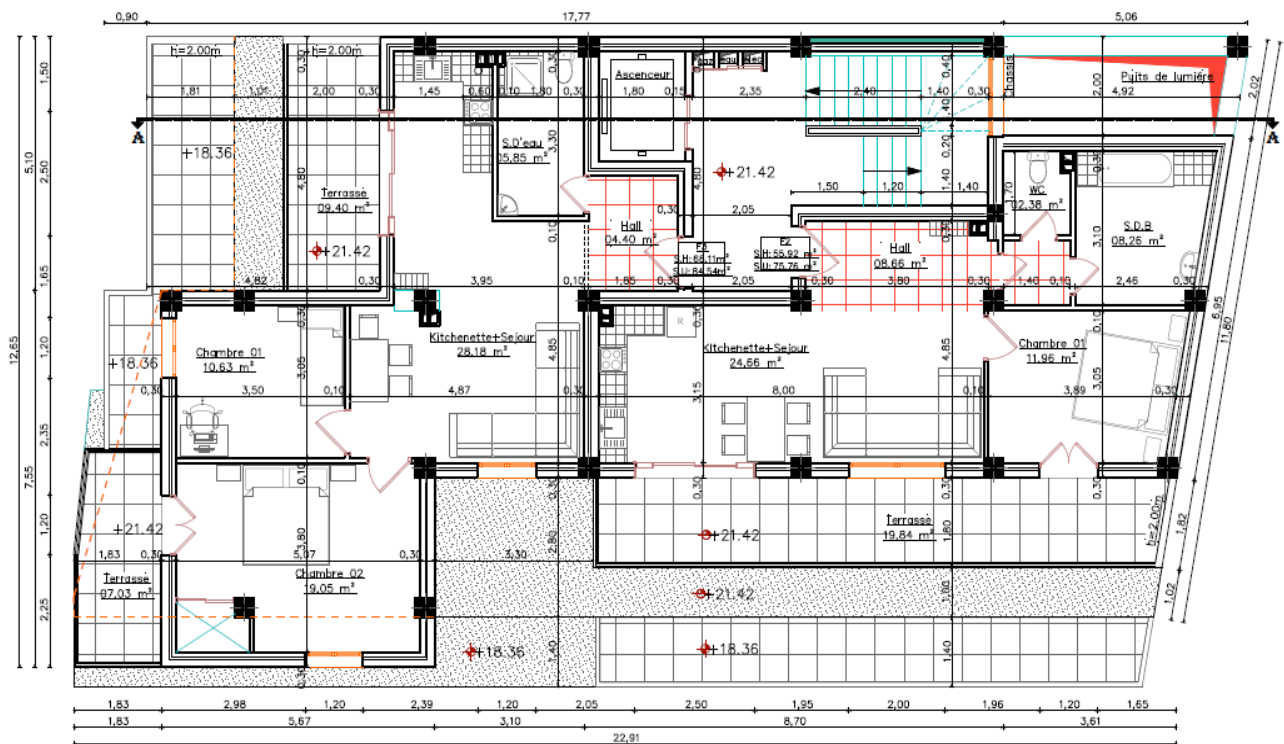
Plan Etage 01-02-03 (+09.18 ; +12.24 ; +15.30)

