

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté des sciences et des sciences appliquées
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures.

Thème

Etude d'un bâtiment en R+5+s/sol à usages multiples (comportant un sauna et une salle des fêtes)

Réalisé par :

- ✓ **BOUCHENE WIDAD**
- ✓ **KHITER NAIMA**

Encadré par : Dr.AMRANE Belaid

Soutenu publiquement le 12/07/2017 devant le jury:

Mr : M. KENNOUCHE Salim Président

Mr : AMRANE Belaid Encadreur

Mme : AIT AHMED Fatiha Examinatrice

Mr : AOUADI Abdelhak..... Examineur

Année universitaire: 2016/2017

Remerciements

Remerciements

Nous voilà en fin devant la fameuse feuille blanche de remerciements, celle à laquelle on pense pendant deux ans mais qui arrive sans prévenir.

*Nous commençons à remercier en premier lieu **ALLAH** le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous voudrions évidemment remercier notre encadreur monsieur **Amrane Belaid** dont la responsabilité le savoir faire le soutien n'on jamais fait défaut.*

Nous tiens à remercier tout particulièrement les membres de jury qui nous ont fait l'honneur de faire part de cette soutenance.

*Nos plus vifs remerciements à notre deux famille « **KHITER** et **BOUCHANE** » pour leur soutien inconditionné durant tout notre cursus universitaire.*

*C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions nos enseignants durant les années passées, " et en cas particulier monsieur **KENNOUCHE SALIM** "*

Nous ne pourrons pas oublier de remercier très chaleureusement nos amis pour leur aide de près ou de loin, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

*Nous tenons à présenter nos plus vifs remerciements à monsieur **WADAH Abdelkrim** le gérant de bureau d'étude " **EL MOHANDISSINE** " qui nous a acceptés pour le stage, sans oublier de remercier les ingénieurs " **NADIA AKILA HAMZA** " pour leur aides et leur temps qu'ont sacré pour nous.*



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir

À ma chère MAMAN.

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher PAPA.

À mes chers frères

FATAH

SAID

À mes chères sœurs

YAMINA TASSADIT DALILA MALIKA

KARIMA ET RIMA.

À mon binôme WIDAD que j'estime énormément.

À mes très chères amies que j'ai partagées les meilleurs moments de ma vie :

HAKIMA NACIRA HADA ET AMEL.

Un Hommage appuyé revient aussi à mes amis de la promotion 2017, et tous ceux qui ont connus et aimer

KHITER NAIMA



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir

À ma chère MAMAN.

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher PAPA.

À mes chers frères

MOURAD

AYOUB

À mes chères sœurs

SIHAM

SABRINE

À mon chère fiancé

OUSSAMA

À mon binôme NAIMA que j'estime énormément.

À mes très chères amies que j'ai partagées les meilleurs moments de ma vie :

NESRINE

AMINA

SARAH

Un Hommage appuyé revient aussi à mes amis de la promotion 2017, et la famille DRICI et tous ceux qui ont connus et aimer

BOUCHENE WIDAD

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	I
RESUME	II
ABSTRACT.....	III
ملخص.....	IV
SOMMAIRE.....	V
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES	XVIII
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.1.1. Description	2
I.2. Caractéristiques du bâtiment	2
I.2.1. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	2
I.3. Conception de la structure du bâtiment	3
I.4. Caractéristique des matériaux	5
I.4.1. Béton.....	5
I.4.1.1. Résistance mécanique du béton.....	5
I.4.1.2. Contrainte de compression limite.....	7
I.4.2. Acier	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistances

II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des plancher.....	11
II.2.1. Plancher en corps creux	11
II.2.2. Plancher dalle pleine	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.4. Descente de charge et pré dimensionnement des poteaux.....	14
II.4.1. Détermination des charges et surcharges	14
II.4.1.1. Charge permanentes	15
II.4.1.2. surcharge d'exploitation	18
II.4.2. Descente des charges.....	18
II.4.3. Pré dimensionnement des poteaux	20
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Calcul des plancher	28
III.1.1. Introduction	28
III.1.2. Plancher à corps creux	28
III.1.3. Calcul des poutrelles	28
III.1.3.1. Avant coulage de la table de compression	30
III.1.3.2. Après le coulage de la dalle de compression.....	31
III.1.4. Ferrailage	47
III.1.4.1. Sollicitation de calcul à l'ELU.....	47
III.1.4.2. Sollicitation de calcul à l'ELS	47
III.1.4.3. Calcul à l'ELU	48
III.1.4.4. Vérification	49

III.1.5. Calcul des armatures transversales	50
III.1.6. Vérification à l'ELS	50
III.1.6.1. Vérification à l'ELS de la résistance à la compression du béton	51
III.1.7. Calcul de la flèche.....	53
III.1.8. Etude de la dalle de compression	55
III.1.9. Ferrailage du plancher	56
III.2. Les escaliers	57
III.2.1. Définition et terminologie.....	57
III.2.2. Pré dimensionnement	58
III.2.3. Ferrailage	62
III.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges	63
III.2.3.2. Sollicitation de calcul.....	64
III.2.3.3. Ferrailage à l'ELU	70
III.2.3.4. Ferrailage à l'ELU	71
III.2.3.5. Vérification à l'ELS	72
III.2.4. Vérification de la flèche	73
III.2.5. Vérification à l'ELU	80
III.2.6. Vérification à l'ELS	81
III.2.7. Calcul de la flèche	81
III.2.8. Ferrailage à l'ELU	87
III.2.9. Vérification à l'ELU	88
III.2.10. Vérification à l'ELS.....	89
III.2.11. Calcul de la flèche	89
III.2.12. Calcul de la poutre palière	91
III.2.12.1. Calcul des efforts à l'ELU	92
III.2.12.2. Calcul des efforts à l'ELS.....	93
III.2.12.3. Vérification à l'ELU	96

III.2.13. Schéma de ferrailage des escaliers	97
III.2.14. Schéma de ferrailage de poutre palière	98
III.3. Plancher en dalle pleine.....	99
III.3.1. Pré dimensionnement	99
III.3.2. Evaluation des charges	99
III.3.3. Combinaisons de charge	100
III.3.4. Sollicitation	100
III.3.5 Ferrailage de la dalle	101
III.3.5.1. Calcul à l'ELU	101
III.3.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS	102
III.3.5.3. Vérification de la flèche.....	103
III.3.5.4. Schéma de ferrailage de dalle pleine	105
III.3.6. Calcul des balcons	105
III.3.6.1. Pré dimensionnement	105
III.3.6.2. Evaluation des charges.....	105
III.3.6.3. Sollicitation.....	106
III.3.6.4. Calcul des ferrailages.....	108
III.3.6.4.1. Calcul à l'ELU	108
III.3.6.4.2. Vérification à l'ELS	109
III.3.6.4.3. Vérification à l'ELS	111
III.3.6.5. Vérification de la flèche	114
III.3.6.6. Schéma de ferrailage du balcon	114
III.4. Acrotère.....	115
III.4.1. Hypothèse de calcul	115
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges	116
III.4.3. Sollicitation de calcul.....	117
III.4.3.1. Sollicitation à l'ELU	117

III.4.3.2. Sollicitation à l'ELS.....	118
III.4.4. Ferrailage de l'acrotère	118
III.4.4.1. Calcul à l'ELU	118
III.4.4.2. Calcul à l'ELS	122
III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère	125

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Etude dynamique.....	126
IV.1.1. Introduction	126
IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique	126
IV.1.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	126
IV.1.4. Modélisation de la structure	127
IV.1.5. Etapes de modélisation	127
IV.1.6. Disposition des voiles	128
IV.1.7. Caractéristique géométrique de la structure	129
IV.1.7.1. Centre de la masse	130
IV.1.7.2. Centre de rigidité	130
IV.1.7.3. Excentricité	130
IV.1.8. Modes de vibration et participation massique	132
IV.1.8.1. Nombre de mode à considères	132
IV.1.8.2. Calcul de période fondamentale.....	132
IV.1.8.3. Mode de vibration obtenus	133
IV.2. Etude sismique	136
IV.2.1. Introduction	136
IV.2.2. Choix de la méthode de calcul.....	136
IV.2.3. Spectre de réponse de calcul.....	137

IV.2.4. Vérification de l'interaction portique/voiles	140
IV.2.5. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode de modal spectral	141
IV.2.6. Combinaison des modales	143
IV.2.7. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente	144
IV.2.8. Vérification du résultant des forces sismique de calcul.....	147
IV.2.9. Distribution du résultant des forces sismique selon la hauteur.....	147
IV.2.10. Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	149
IV.2.11. Vérification de l'effort P- Δ	150
IV.2.12. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	152
IV.2.13. Vérification de l'effort normal réduit.....	153

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Ferrailage des poteaux	155
V.1.1. Calcul des armatures	155
V.1.2. Calcul des armatures longitudinales	157
V.1.3. Ferrailage transversal	158
V.1.4. Exemple de calcul.	159
V.1.5. Armatures transversales	163
V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux	167
V.2. Ferrailage des poutres	168
V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003)	169
V.2.1.1. Armatures longitudinales	169
V.2.1.2. Armatures transversales	169
V.2.2. Exemple de calcul	170
V.2.3. Récapitulatifs du ferrailage des poutres	178

V.2.3.1. Ferrailages des poutres principales	178
V.2.3.2. Ferrailages des poutres secondaires	179
V.2.4. Vérification de la flèche	181
V.2.5.ferrailage des poutres :	182
V.3. Ferrailage des voiles	183
V.3.1. introduction	183
V.3.2. Les combinaisons d'action	184
V.3.3. Recommandations de RPA99/v.2003	184
V.3.3.1. Armatures verticales	184
V.3.3.2. Armatures horizontales	185
V.3.3.3. Règle communes	185
V.3.3.4. Armatures transversales	185
V.3.3.5. Armature de potelet	185
V.3.4. Ferrailage des voiles	186
V.3.4.1. Exposé de la méthode	186
V.3.5. Exemple de calcul (voile sens x-x)	188
V.3.5.1. Détermination des sollicitations	188
V.3.5.2. Calcul des armatures verticales	189
V.3.5.3. Espacement	190
V.3.5.4. Armature horizontale	190
V.3.5.5. Armature transversale	190
V.3.5.6. Vérification de contrainte de cisaillement	190
V.3.5.7. Schéma de ferrailage des voiles	193

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Etude du voile périphérique	195
VI.1.1. Introduction	195
VI.1.2. Dimensionnement	195
VI.1.3. Ferrailage	196
VII.1.4. Vérification a l'ELS	201
VII.1.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique	203
VI.2. Calcul des fondations	204
VI.2.1. Les type des fondations	204
VI.2.2. Choix de système de fondation	204
VI.2.3. Vérification de choix des semelles	205
VI.2.4. Semelle isolée sous poteau	205
VI.2.4.1. Pré dimensionnement	205
VI.2.5. Vérification des conditions de stabilité au renversement	206
VI.2.6. Vérification de la contrainte du sol (ELU)	207
VI.2.7. Vérification non poinçonnement	207
VI.2.8. Ferrailage des semelles	207
VI.2.9. Schéma de ferrailage des semelles isolées	208
VI.3. Semelle filante sous voiles périphérique et poteau	209
VI.3.1. Dimensionnement de la semelle	210
VI.3.2. Ferrailage Des Semelles Filantes	212
VI.3.3. Dimensionnement de la nervure.....	213
VI.3.4. Calcul des armatures du libage (nervure)	214
VI.3.5. Schéma de ferrailage de semelle filante	216
VI.3.6. Etude de la longrine	216
VI.3.7. Schéma de ferrailage de longrine.....	218
CONCLUSION GENERALE	

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau (I.1.) : Tableau récapitulatif	10
--	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistances

Tableau (II.1.) : Tableau de dimensionnement des poutres	13
Tableau (II.2.) : Tableau du poteau central	23
Tableau (II.3.) : Tableau des dimensionnements des poteaux	24
Tableau (II.4.) : Tableau de vérification de flambement.....	25
Tableau (II.5.) : Tableau de vérification de section	25

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau (III.1.) : Récapitulation des efforts internes	31
Tableau (III.2.) : Les données de calcul à l'ELU	36
Tableau (III.3.) : Les données de calcul à l'ELS.....	38
Tableau (III.4.) : Les données de calcul à l'ELU	39
Tableau (III.5.) : Les données de calcul à l'ELS	41
Tableau (III.6.) : Les données de calcul à l'ELU	42
Tableau (III.7.) : Les données de calcul à l'ELS.....	44
Tableau (III.8.) : Vérification de la flèche	54
Tableau (III.9.) : Moment fléchissant	66
Tableau (III.10.) : Effort tranchant.....	66
Tableau (III.11.) : Moment fléchissant.....	67
Tableau (III.12.) : Effort tranchant	67
Tableau (III.13.) : Vérification de la flèche.....	74
Tableau (III.14.) : Vérification de la flèche	83
Tableau (III.15.) : Vérification de la flèche	91

Tableau (III.16.) : Récapitulation les résultants de calcul pour le panneau de dalle	101
Tableau (III.17.) : Ferrailage de panneau de dalle	102
Tableau (III.18.) : Vérification des contraintes	103
Tableau (III.19.) : Vérification de la flèche	104
Tableau (III.20.) : Les moments et les efforts tranchants trouvés	107
Tableau (III.21.) : Charge et surcharge	116
Tableau (III.22.) : Différentes combinaisons à utiliser	118

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau (IV.1.) : Centre de masse et de rigidité des différents niveaux.....	131
Tableau (IV.2.) : Période et facteur de participation modale.....	132
Tableau (IV.3.) : Valeur des pénalités	139
Tableau (IV.4.) : Comportement de système de contreventement sous charge vertical	140
Tableau (IV.5.) : Comportement de système de contreventement sous charge horizontal	141
Tableau (IV.6.) : Calcul de l'effort tranchante modal au la bas sens longitudinal	142
Tableau (IV.7.) : Calcul de l'effort tranchante modal au la bas sens transversal.....	142
Tableau (IV.8.) : Combinaison des réponses modales	144
Tableau (IV.9.) : Effort sismique par la méthode statique équivalente	146
Tableau (IV.10.) : Vérification de la résultant des fores sismique de calcul	147
Tableau (IV.11.) : La distribution de la résultante des forces sismique selon hauteur xx	148
Tableau (IV.12.) : La distribution de la résultante des forces sismique selon hauteur yy	148
Tableau (IV.13.) : Le déplacement inter-étage dans le sens xx	149
Tableau (IV.14.) : Le déplacement inter-étage dans le sens yy	150
Tableau (IV.15.) : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta dans le sens longitudinal	151
Tableau (IV.16.) : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta dans le sens transversal.....	151
Tableau (IV.17.) : coordonnées X_G , Y_G	152
Tableau (IV.18.) : Le moment de renversement	153
Tableau (IV.19.) : Vérification d'équilibre d'ensemble	153
Tableau (IV.20.) : Vérification de l'effort tranchant réduit	154

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau (V.1.) : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	155
Tableau (V.2.) : Situation durable.....	156
Tableau (V.3.) : Situation accidentelle (0.8±GE) et (0.8G±E).....	156
Tableau (V.4.): Armatures maximales et minimales pour chaque zone	158
Tableau (V.5.): Ferrailage des poteaux longitudinal et transversale.....	162
Tableau (V.6.) : Vérification du % max des armatures dans les poteaux	163
Tableau (V.7.) : Armatures transversales dans les poteaux	165
Tableau (V.8.) : Vérification des contraintes aux cisaillements	165
Tableau (V.9.) : Vérification des contraintes à l'ELS.....	166
Tableau (V.10.) : Sollicitations de calcul	170
Tableau (V.11.) : Ferrailage des poutres principales	178
Tableau (V.12.) : Ferrailage des poutres secondaires	179
Tableau (V.13.) : Vérification de la contrainte de cisaillement (PP).....	179
Tableau (V.14.) : Vérification de la contrainte de cisaillement (PS).....	180
Tableau (V.15.) : Vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP).....	180
Tableau (V.16.) : Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PS).....	181
Tableau (V.17.) : Ferrailage verticale du voile sens x-x	191
Tableau (V.18.) : Choix des barres du voile	192
Tableau (V.19.) : Ferrailage verticale du voile sens y-y	192
Tableau (V.20.) : Choix des barres du voile	192
Tableau (V.21.) : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement	193

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau (VI.1) : Ferrailage du voile périphérique	20
Tableau (VI.2) : Vérification des contraintes (sens x-x)	202
Tableau (VI.3) : Vérification des contraintes (sens y-y)	203
Tableau (VI.4) : Ferrailage des poteaux	208
Tableau (VI.5) : Dimensionnement des semelles	211
Tableau (VI.6) : Vérification des constraints à l'ELS	212
Tableau (VI.7) : Ferrailage des semelles filantes	213
Tableau (VI.8) : Ferrailage de nervure	216

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure (I.1): Schéma de l'escalie.....	4
Figure (I.2): Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en Fonction de celle à la compression.....	6
Figure (I.3) : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	7
Figure (I.4) : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	8
Figure (I.5): diagramme contrainte-déformation de calcul d'acier.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.

Figure (II.1) : Coupe du plancher terrasse.....	15
Figure (II.2) : Coupe d'un plancher d'étage courante.....	16
Figure (II.3) : Coupe du mur extérieur	17
Figure (II.4) : Coupe de l'acrotère.....	18
Figure (II.5) : Section du poteau central le plus sollicité	22
Figure (II.6) : Coupe de voile en élévation	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure (III.1) : Corps Creux	28
Figure (III.2) : Dimension de la poutrelle.....	47
Figure (III.3) : Treillis soudés	56
Figure (III.4) : Ferrailage du plancher	56
Figure (III.5) : Schéma d'un escalier	57
Figure (III.6) : Schéma statique type01	58
Figure (III.7) : Schéma statique du type02.....	60

Figure (III.8) : Schéma statique du type 03.....	61
Figure (III.9) : Schéma statique du type 01.....	64
Figure (III.10) : Schéma statique du type 02.....	75
Figure (III.11) : Schéma statique du type 03.....	83
Figure (III.12) : ferrailage de l'escalier 01.....	97
Figure (III.13) : ferrailage de l'escalier 02.....	97
Figure (III.14) : ferrailage de l'escalier 03.....	98
Figure (III.15) : Ferrailage de poutre palier.....	98
Figure (III.16) : Ferrailage de dalle pleine.....	105
Figure (III.17) : Ferrailage de balcon	115
Figure (III.18) : dimensions de l'acrotère	116
Figure (III.19) : Schéma statique de l'acrotère.....	117
Figure (III.20) : Ferrailage acrotère	125

Chapitre IV: Etude dynamique de la structure

Figure (IV.1) : Modélisation de la structure.....	128
Figure (IV.2) : 1er Mode de translation suivant le sens y-y de période	133
Figure (IV.3) : 2eme Mode de translation suivant le sens x-x de période	134
Figure (IV.4) : 3eme Mode de rotation autour de l'axe Z de période	135
Figure (IV.5) : Spectre de réponse	140

Chapitre V : Etude des éléments résistants

Figure (V.1) : Représentation schématique d'un poteau (45x45)	160
Figure (V.2) : Ferrailage des poteaux	168
Figure (V.3) : Ferrailage des poutres	183
Figure (V.4) : Disposition des armatures verticales dans le voile	184
Figure (V.5) : Ferrailage des voiles	194

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure (VI.1) : Schéma de voile périphérique	195
Figure (VI.2) : Schéma statique	196
Figure (VI.3) : Diagramme des contraintes dues à la poussée des terres.....	197
Figure (VI.4) : Diagramme des contraintes dues à la surcharge	197
Figure (VI.5) : Ferrailage du voile périphérique	203
Figure (VI.6) : Semelle isolée	205
Figure (VI.7) : Ferrailage de semelle isolée	209
Figure (VI.8) : La disposition des semelles filantes	209
Figure (VI.9) : Section de la nervure	213
Figure (VI.10) : Ferrailage de semelle filant et nervure.....	216
Figure (VI.11) : Ferrailage de longrine	218

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez de chaussée plus 5 étages plus un sous-sol à usage commercial et habitation et service. Sa structure est implantée à Bouira. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien. Cette étude se compose de 6 parties :

- **chapitre 1** : consacré pour la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, Ensuite le pré dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.
- **chapitre 2** : consacré pour les pré-dimensionnements des éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon poutre palière et l'acrotère).
- Chapitre 3: on a entamé dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires
- **Chapitre 4** : étude sismique et dynamique.
- **Chapitre 5** : étude des éléments principaux.
- **Chapitre 6** : étude de l'infrastructure.

Abstract

This project presents a study of a building made up of one rez of roadway plus 5 story plus a basement with regular commercial practice and dwelling its structure is established with will bouira this area is classified in IIa zone according to the Algerian paraseismic regulation this study is composed of 6 parts

- Chapter01: devoted for the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements, In continuation the predimensioning of the elements and finally the descent of the loads.
- Chapter02: devoted for the predimensioning of the secondary elements (the staircase, beams, landing balcony beam and acroterion).
- chapter03: one started in this chapter the study of the secondary elements.
- chapter04: seismic study and dynamic.
- chapter05: study of the principal elements.
- chapter06: study of the infrastructure.

يعرض هذا تفصيلية الذي ي أرضية
. يتم هيكلها البويرة. و هذه المنطقة مصنفة كمنطقة ثانية من
حيث النشاط الزلزالي لقواعد الجزائرية المضادة للزلازل. هذه :

تنسيب :
وأخيرا تخفيض تكاليف.

: الثانوية) .(

: دراسة العناصر الثانوية

: الدراسة الديناميكية والزلزالية

: دراسة العناصر الأساسية

: دراسة البنى التحتية

: ETABS . الجزائرية 2003/99 . BAEL

I. Introduction :

I.1.Présentation du projet :

I.1.1.Description :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un bâtiment (RDC+5+sous sol) à usage multiple (habitation, service et commerce) l'ouvrage sera implante à BOUIRA qui est classées selon les règles parasismique algérien comme un zone de moyenne sismicité (zone II a, RPA99/version 2003).

Le bâtiment est composé de :

- sous sol utilise comme parking
- un rez-de-chaussée à usage de service (commerce et douche avec sauna)
- premier étage à usage d'une salle des fêtes
- Deuxième étage à usage de restaurant
- troisième à cinquième étage à usage d'habitation
- la terrasse est inaccessible.

I.2.Caractéristique du bâtiment

I.2.1.Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

En plan :

La longueur totale de bâtiment	23,08m
La largeur totale (RDC)	18m
La largeur totale (premier à cinquième étage)	19,20m

En élévation :

Hauteur totale du bâtiment (à partir du RDC).....	19,98m
Hauteur de sous-sol	3,4m
Hauteur du rez-de-chaussée	4,08m
Hauteur des étages d'habitation et service	3,06m

I.3. Conception de la structure du bâtiment

a) Ossature de l'ouvrage:

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des voiles et des portiques (structure mixte) tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer l'équilibre de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b) Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle plein.

a. Planchers corps creux (à partir de RDC jusqu'à terrasse) :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton ad 'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b. Planchers dalle pleine (plancher de sous-sol) :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

c) Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage, notre ouvrage comporte 3 types des escaliers à paillasse comportant 3 volées avec deux palier de repose et 2 volées avec un palier de repose .

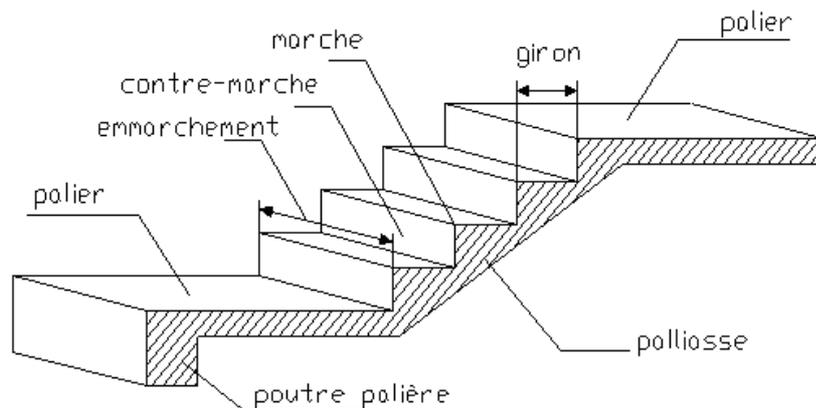


Fig I.1 : Schéma de l'escalier

d) Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

f) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

G) Fondation:

Le site est considéré comme un site meuble (S3) selon le rapport de sol.

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2$ bars.

L'infra structure du bâtiment se compose d'un sous/sol et des semelles fondation de type superficiel dont la nature sera déterminée ultérieurement (chapitre fondation)

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturel,

I.4. Caractéristique des matériaux :

I.4.1. Béton : Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de Compression.

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de : ciment, sable, gravier, et eau de gâchage

a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

c. Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

d. Graviers :

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.4.1.1. Résistances mécaniques du béton :

❖ . Résistance caractéristique à la compression : C.B.A 93 (Art A .4.1)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25Mpa ($f_{c28} = 25\text{Mpa}$).

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

❖ . Résistance caractéristique à la traction : C.B.A (Art A.4.2)

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

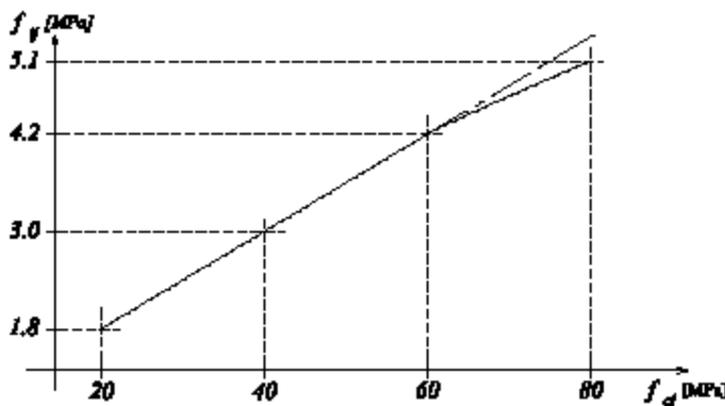


Figure I.2: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en

Fonction de celle à la compression

I.4.1.2. Contrainte de compression limite : C.B.A (Art A.4.3)

❖ .État limite ultime (ELU) :

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

Les déformations du béton sont :

$$\begin{cases} -\epsilon_{bc1} = 2\text{‰} \\ -\epsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

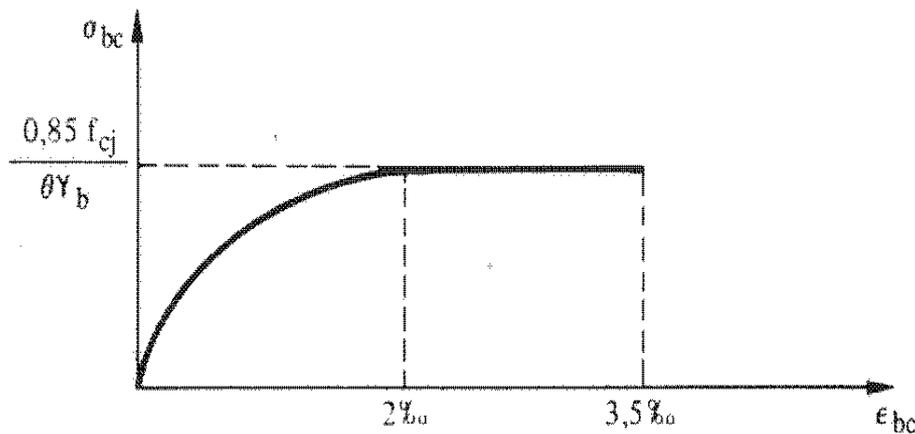


Figure I.3 : Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = 14.16 \text{Mpa.}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

❖ . Etat limite de service (ELS):

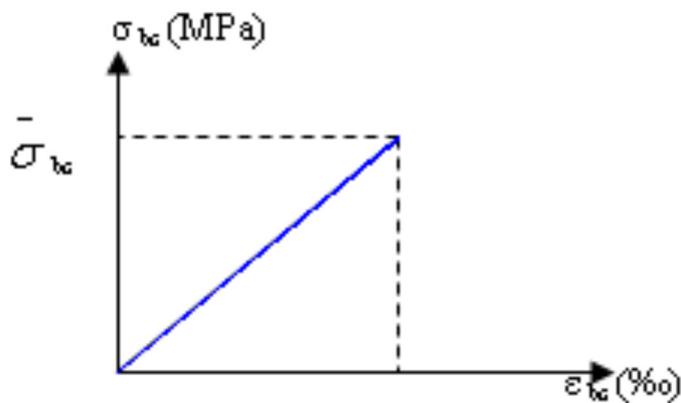


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

Pour notre béton ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ Modules de déformation longitudinale: C.B.A 93 (Art A.4.4)

– Déformations instantanées « E_{ij} » C.B.A.93 (Art A.4.5)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Avec :

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83 j} f_{c28}$ Pour

$f_{c28} \leq 40$ [MPa]

Dans notre cas : $E_{ij} = 32198.73$ Mpa.

- Déformations différées « E_{vj} » C.B.A.93 (Art A.4.6)

$E_{vj} = 3700 (f_{cj}^{1/3})$ si $f_{c28} \leq 60$ Mpa.

Dans notre cas : $E_{vj} = 10829.9$ Mpa.

- Coefficients de poisson : C.B.A 93 (Art A.4.7)

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.4.2. Acier :

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

1.4.2.1. Contrainte limite :

- ❖ Etat limite ultime : BAEL 99 (Art B.4.1)

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure I.

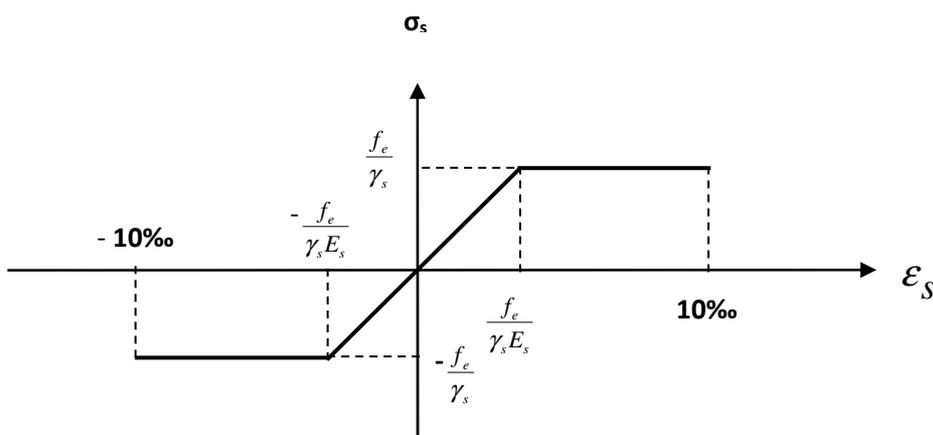


Figure I.5: diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier

$\gamma_s R$: Coefficient de sécurité.

$\gamma_s R = 1 R$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s R = 1.15 R$ cas de situations durable ou transitoire.

Dans notre cas : H.A $f_e = 400 \text{Mpa}$.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s :$$

Barre HA : $\sigma_s = 347.83 \text{Mpa}$.

❖ Etat limite de service : BAEL 99 (Art B.4.2)

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

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f^e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{Mpa}$.

η : Coefficient de fissuration.

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

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

Tableau I.1 : tableau récapitulatif

	Valeurs (Mpa)
F_{c28}	25
F_{t28}	2.1
E_{ij}	32198.73
E_{vj}	10829.9
σ_s	347.83
$\bar{\sigma}_{st}$	201.63
$\bar{\sigma}_{bc}$	15
f_{bu}	14.16

II. Pré dimensionnement des éléments résistances:

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement, est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage. Il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 –version 2003-", et le "CBA 93".

II.2.Pré dimensionnement des plancher :

II.2.1.Plancher en corps creux :

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\min(l_{xmax}; l_{ymax})}{22,5} \quad \text{dans notre cas } l=365 \text{ cm.}$$

Avec :

l_{xmax} : Distance maximum entre nus d'appuis suivant x.

l_{ymax} : Distance maximum entre nus d'appuis suivant y.

e : l'épaisseur du plancher.

$e \geq 16,22\text{cm}$ on prend $e=20\text{cm} = (16+4) \text{ cm}$.

16cm : hauteur du corps creux.

4cm : hauteur de la dalle de compression.

II.2.2.Plancher en dalle pleine :

➤ Condition de résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$: pour une heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux heures de coup de feu.

➤ Condition de l'isolation phonique :

Selon les règles C.B.A.93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique (Art.....)

D'après la loi de la masse :

$$h_0 \geq \frac{M}{\rho} = \frac{\text{Masse surfacique } (\geq 350\text{kg/m}^2)}{\text{Masse volumique B. A } (2500\text{kg/m}^3)}$$

$$e=0.14m$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : **e = 15cm.**

II.3.Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharge des plancher aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

Selon les règles CBA 93 (BAEL 91)

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée de la poutre.

a) poutre principales :

❖ Hauteur :

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

$$523/15 \leq h \leq 523/10$$

$$34,87 \leq h \leq 52.3$$

On prend : **h= 45cm**

❖ Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$

On prend : **b= 30cm**

b) poutre secondaire :

❖ Hauteur :

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

$$365/15 \leq h \leq 365/10$$

$$24,33 \leq h \leq 36,5$$

On prend : **h= 35cm**

❖ Larguer :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **b= 30cm**

c) vérification RPA99 (Art B.4.1) :

Les poutres doivent respect les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.1.dimensionnement des poutres :

	Pouters principales	Pouters secondaires	vérification
Hauteur (cm)	45 ≥ 30	35 ≥ 30	C.V
Largeur (cm)	30 ≥ 20	30 ≥ 20	C.V
Hauteur/larger	1,5 ≤ 4	1,16 ≤ 4	C.V

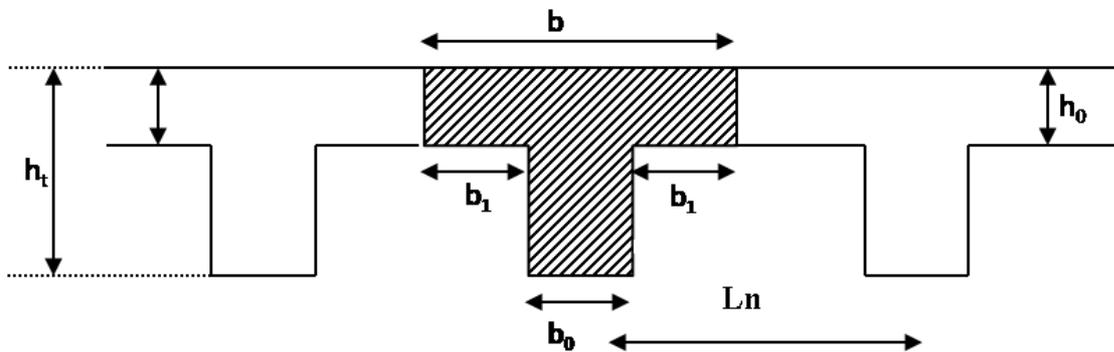
On adoptera les dimensions suivantes:

(30× 45)cm. cm pour les poutres principales

(30× 35)cm. cm pour les poutres secondaires

Les nervures :

La section transversale nervures est assimilée des à une section en T



Selon les règles Algérienne (DTR.B.C22) : $l_n = 60cm$.

Selon BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq l_n - b_0 / 2 \\ b_1 \leq l / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad (h_0 = 4cm) \end{array} \right.$$

$b_1 = 24cm$

$b_0 = 12cm$

Avec :

l_n : Entre axe nervures

l : Distance entre nus d'appuis de la travée considérée.

II.4.Descente de charge et pré dimensionnement des poteaux :

II.4.1.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

Pour pré dimensionnement les éléments (planchers, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.4.1.1.Charges permanentes :

a) Plancher terrasse inaccessible :

- 1) Gravier de protection (5cm) :0,85 KN / m².

- 2) Etanchéité multicouche (2 cm):0,12 KN/ m².
- 3) Forme de ponte (6cm) :1,32 KN / m².
- 4) Isolation thermique (4cm) :0,16 KN / m².
- 5) Plancher à corps –creux (16+4cm) :2,8 KN / m².
- 6) Enduit de plâtre (2cm):0, 20 KN / m².

$$G = 5,45 \text{ KN/ m}^2.$$

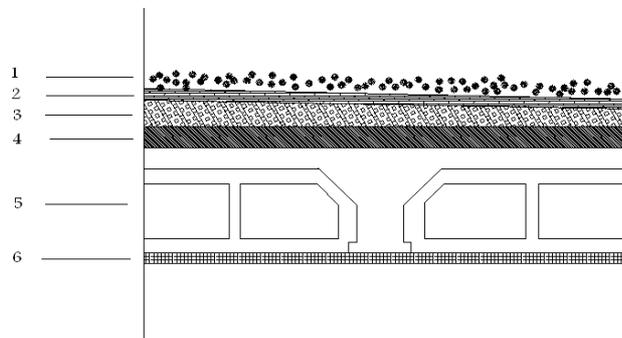


Fig II.1 : coupe du plancher terrasse

b) Plancher étage courant (corps creux) : (à partir de RDC jusque à 5ème étage)

- 1) Cloisons légères (10cm) : 0,90 KN/m²
- 2) Carrelage (2 cm) : 0,44 KN/m²
- 3) Mortier de pose (2 cm) : 0,40 KN/m²
- 4) Lit de sable (2cm): 0,36 KN/m²
- 5) Plancher à corps creux (16+4cm) :2,8 KN/m²
- 6) Enduit de plâtre (2 cm) : 0,20 KN/m²

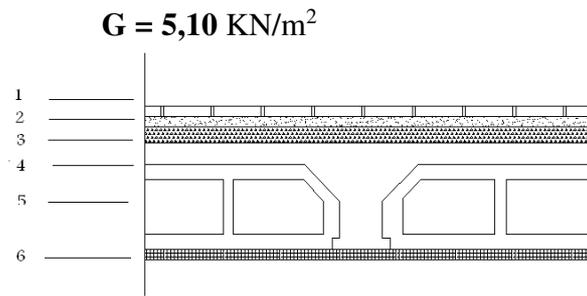


Fig II.2 : coupe d'un plancher d'étage courante

c) Dalle pleine et balcon: (plancher sous-sol)

- Revêtement en carrelage.....0.44KN /m²
- Mortier de pose.....0.40KN/m²
- Lit de sable.....0.36KN/m²
- Dalle pleine en béton.....0.3.75KN /m²
- Enduit en mortier ciment.....0.44KN/m²

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2$$

d) Dalle pleine incliné (rampe) :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5,39 \text{ KN/m}^2$$

Pré dimensionnement de dalle pleine

$$0,4 \leq l_x / l_y \leq 1$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_x = 3,65 \text{ m} \\ l_y = 5 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$\tan \alpha = \frac{3.40}{5.23} = 0,65 \text{ donc } \alpha = 33^\circ$$

$$G = G_x \times \tan \alpha$$

$$G = 5.39 \times \tan \alpha \quad \rightarrow \quad G = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

ELS : $G_x + Q$

e) Maçonnerie :

➤ Murs extérieurs :

- Enduite de ciment.....0.44KN/m²
- Brique creuses.....0.9KN/m²
- Brique creuses.....0.9KN/m²
- Enduite de plâtre.....0.2KN/m²

G=2.44KN/m²

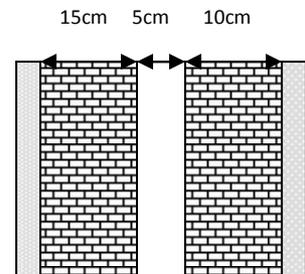


Fig II.3 : coupe du mur extérieur

➤ Murs intérieurs :

- Enduite en plâtre.....0.2KN/m²
- Brique creuses.....0.9KN/m²
- Enduite en plâtre.....0.2KN/m²

G=1.3KN/m²

f) Acrotère :

➤ Surface de l'acrotère :

$$S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0675 \text{m}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/m}$$

$$G = 1,6875 \text{ KN/m}$$

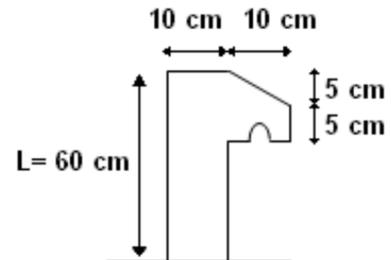


Fig II.4 : coupe de l'acrotère

II.4.1.2. Surcharges d'exploitations:

- Plancher terrasse (inaccessible)1KN /m²
- Plancher Etage courant1.5KN/m²
- Plancher Etage courant (restaurant).....2.5KN/m²
- Plancher Etage courant (salle des fêtes).....5KN/m²
- Plancher de RDC (commerce)2.5KN/m²
- Plancher de sous sol (parking).....2.5KN/m²
- Balcon accessible3.5KN/m²
- Escalier.....2.5KN/m²
- Acrotères.....1KN/m²

II.4.2. Descente des charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge d'exploitation Q.

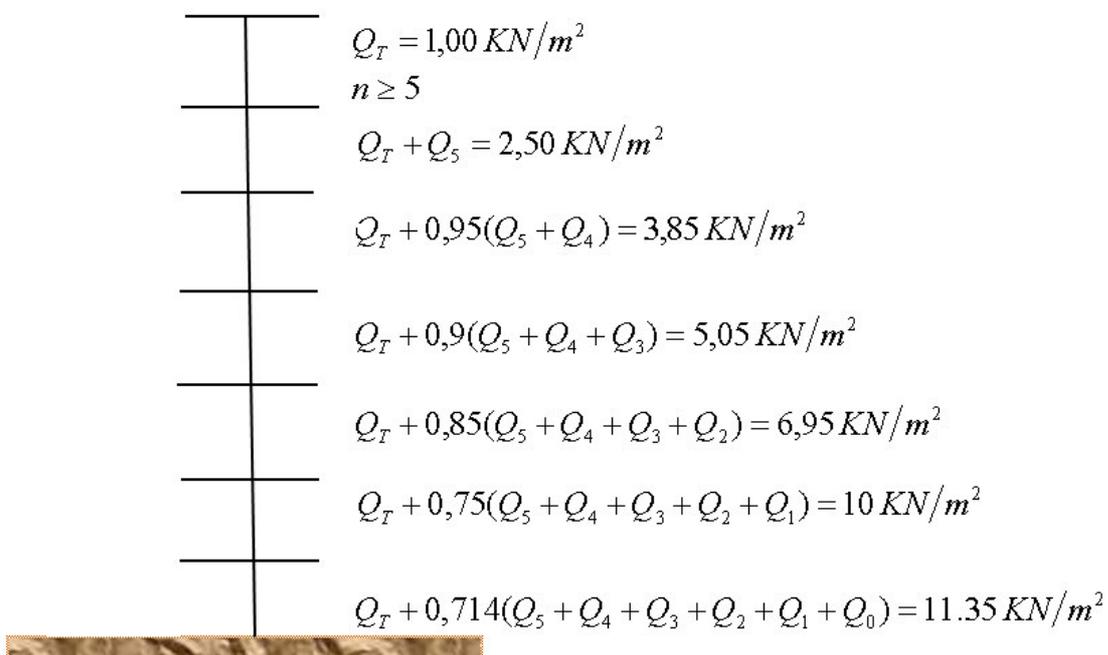
- Loi de dégression des surcharges (DTR.B.C article 63)

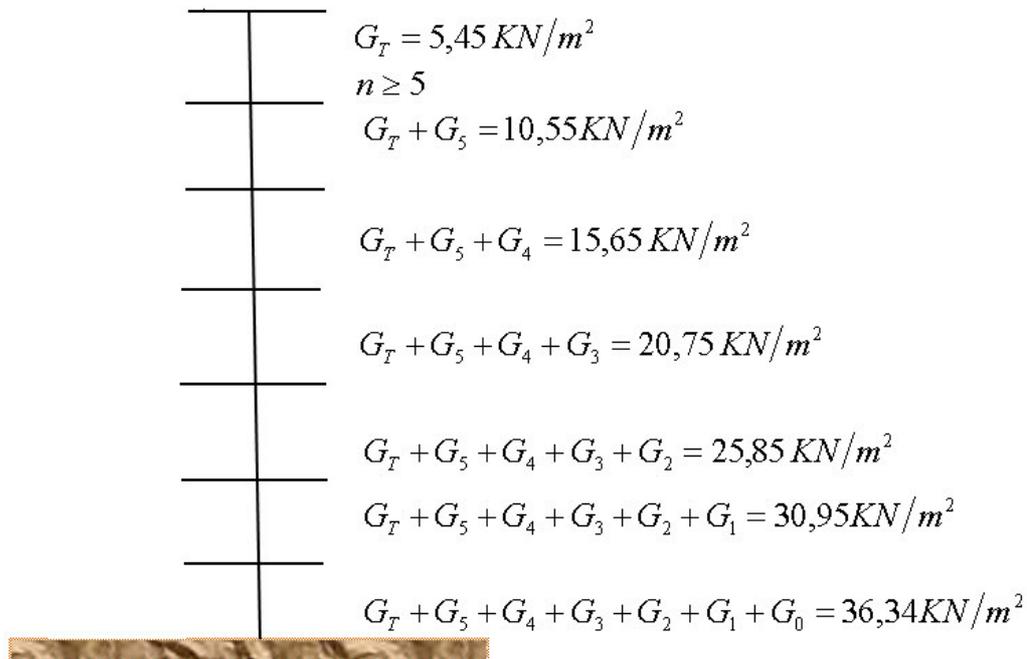
Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

❖ **Dégression de charge d'exploitation Q cumulé (KN/m²):**



❖ **Dégression de charge permanent G cumulé (KN/m²):****II.4.3.pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 page 48»,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone IIa) notre cas.
- ✓ $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq h_c/20$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Dans notre projet le nombre d'étages est (R+5+ sous sol) alors on prend une section carré.

▪ **Vérification de la section de poteau :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br. : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en Mpa).

N_u : Effort normal (en N).

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \quad \gamma_b = 1.5.$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$$- \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre $A / Br = 1\%$, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions carrés de coté « a », donc il est préférable de prendre: $\lambda = 35$. $L_f = 0.7L_0 \Rightarrow \alpha = 0.708$

$$\text{Donc on à : } Br \geq B_c = \frac{N_U}{\alpha \left[\frac{F_{C28} \times 100}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e \times 100}{100\gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow Br \geq B_c = 0.64 N_u$$

- $B_r = (a - 2\text{cm})^2$

❖ **Considérons le cas du poteau central le plus sollicité :**

a) Calcul la surface afférente:

$$S_{\text{aff}} = (3.5/2 + 3.5/2) * (5.23/2 + 4.00/2)$$

$$S_{\text{aff}} = 16.152\text{m}^2$$

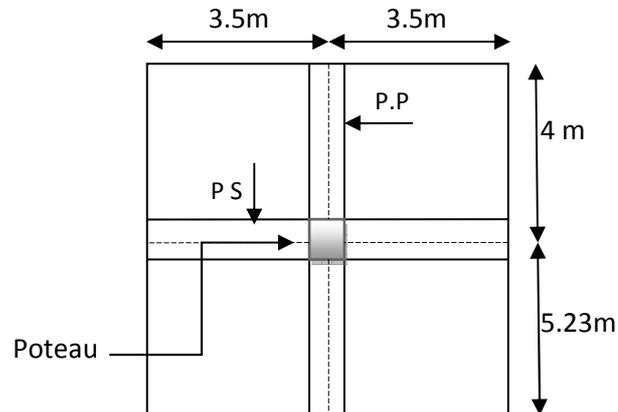
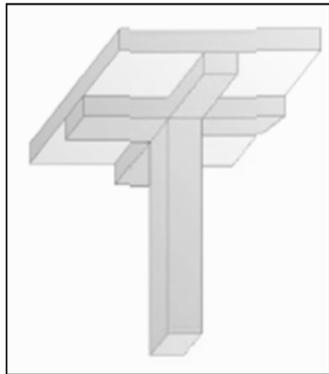


Fig II.5: section du poteau central le plus sollicité

b) Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau central :

➤ poutre principales :

$$G_{PP} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 4.615$$

Avec : $\rho = 25\text{KN/m}^3$

$$G_{pp} = 15.575\text{KN}$$

➤ poutre secondaires :

$$G_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.5$$

$$G_{ps} = 9.187\text{KN}$$

c) calcul de la section de poteau :

▪ poteau du 5^{ème} étage P₅:

- Effort normal ultime N_{u5} :

$$N_{u5} = N_{u \text{ plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{up.p} + N_{up.s} + N_{pot}$$

Avec :

$$N_{upl} = 1.35G_{pl} + 1.5Q_{pl}$$

$$N_{upl} = 1.35 (5.45) + 1.5 (1)$$

$$N_{upl} = \mathbf{8,85 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_{up,p} = 1.35G_{p,p} \times m$$

$m = 1$: plancher terrasse

$$N_{up,p} = 1.35(15.575) \times 1$$

$$N_{up,p} = \mathbf{21.026 \text{ KN}}$$

$$N_{up,s} = 1.35G_{p,s} \times m$$

$$N_{up,s} = 1.35(9.187) \times 1$$

$$N_{up,s} = \mathbf{12.402 \text{ KN}}$$

$$N_{pot} = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$N_{upot5} = 8,85 (16.152) + 21.026 + 12.402 + 0$$

$$N_{u5} = \mathbf{176,486 \text{ KN}}$$

▪ Poteau du 4^{ème} étage P4:

- Effort normal ultime N_{u4} :

$$N_{u4} = N_{u \text{ plancher}} \times S_{aff} + N_{up,p} + N_{up,s} + N_{pot5}$$

$$N_{upl} = 1.35G_{4cum} + 1.5Q_{4cum}$$

$$N_{upl} = 1.35(10.55) + 1.5(2,5)$$

$$N_{upl} = \mathbf{18 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_{pot5} = 1.35(0.35 \times 0.35 \times 25) \times 3.06$$

$$N_{pot5} = \mathbf{12.65}$$

$$N_{u4} = 18.742(16.152) + 21.026(2) + 12.402(2) + 12.65 \quad m=2$$

$$N_{upot4} = \mathbf{370.24 \text{ KN}}$$

Tableau II.2. du Poteau central:

Niveau	G _{cum} (KN/m ²)	Q _{cum} (KN/m ²)	N _{up,l} (KN/m ²)	N _{up,p} (KN)	N _{up,s} (KN)	1,35pot	∑Nu (KN)	1,15∑Nu	Br =0,64Nu	a x b (cm ²)
5 étage	5,45	1	8,85	21,026	12,402	0	176,48	202,95	130,88	35x35
4 étage	10,55	2,5	18	42,05	24,80	12,65	370,24	425,77	271,50	35x35
3 étage	15,65	3,85	26,9	63,07	37,20	25,31	560,07	644,08	412,21	40x40
2 étage	20,75	5,05	35,58	84,10	49,60	41,82	750,22	862,75	552,16	40x40
1 étage	25,85	6,95	45,32	105,13	62,01	58,34	957,49	1101,11	704,71	40x40
RDC	30,95	10	56,78	126,85	74,41	80,37	1212,58	1394,46	892,45	45x45
S, SOL	36,34	11,35	64,73	147,18	86,81	103,60	1417,51	1630,13	1043,28	45x45

Commentaire :

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparable à celle de poteau centraux ;

Pour leur confère une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes :

Tableau II.3.dimensionnements des poteaux :

Niveaux	S.sol	RDC	Etage courant
Section adoptées	45x45	45x45	40x40 35x35

➤ Vérification au flambement :

$$\lambda = l_f/i \leq 35$$

(BAEL 91 modifié page 110)

$$l_f = 0.7L_0$$

$$i = \sqrt{I/B}$$

Avec: $I = axb^3/12$

$$B = a.b$$

$$\lambda = 0.7L_0\sqrt{12}/b$$

Tableau II.4.vérification de flambement :

Section de poteaux (cm)	L ₀ (m)	λ	Condition λ<35
s.sol 45x45	3.40	18.32	vérifié
RDC 45X45	4.08	25.86	vérifié
Étage courant 40x40 35x35	3.06	18.55 21.20	vérifié

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée

Donc :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

➤ **Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

Tableau II.5.vérification de section :

Poteau (bxh)	Condition exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
S.SOL 45x45cm	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=45	Condition vérifiée
	Min(b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	$\frac{h_e}{20} = 17\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée
RDC 45X45cm	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=45	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20=20.4cm	Condition vérifiée

	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$b1/h1=1$	Condition vérifiée
Etage courant 40x40 35x35	$\text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b1, h1)=40$ $\text{Min}(b1, h1)=35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$	$h_e/20=15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$b1/h1=1$	Condition vérifiée

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Selon le " RPA 99 version 2003 "

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec: } e : \text{L'épaisseur de voile.}$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} h_e = 3,40 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{3,40}{20} = 0,17 \quad \text{pour s.sol} \\ h_e = 4,08 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{4,08}{20} = 0,2 \quad \text{pour RDC} \\ h_e = 3,06 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{3,06}{20} = 0,15 \quad \text{pour étage courant} \end{array} \right.$$

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

Les charges permanentes des voiles:

- Béton armé.....6.25KN/m²
- Enduite de plâtre.....0.2KN/m²
- Enduite de ciment.....0.44KN/m²

Avec :

$$G_{voile \text{ ext}} = 6.25 + 0.2 + 0.44 = 6.86 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{voile \text{ int}} = 6.25 + 0.2 * 2 = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

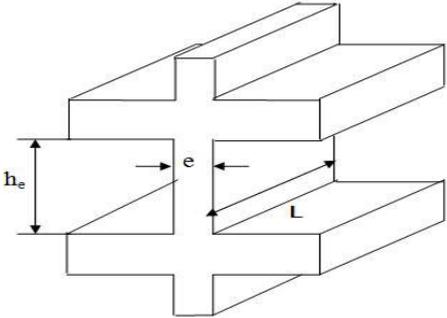


Fig II.6: Coupe de voile en élévation

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1 introduction :

Un plancher doit supporter son poids propre et les charges permanentes et 'exploitation, d'autre part il doit isoler les différents étages du point de vue acoustique

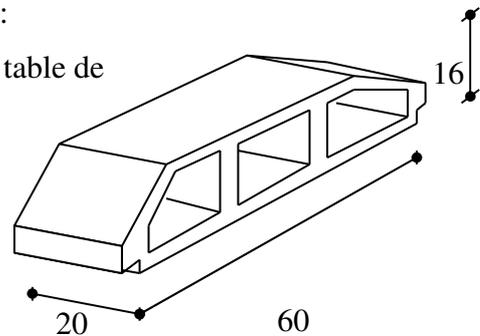
Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers

- planchers en corps creux : RDC+étage courante
- planchers en dalle pleine : parking

III.1.2 planchers en corps creux

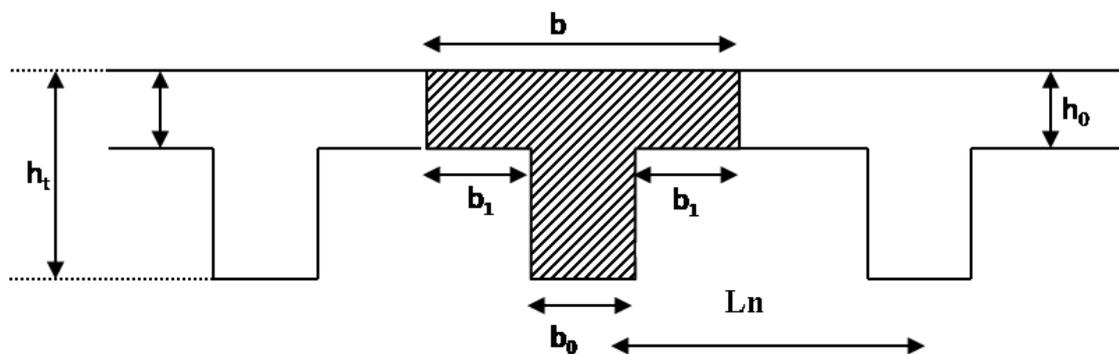
Le plancher en corps creux est constitué de deux systèmes :

- système porteur : poutrelles associées un hourdi ou table de compression
- système coffrant par entrevous en béton ou en terre cuite



a) Pré dimensionnement (chapitre II) :

Fig III.1: Corps Creux



Avec :

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

$$b_1 = 24\text{cm}$$

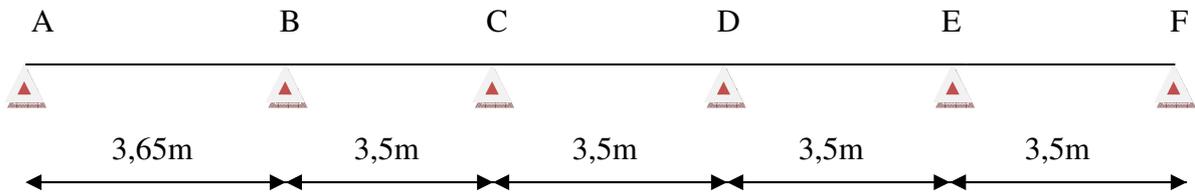
$$b_0 = 12\text{cm}$$

III.1.3 Calcul des poutrelles :

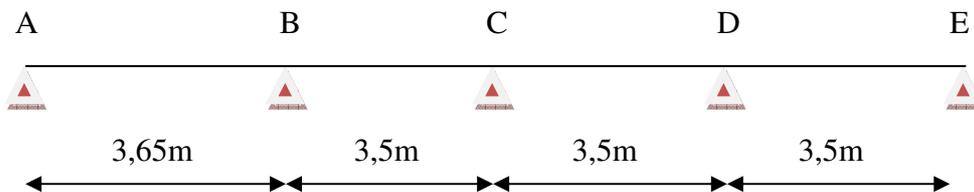
❖ Type des poutrelles :

Notre ouvrage comporte 4 types de poutrelles :

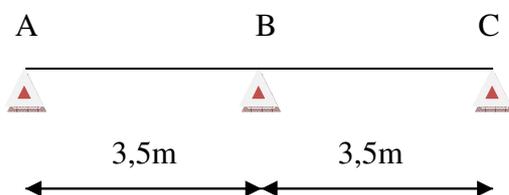
Type 01 : (poutrelle a 5 travées) : RDC+étage courant



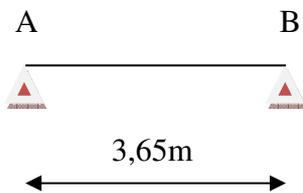
Type 02 : (poutrelle a 4 travées) : RDC+étage courant



Type 03 : (poutrelle a 2 travées) : RDC+étage courant



Type 04 : (poutrelle a une travée) : RDC+ étage courant



1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression

2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

III.1.3.1. Avant coulage de la table de compression :

Avant le coulage de la table de compression on considère la poutrelle comme simplement appuyée, elle supports son poids propre, le corps creux et la charge d'exploitation due à l'ouvrier.

Considérons la poutrelle type 4 ($l=3,65\text{m}$)

Largeur de la table de compression 60 cm

a- Evaluation des charges :

-charge permanent :

Poids du corps creux.....	$0,95 \cdot 0,60 = 0,57 \text{KN/m}$
Poids de la poutrelle	$0,12 \cdot 0,04 \cdot 25 = 0,12 \text{ KN/m}$
	<u>$G = 0,69 \text{KN/m}$</u>

-charge d'exploitation :

$$Q = 0,60 \cdot 1 = 0,60 \text{ KN/m}$$

b-combinaison des charges :

$$\text{ELU : } p_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

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

c-calcul des efforts :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$$l = 3,65 \text{ m}$$

Tableau III.1.récapitulation des efforts internes :

	p_u KN/m	$R_a=R_b$ KN/m	$T(0)$ KN	$T(L=3,65)$ KN	$M(0)=M(L)$ KN.m	$M_0(L/2)$ KN.m
ELU	1,83	3,34	3,34	-3,34	0	3,04
ELS	1,29	2,35	2,35	-2,35	0	2,14

d-ferraillage :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à ELU on a

$$M_u = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$d = 2 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$h = 4 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,04 \times 10^3}{0,12 \times (0,02)^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{3,04 \times 10^3}{0,12 \times (0,02)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 4,46$$

On a $\mu = 4,46 > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section doublement armée, mais vue la faible hauteur de la poutrelle pour placer les armatures de compression, alors on doit prévoir un système d'étayage sur lequel vont reposer les poutrelles pour les aider à supporter les charges d'avant le coulage.

Ces étais sont généralement distants de 80 cm à 120 cm

III.1.3.2. Après le coulage de la dalle de compression

Le calcul se fera après coulage de la dalle de compression en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant :

- Son poids propre
- Une partie du corps creux

- Charges d'exploitations

Les moments (en travées et aux appuis) ainsi que les efforts tranchants seront déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

◆ **Détermination des charges revenant au plancher terrasse inaccessible:**

$$G = 5,45 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **À l'ELU :**

$$q_u = [1,35(5,45) + 1,5(1)]*0,6 = 5,31 \text{ KN/m}^2$$

✓ **À l'ELS :**

$$q_{se} = (5,45 + 1)*0,6 = 3,87 \text{ KN/m}^2$$

◆ **Détermination des charges revenant au plancher d'étage courant (habitation) :**

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **À l'ELU :**

$$q_u = [1,35(5,10) + 1,5(1,5)]*0,6 = 5,47 \text{ KN/m}^2$$

✓ **À l'ELS :**

$$q_{se} = (5,10 + 1,5)*0,6 = 3,96 \text{ KN/m}^2$$

◆ **Détermination des charges revenant au plancher d'étage courant (restaurant) :**

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **À l'ELU :**

$$q_u = [1,35(5,10) + 1,5(2,5)]*0,6 = 6,37 \text{ KN/m}^2$$

✓ **À l'ELS :**

$$q_{se} = (5,10 + 2,5) * 0,6 = 4,56 \text{ KN/m}^2$$

◆ **Détermination des charges revenant au plancher d'étage courant (salle des fêtes) :**

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **À l'ELU :**

$$q = [1,35(5,10) + 1,5(5)] * 0,6 = 8,63 \text{ KN/m}^2$$

✓ **À l'ELS :**

$$q_{se} = (5,10 + 5) * 0,6 = 6,06 \text{ KN/m}^2$$

◆ **Détermination des charges revenant au plancher d'étage courant (commerce) :**

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **À l'ELU :**

$$q = [1,35(5,10) + 1,5(2,5)] * 0,6 = 6,38 \text{ KN/m}^2$$

✓ **À l'ELS :**

$$q_{se} = (5,10 + 2,5) * 0,6 = 4,56 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Remarque :**

Le cas le plus défavorable c'est le cas de étage courant (salle des fêtes) : $q_u = 8,63 \text{ KN/m}^2$

Donc on va travailler avec $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

--Choix de la méthode de calcul :◆ **La méthode forfaitaire:**

Elle s'applique aux constructions dont:

- la charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$.
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,2 \text{ KN/m}^2$
- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $L_i / L_{i+1} \leq 1,25$, $L_i / L_{i-1} \geq 0,8$

Les conditions sont toutes vérifiées pour notre ouvrage

▪ Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

▪ Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Avec : L longueurs entre nus des appuis,

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $$M_t \geq \max \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} \frac{M_w + M_e}{2}$$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire,
 - $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

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

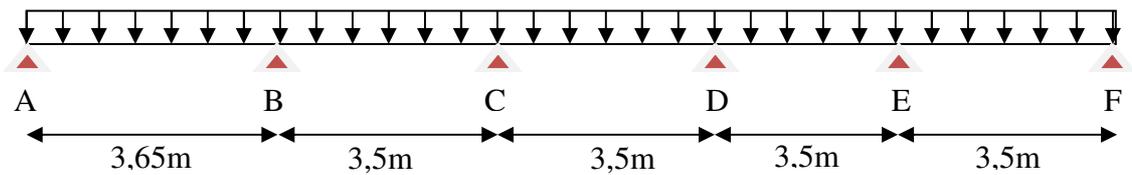
- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées,

- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Nous avons 4 types à étudier :

Type 01 :

Schéma statique :



❖ à ELU ($q_u = 8,63 \text{KN/m}^2$) :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{8,63(3,65)^2}{8} = 14,37 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{8,63(3,5)^2}{8} = 13,21 \text{KN.m}$$

$$M_{a1} = 0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = 7,18 \text{KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,4 \text{Max} (M_{02}, M_{02}) = 5,28 \text{KN.m}$$

$$M_{a3} = 0,4 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = 5,28 \text{KN.m}$$

$$M_{a4} = 0,5 \text{Max} (M_{03}, M_0) = 6,60 \text{KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0,5$$

$$- M_{t1} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 9,7 \text{KN.m}$$

$$- M_{t1} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 7,6 \text{KN.m}$$

$$- M_{t1} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 7,6 \text{KN.m}$$

$$- M_{t1} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 7,6 \text{KN.m}$$

$$- M_{t1} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 8,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1,05M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_w + M_e|}{2}$$

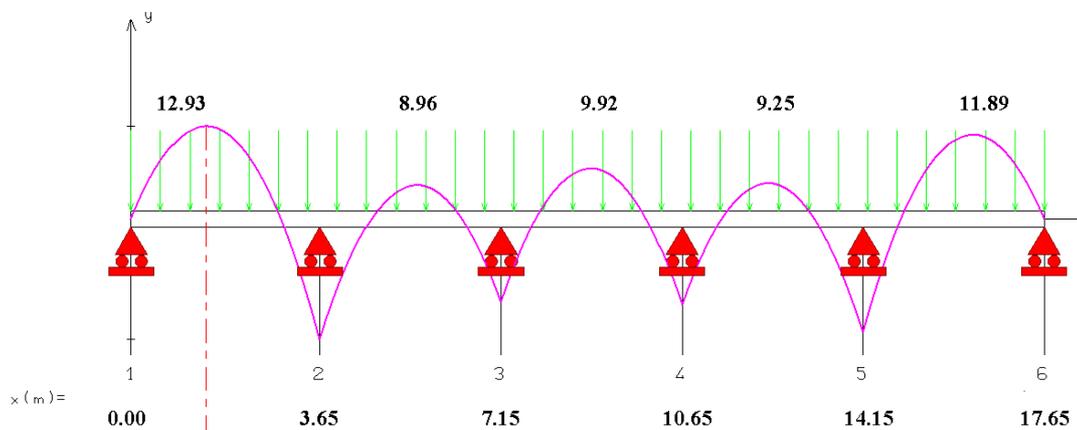
$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

Tableau III.2.les donnée de calcul à l'ELU :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,65	3,5	3,5	3,5	3,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	14,37	13,21	13,21	13,21	13,21	
Appuie	1	2	3	4	5	6
Coefficient	0	0,5	0,4	0,4	0,5	0
M_a	0	7,18	5,28	5,28	6,6	0
M_{t1}	9,7	7,6	7,6	7,6	7,6	8,91
M_{t2}	12,93	8,96	9,92	9,92	9,25	11,89
Mu_t	12,93	8,96	9,92	9,92	9,25	11,89

➤ Diagramme des moments a l'ELU

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



➤ Calcul d'effort tranchent

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,65}{1 + \sqrt{\frac{0 + 12,93}{7,18 + 12,93}}} = 1,63 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3,65 - 1,63 = 2,02 \text{ m}$$

- **travée 1 :**

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{0 + 12,93}{1,63} = -15,86 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{7,18 + 12,93}{2,02} = 19,91 \text{ KN}$$

- **travée 2 :**

$$a = 1,80 \quad ; \quad b = 1,70$$

$$V_w = -19,41 \text{ KN} \quad , \quad V_e = 17,3 \text{ KN}$$

$$V \text{ max} = \max (|V_w, V_e|) = 19,41 \text{ KN}$$

- **travée 3 :**

$$a = 1,75 \quad ; \quad b = 1,75$$

$$V_w = -18,88 \text{ KN} \quad , \quad V_e = 18,88 \text{ KN}$$

$$V \text{ max} = \max (|V_w, V_e|) = 18,88 \text{ KN}$$

- **travée 4 :**

$$a = 1,72 \quad ; \quad b = 1,78$$

$$V_w = -9,22 \text{ KN} \quad , \quad V_e = 19,30 \text{ KN}$$

$$V \text{ max} = \max (|V_w, V_e|) = 19,30 \text{ KN}$$

- **travée 5 :**

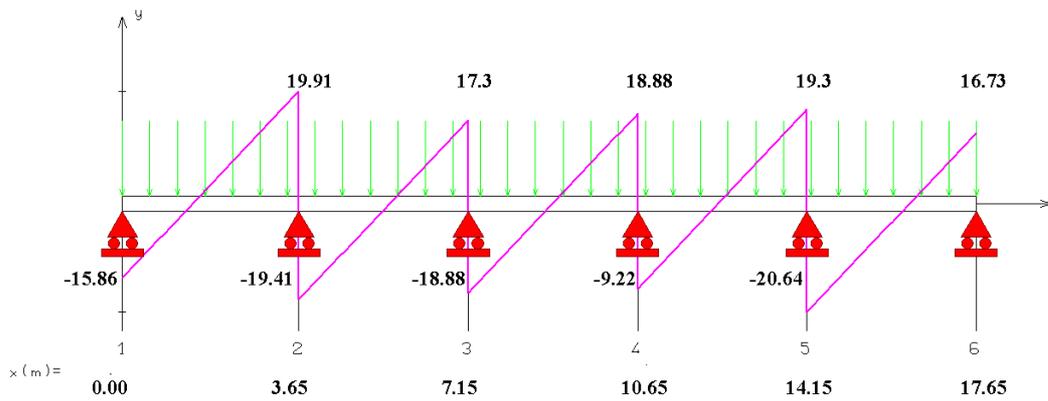
$$a = 1,92 \quad ; \quad b = 1,58$$

$$V_w = -20,64 \text{ KN} \quad , \quad V_e = 16,73 \text{ KN}$$

$$V \text{ max} = \max (|V_w, V_e|) = 20,64 \text{ KN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant a l'ELU

EFFORT TRANCHANT [N]



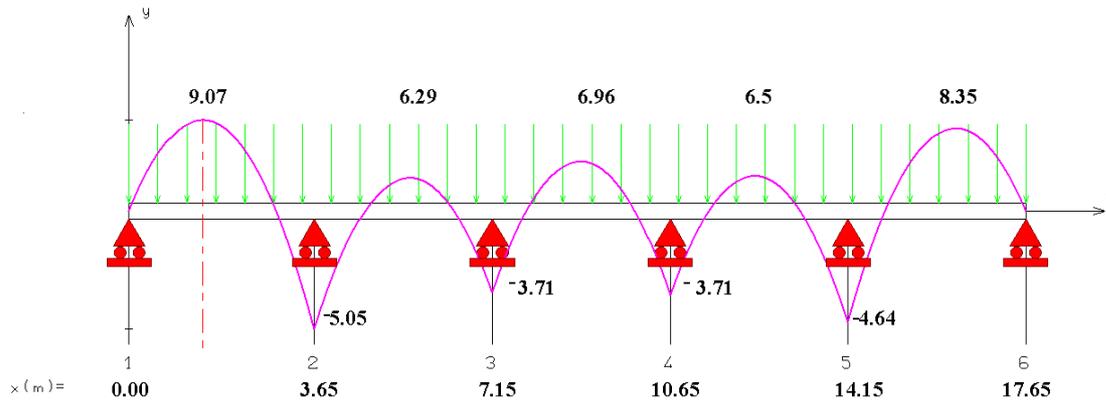
❖ à ELS ($q_{se} = 6,06\text{KN/m}^2$) :

Tableau III.3.les donnée de calcul à l'ELS :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,65	3,5	3,5	3,5	3,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	10,09	9,28	9,28	9,28	9,28	
Appuie	1	2	3	4	5	6
Coefficient	0	0,5	0,4	0,4	0,5	0
M_a	0	5,05	3,71	3,71	4,64	0
M_{t1}	6,81	5,33	5,33	5,33	6,26	
M_{t2}	9,07	6,29	6,96	6,5	8,35	
Mu_t	9,07	6,29	6,96	6,5	8,35	

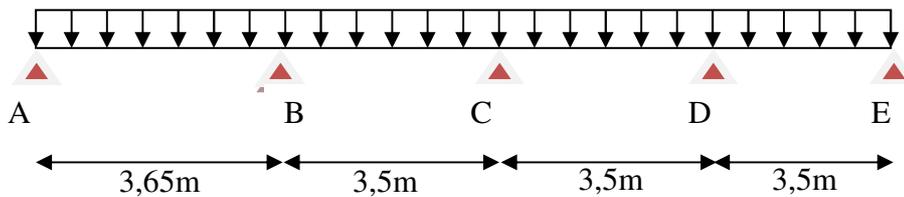
➤ Diagramme des moments a l'ELS

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



Type 02 :

Schéma statique :



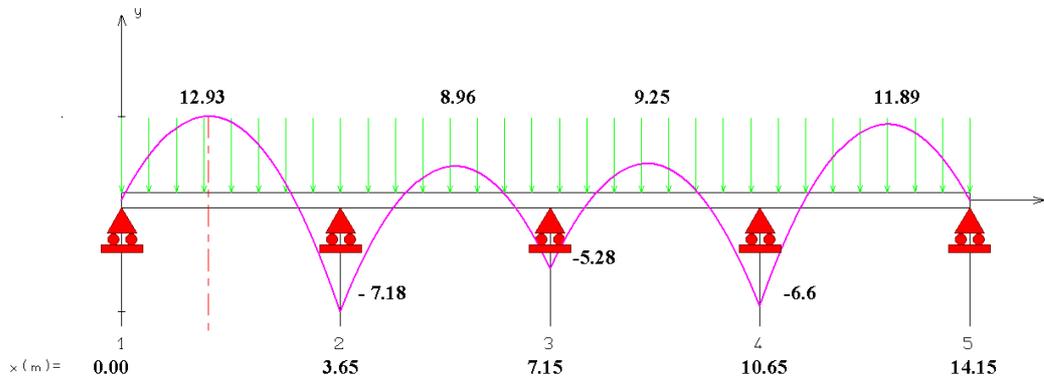
❖ à ELU ($q_u = 8,63\text{KN/m}^2$) :

Tableau III.4.les donnée de calcul à l'ELU :

Travée	1	2	3	4	
L(m)	3,65	3,5	3,5	3,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	14,37	13,21	13,21	13,21	
Appuie	1	2	3	4	5
coefficient	0	0,5	0,4	0,5	0
M_a	0	7,18	5,28	6,6	0
M_{t1}	9,7	7,6	7,6	8,92	
M_{t2}	12,93	8,96	9,25	11,89	
Mu_t	12,93	8,96	9,25	11,89	

➤ Diagramme des moments a l'ELU

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



➤ Calcul d'effort tranchant

- travée 1 :

$$a = 1,62 \quad ; \quad b = 2,03$$

$$V_w = -15,86 \text{ kN} \quad , \quad V_e = 19,91 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max (|V_w, V_e|) = 19,91 \text{ kN}$$

- travée 2 :

$$a = 1,80 \quad ; \quad b = 1,70$$

$$V_w = -17,93 \text{ kN} \quad , \quad V_e = 16,75 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max (|V_w, V_e|) = 17,93 \text{ kN}$$

- travée 3 :

$$a = 1,72 \quad ; \quad b = 1,78$$

$$V_w = -16,98 \text{ kN} \quad , \quad V_e = 17,80 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max (|V_w, V_e|) = 17,80 \text{ kN}$$

- travée 4 :

$$a = 1,94 \quad ; \quad b = 1,56$$

$$V_w = -19,06 \text{ kN} \quad , \quad V_e = 15,24 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max (|V_w, V_e|) = 19,06 \text{ kN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant a l'ELU

EFFORT TRANCHANT [N]



;

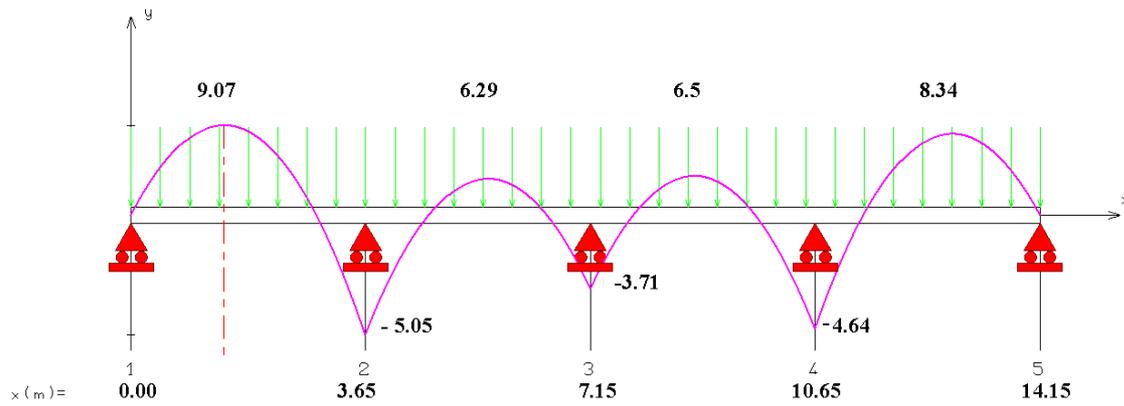
❖ à ELS ($q_{se} = 6,06\text{KN/m}^2$) :

Tableau III.5.les donnée de calcul à l'ELS :

Travée	1		2		3		4	
L(m)	3,65		3,5		3,5		3,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	10,09		9,28		9,28		9,28	
Appuie	1	2		3		4		5
coefficient	0	0,5		0,4		0,5		0
M_a	0	5,05		3,71		4,64		0
M_{t1}	6,81		5,33		5,33		6,26	
M_{t2}	9,07		6,29		6,5		8,34	
Mu_t	9,07		6,29		6,5		8,34	

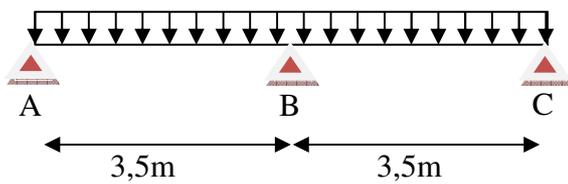
➤ Diagramme des moments a l'ELS

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



➤ **Type 03:**

Schéma statique :



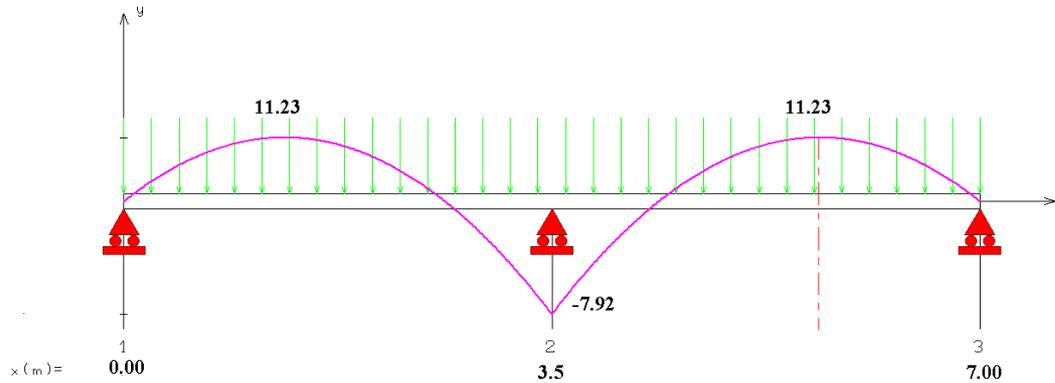
❖ à ELU ($q_u = 8,63\text{KN/m}^2$) :

Tableau III.6.les donnée de calcul à l'ELU :

Travée	1		2	
L(m)	3,5		3,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	13,21		13,21	
Appui	1	2		3
coefficient	0	0,6		0
M_a	0	-7,92		0
M_{t1}	8,91		8,91	
M_{t2}	11,23		11,23	
Mu_t	11,23		11,23	

➤ Diagramme des moments a l'ELU

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



➤ Calcul d'effort tranchant

- **travée 1 :**

$$a = 1,52 \quad ; \quad b = 1,98$$

$$V_w = -14,77 \text{KN} \quad , \quad V_e = 19,34 \text{KN}$$

$$V \text{ max} = \max (|V_w, V_e|) = 19,34 \text{KN}$$

- **travée 2 :**

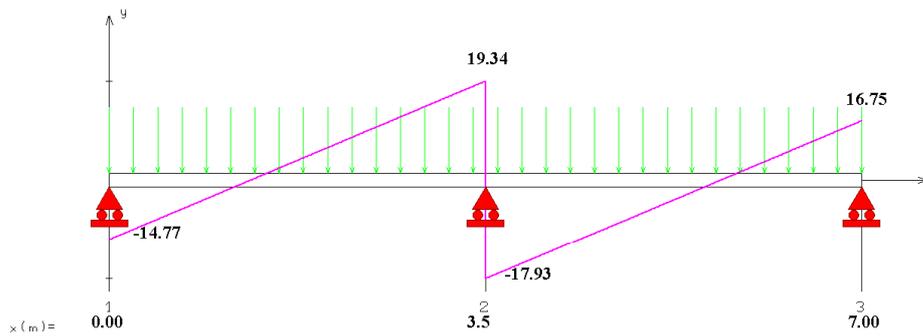
$$a = 1,80 \quad ; \quad b = 1,70$$

$$V_w = -17,93 \text{KN} \quad , \quad V_e = 16,75 \text{KN}$$

$$V \text{ max} = \max (|V_w, V_e|) = 17,93 \text{KN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant a l'ELU

EFFORT TRANCHANT [N]



❖ à ELS ($q_{se} = 6,06\text{KN/m}^2$) :

Tableau III.7.les donnée de calcul à l'ELS :

Travée	1		2	
L(m)	3,5		3,5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	9,28		9,28	
Appui	1	2		3
coefficient	0	0,6		0
M_a	0	-5,57		0
M_{t1}	6,26		6,26	
M_{t2}	7,88		7,88	
Mu_t	7,88		7,88	

➤ Diagramme des moments a l'ELS

MOMENT FLECHISSANT [N.m]

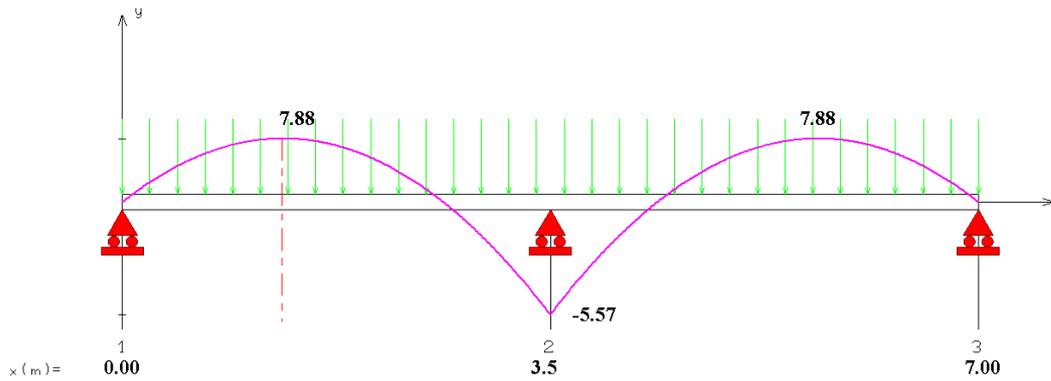
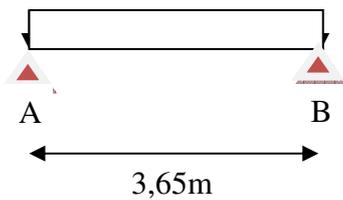
**Type 04:**

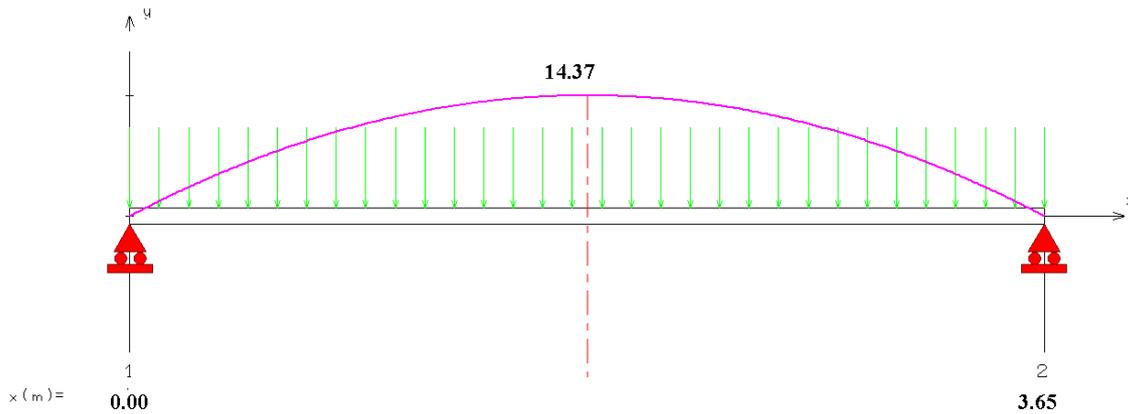
Schéma statique :

❖ à ELU ($q_u = 8,63 \text{ kN/m}^2$) :

$$M_u = M_{u \max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{8,63(3,65)^2}{8} = 14,37 \text{ kN.m}$$

➤ Diagramme des moments à l'ELU

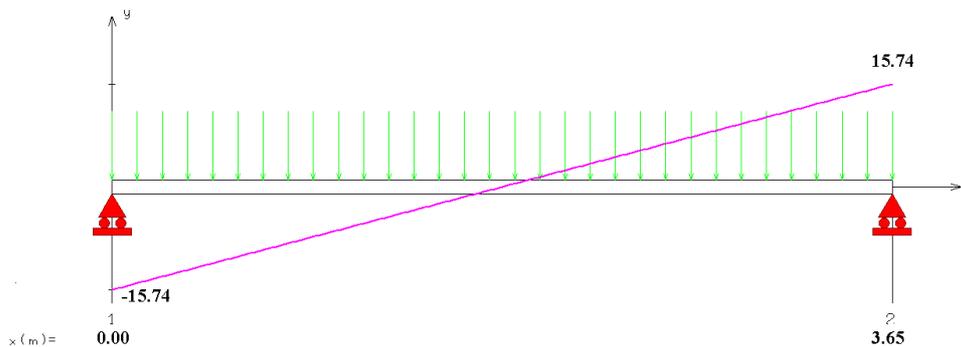
MOMENT FLECHISSANT [N.m]



$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{8,63(3,65)}{2} = 15,74 \text{ KN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

EFFORT TRANCHANT [N]

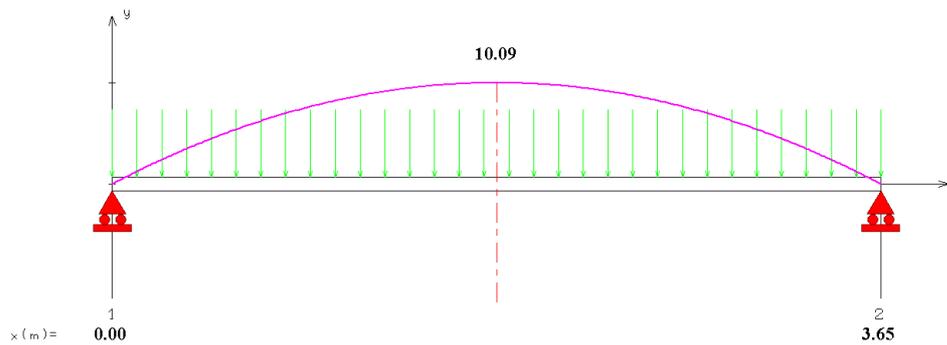


❖ à ELS ($q_{se} = 6,06 \text{ KN/m}^2$) :

$$M_{ser} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,06(3,65)^2}{8} = 10,09 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des moments à l'ELS

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



$$T_s = \frac{ql}{2} = \frac{6,06(3,65)}{2} = 11,05 \text{KN}$$

III.1.4-Ferrailage :

Les armatures longitudinales seront calculées en considérant les sollicitations

On adoptera le même ferrailage pour tous les types de poutrelles

III.1.4.1.Sollicitation de calcul à l'ELU :

En travée $M_{t \max} = 14,37 \text{KN.m}$

En appuis $M_{a \max} = 7,92 \text{KN.m}$

III.1.4.2.Sollicitation de calcul à l'ELS :

En travée $M_{t \max} =$

En appuis $M_{a \max} =$

En travée :

$$M_{t \max} = 14,37 \text{KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{\text{tab}} = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

$$\mu_0 = 0,8 \alpha_0 (1 - 0,4 \alpha_0)$$

$$\alpha_0 = h_0/d$$

$$M_{\text{tab}} = 17,39 \text{KN.m}$$

Donc $M_{\text{tab}} > M_{t \max} \implies$ section rectangulaire

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

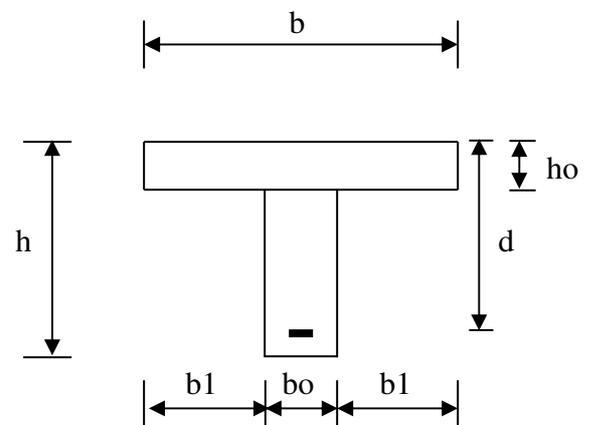


Fig III.2: dimension de la poutrelle

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

III.1.4.3. Calcul à l'ELU :

Calcul en travée :

Moment équilibre par la table de compression

Le moment M_0 qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 0,60 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 54,5 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_{tmax} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire de dimensions 20 x 60 cm, soumise à un moment : $M_t = 14,37 \text{ KN.m}$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,37 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

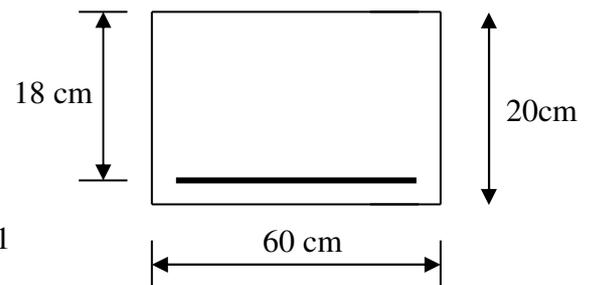
$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,391$$

$$U_{bu} < U_1 \rightarrow \dot{A}_s = 0 \text{ La section est simplement armée.}$$

$$U_{bu} < 0,275 \rightarrow \text{méthode simplifier}$$

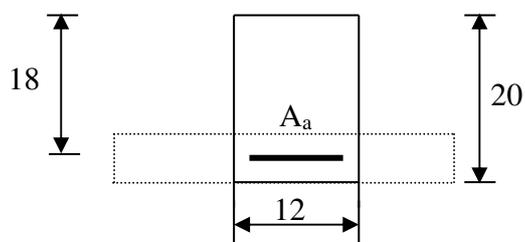
$$z = d(1 - 0,6 U_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,052) = 17,43 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{14,37 \times 10^3}{0,1743 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit } \mathbf{3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$



-Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul comme une section rectangulaire (12 x 20)cm .



$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,18 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,13$$

$$U_{bu} < U_1 = 0,391 \rightarrow \dot{A}_s = 0 \text{ La section est simplement armée.}$$

$U_{bu} < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.13) = 16,49 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{7,18 \times 10^3}{0.1649 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit } \mathbf{2HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

III.1.4.4-Vérifications :

-a-Vérification à la condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,3 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t > A_{\min}$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a > A_{\min}$ **condition vérifiée**

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} donc la condition est vérifiée

-b-Vérification de la contrainte tangente :

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MP} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = T_{\max} = 20,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,64 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,95 \text{ Pa}$$

$\rightarrow \tau_u = 1,22 < \bar{\tau}_u = 3.33$ **condition vérifiée**

-c-Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times 1,2 \text{ (cm)}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,64 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113} = 1,12 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.1.5-Calcul des armatures transversales :

-a- Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (*Art. A.7.2.12, BAEL.91*)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

-b-La section d'armatures transversales :

On choisira un cadre de $\phi 6$, donc $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

-c-L'espacement entre les cadres (*Art. A.5.1.22, BAEL.91*)

$$S_{t1} \leq \min \{0,9.d ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

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

III.1.6-Vérification à L'ELS:

$$G = 5,10 \text{ KN.m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN.m}^2$$

La combinaison de charges est: $q_s = 6,06 \text{ KN.m}$

Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

➤ Moments fléchissant:

En travée :

$$M_{ser}^t \max = 10,09 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ser}^a \max = 5,57 \text{ KN.m}$$

III.1.6.1. Vérification à l'ELS de la résistance à la compression de béton:

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = Y \cdot k \quad K = \frac{M_{ser}}{I}; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}'_s(y - \acute{d})^2]$$

a.1-En travée :

$$\text{Position de l'axe neutre } M_{ser}^t \max = 10,09 \text{ kN.m}$$

$$30y^2 + 50,85y - 915,3 = 0$$

- Y=5,08cm

$$\text{Moment d'inertie } I = 11110,13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.09$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.09 \times 50,8 = 4,57 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ **Condition vérifié**

a.2-Aux appuis :

$$M_{ser}^a \max = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$12y^2 + 47,1y - 659,4 = 0$$

- Y=6,66cm.

$$I = 4210,05 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0,13$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,13 \times 66,6 = 8,65 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ **Condition vérifié**

Vérification de la contrainte d'acier :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_c = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.66 \text{ Mpa} ; 201.63 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \times K (d-y)$$

▪ **Position de l'axe neutre : BAEL.91.P.155**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$$

$$Y = 15 \frac{3,39}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13 \times 100 \times 3,39}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 316 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de Moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{100}{3} (3,16)^3 + 15 \left[3,39 (13-3,16)^2 \right]$$

$$I = 4923,58 \text{ cm}^4$$

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

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

$$K = \frac{10,09 \times 10^6}{4923,58 \times 10^4} = 0,205 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,205 \times (130 - 76,6)$$

$$\sigma_s = 164,21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$164,21 \text{ Mpa} < 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

III.1.7. Calcul de la flèche :

a) Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette

dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

b) Vérification des conditions :

$$a. \frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0,054 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifié}$$

b. $\frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.054 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{10,09}{5,57} = 0.18 \dots \dots \dots$ **Condition n'est pas vérifié**

Donc cette Conditions n'est pas vérifiée D'où le calcul de la flèche est nécessaire
 $f \leq \bar{f}_{adm} = \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots$ Si $L > 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots$ Si $L < 5,00 \text{ m}$ $\bar{f} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$

$f = \frac{M_{ser}^{t} \cdot X L^2}{10 \cdot E_v \cdot X I_{fv}}$

$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i u}$; $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$

Coefficient

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$; $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot x_d}$; $u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} = , 0 \right)$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot x_d}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

Les modules de déformation :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$; $E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818.86 \text{ MPa}$

Tableau III.8. Vérification de la flèche :

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
43254,4	0,015	2,69	1,07	0,63	25837,40	17656,8	0,23	0,48

$\Delta F = f_v - f_i = 0,25 \text{ cm}$

$\Delta F = 0,25 < \bar{f} = 0,73 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Conclusion :

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.1.8. Étude de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

$$f_e = 400 \text{ MPa}.$$

a) Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Conclusion:**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

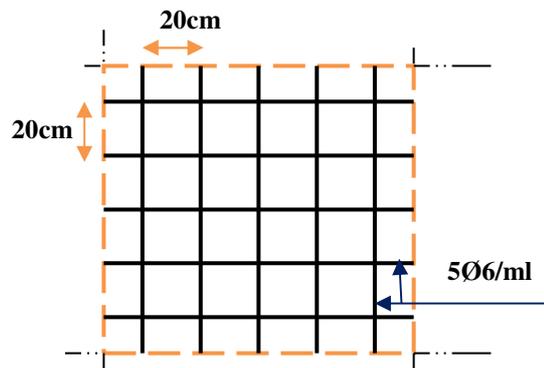
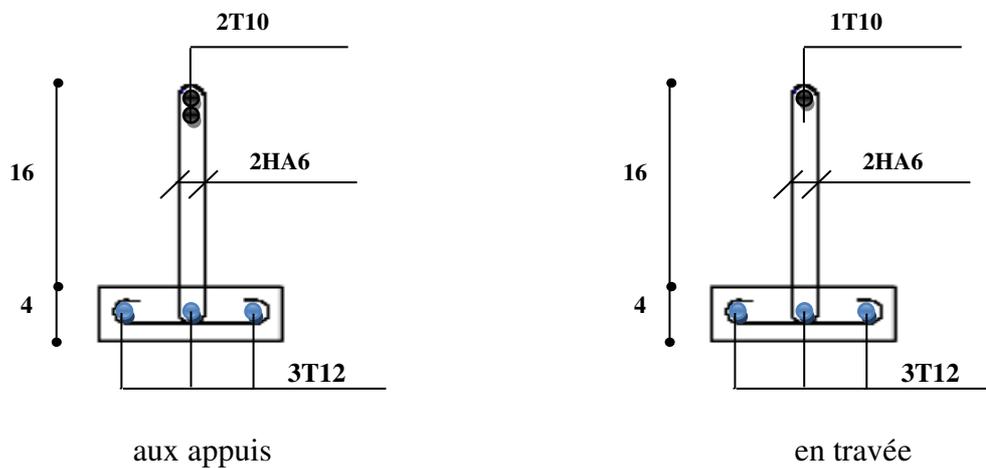


Fig III.3 : Treillis soudés (20x20) cm²

III.1.9.Ferrailage du plancher:



FigIII.4: Ferrailage du plancher

III.2. Les escaliers

III.2.1. Définition et terminologie :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier, il s'agit d'un escalier droit composé de deux volées.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

- **g** : giron.
- **h** : hauteur de la contre marche.
- **L** : Longueur de la paillasse.
- **L₀** : longueur totale d'escalier.

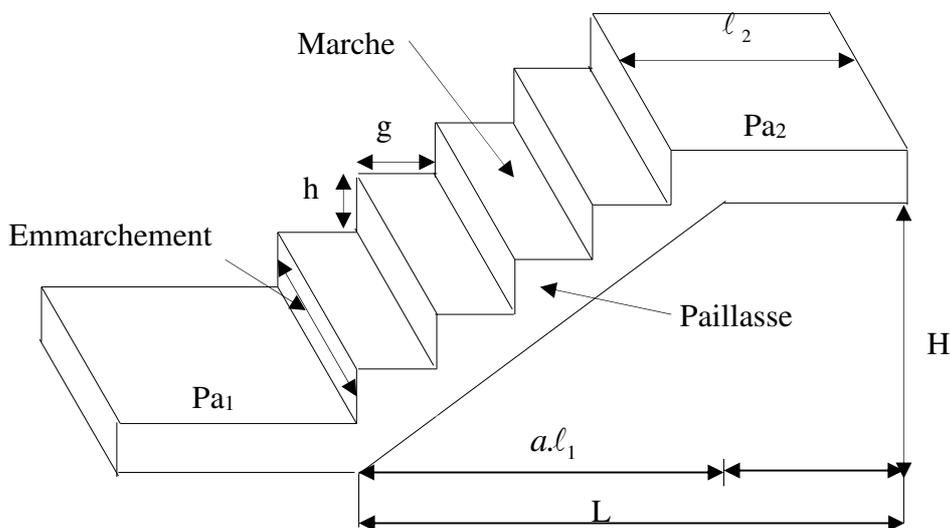


Fig III.5: Schéma d'un escalier

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type :

- **RDC** : escalier à trois volées avec paliers intermédiaires.
- **Etage courant** : escalier à deux volées.

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certaine condition :

- Il doit être agréable à l'œil.
- Facile à gravir sans fatigue.

III.2.2. Pré dimensionnement :

Soit h : hauteur contre marche

$H = n \cdot h$: hauteur volée.

$L = (n-1) \cdot g$: longueur paillasse.

Le nombre de contre marche doit satisfaire la relation de Blondel

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

Généralement : $2h + g = 64$

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2H \cdot n - 2H + n \cdot L - 64n^2 + 64n = 0$$

$$64n^2 + 64n - n \cdot L + 2H - 2H \cdot n = 0$$

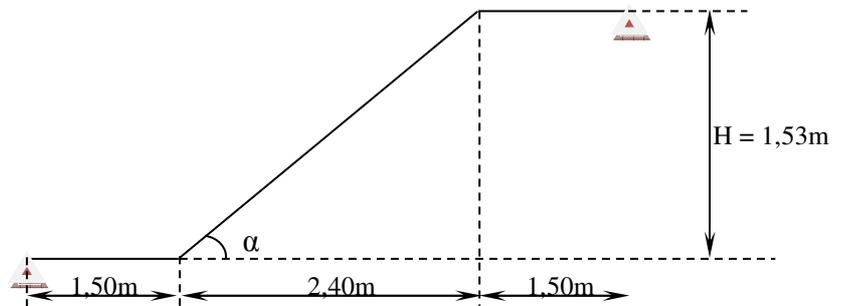
$$64n^2 - (64 + L + 2H) \cdot n + 2H = 0$$

La solution de l'équation donnée le nombre de contre marche n :

Connaissant n , on calcule $h = H/n$ et $g = L/n-1$

Avec $16 \leq h \leq 18$ et $25 \leq g \leq 32$

- **Escalier Type 01** : Pour l'étage courant et RDC:



FigIII.6: Schéma statique type01

Hauteur d'étage : $H = 3,06$ m

Hauteur de RDC : $H = 4,08$ m

Hauteur de contre marche : $16 \leq h \leq 18$

on prend **$h = 17$ cm**

- **Nombre de marche :**

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $25 < g < 32 \Rightarrow$ on aura **$g = 30 \text{ cm}$**

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

Donc : il y a $n=9$ contre marches sur une volée.

- **Palier :**

- Longueur de palier de repos : $L = 1,50\text{m}$

- **Paillasse :**

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à : $L_p = \frac{2,40}{\cos \alpha} = 2,85\text{m}$

- **Epaisseur :**

- L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

L_1 : porté de la paillasse

L_2 : longueur de palier de repos

$$L_0 = L_1 + L_2$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} L_1 = 285\text{cm} \\ L_2 = 300\text{cm} \end{cases}$$

Donc $L_0 = 585\text{cm}$

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

$$\Rightarrow 19,5 \text{ cm} < e_p < 29,25\text{cm}$$

on prend **$e_p = 15\text{cm}$** .

- **Escalier Type 02**

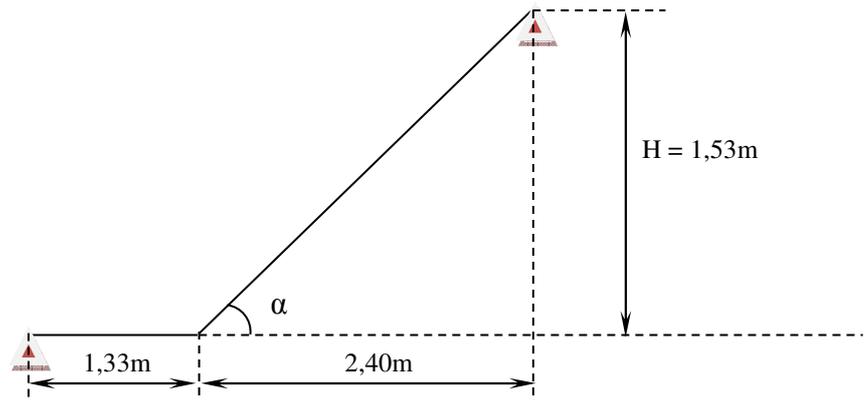


Fig III.7: Schéma statique du type 02

Hauteur d'étage : $H=3,06$ m

Hauteur de RDC : $H=4,08$ m

Hauteur de contre marche : $16 \leq h \leq 18$ on prend **$h= 17$ cm**

• **Nombre de marche :**

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $25 < g < 32 \Rightarrow$ on aura **$g = 30$ cm**

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

Donc : il y a $n=9$ contre marches sur une volée.

• **Palier :**

- Longueur de palier de repos : $L = 1,33$ m

• **Paillasse :**

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à : $L_p = \frac{2,40}{\cos \alpha} = 2,85$ m

• **Epaisseur :**

- L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

L_1 : porté de la paillasse

L_2 : longueur de palier de repos

$$L_0 = L_1 + L_2$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} L_1 = 285 \text{ cm} \\ L_2 = 133 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Donc } L_0 = 418 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

$$\Rightarrow 13,93 \text{ cm} < e_p < 20,9 \text{ cm}$$

on prend $e_p = 15 \text{ cm}$.

- **Escalier Type 03** : pour RDC.

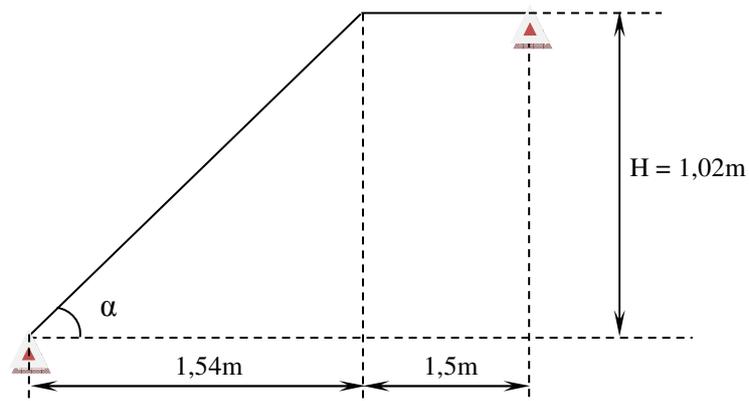


Fig III.8 : Schéma statique du type 03

Hauteur d'étage : $H = 4,08 \text{ m}$

Hauteur de contre marche : $16 \leq h \leq 18$

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

- **Nombre de marche** :

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a: } 25 < g < 32 \Rightarrow \text{on aura } g = 30 \text{ cm}$$

$$n = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marches}$$

Donc : il y a n=6 contre marches sur une volée.

- **Palier :**

- Longueur de palier de repos : $L = 1,50\text{m}$

- **Paillasse :**

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{1.02}{1,54} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,42^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à : $L_p = \frac{1,54}{\cos \alpha} = 1,84\text{m}$

- **Epaisseur :**

- L'épaisseur doit vérifier

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

L_1 : porté de la paillasse

L_2 : longueur de palier de repos

$$L_0 = L_1 + L_2$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} L_1 = 184\text{cm} \\ L_2 = 150\text{cm} \end{cases}$$

Donc $L_0 = 334\text{cm}$

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

$\Rightarrow 11,13 \text{ cm} < e_p < 16,7\text{cm}$ donc **$e_p = 15\text{cm}$** .

Pour faciliter le coffrage des escaliers, on adopte les mêmes dimensions pour tous les types d'escaliers :

$e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = 15\text{cm}$

III.2.3. Ferrailage :

III.2.3.1. Evaluation des charge et sur charges :

Palier :

▪ Charges permanentes :

- Carrelage ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
- Mortier de pose ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
- Lit de sable ($e=2cm$)	0,36KN/m ²
- Poids propre du palier.....	3,75KN/m ²
- Enduit en plâtre ($e=2cm$)	0.20KN/m ²
	$G_1=5,11KN/m^2$

▪ Charge d'exploitation :

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

Paillasse :

▪ Charge permanentes:

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,2}{\cos 32,52} \right) =$	5,93KN/m ²
- Carrelage ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
- Mortier de pose ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$	2,13KN/m ²
- Garde corps	1,00KN/m ²
- Enduit en ciment ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
	$G_2=10,26KN/m^2$

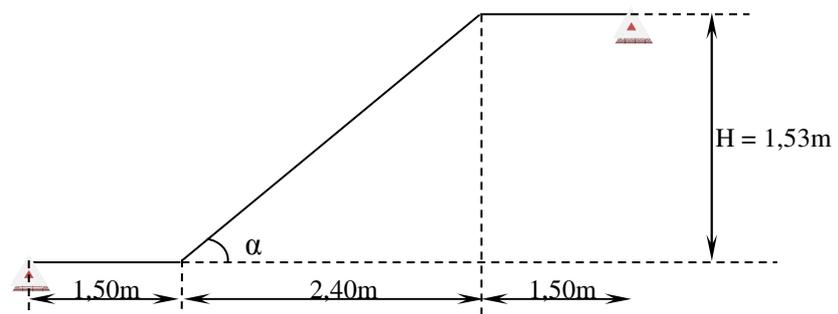
▪ Charge d'exploitation :

$$Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

III.2.3.2. Sollicitations de calcul :

a) Escalier Type 01

❖ Combinaisons d'action :



FigIII.9: Schéma statique du type1

Combinaisons de charges :

AL'ELU : $q_u = (1,35 * G + 1,5 * Q)$

❖ **Palier** : $q_u^1 = (1,35 * G_1 + 1,5 * Q_1) * 1m$

$$q_u^1 = (1,35 * 5,11 + 1,5 * 2,5) * 1 = 10,64 \text{ KN / ml}$$

❖ **Paillasse** : $q_u^2 = (1,35 * G_2 + 1,5 * Q_2) * 1m$

$$q_u^2 = (1,35 * 10,26 + 1,5 * 2,5) * 1 = 17,60 \text{ KN / ml}$$

AL'ELS : $q_s = (G + Q_1)$

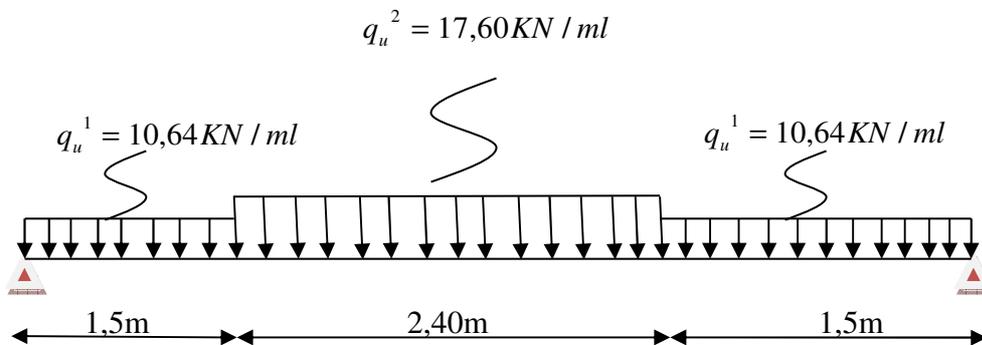
❖ **Palier** : $q_s^1 = (G_1 + Q_1) * 1m$

$$q_s^1 = (5,11 + 2,5) * 1 = 7,61 \text{ KN / ml}$$