Plan de la structure

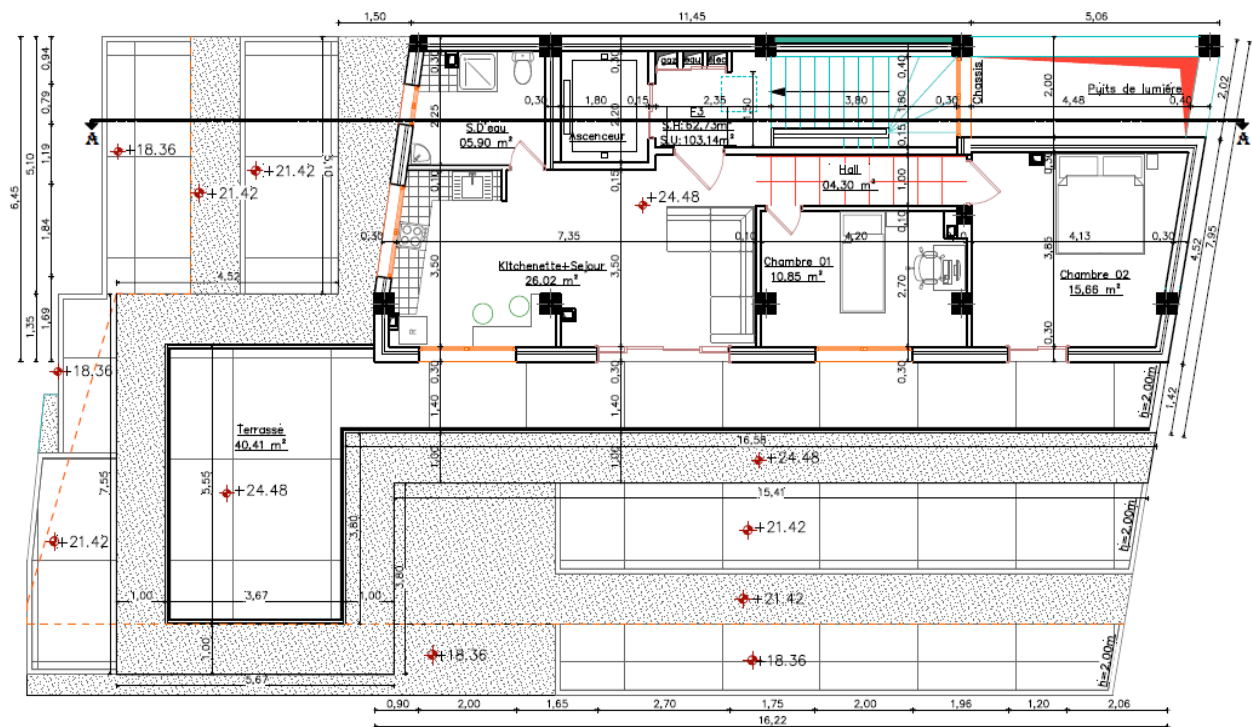


Plan Etage 4 (+18.36)

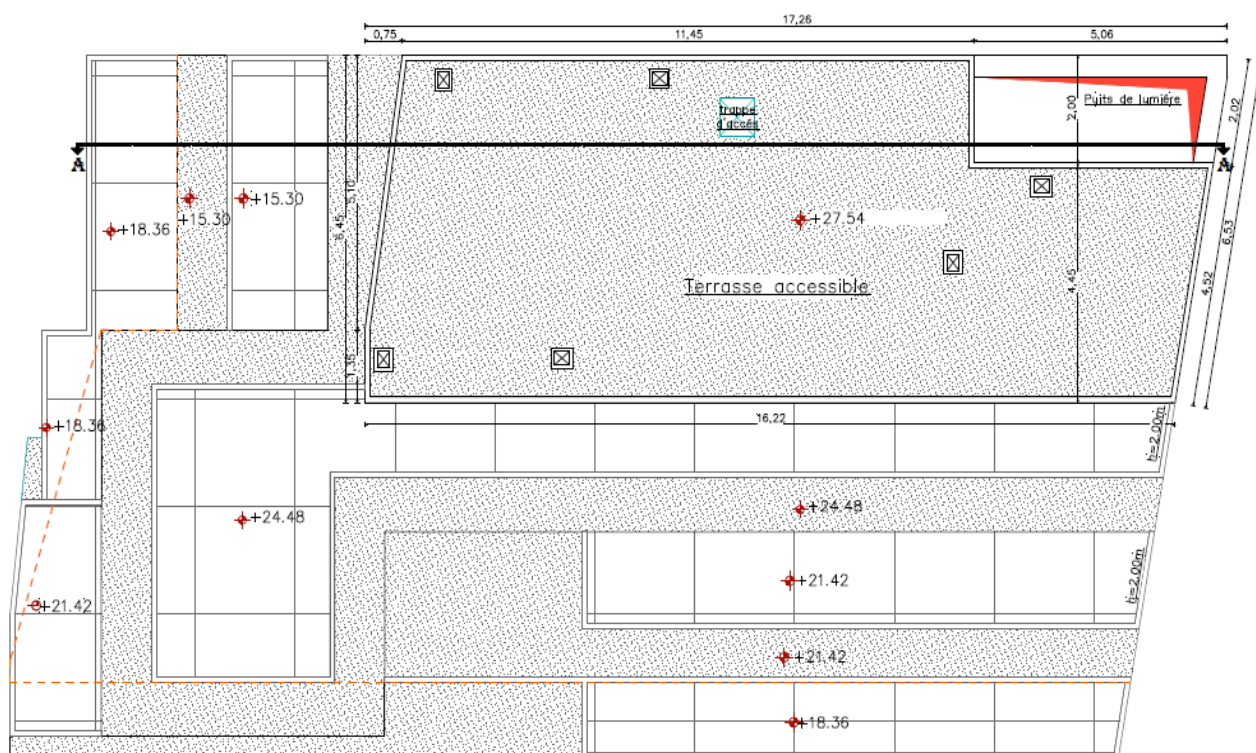
Plan de la structure



Plan Etage 5 (+21.42)



Plan Etage 6 (+24.48)



Plan de la toiture (+27.54)

Introduction

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Pré dimensionnement et calcul des éléments

Chapitre III

Etude dynamique

Chapitre IV

Calcul des éléments structuraux

Infrastructure

Chapitre V

Infrastructure

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure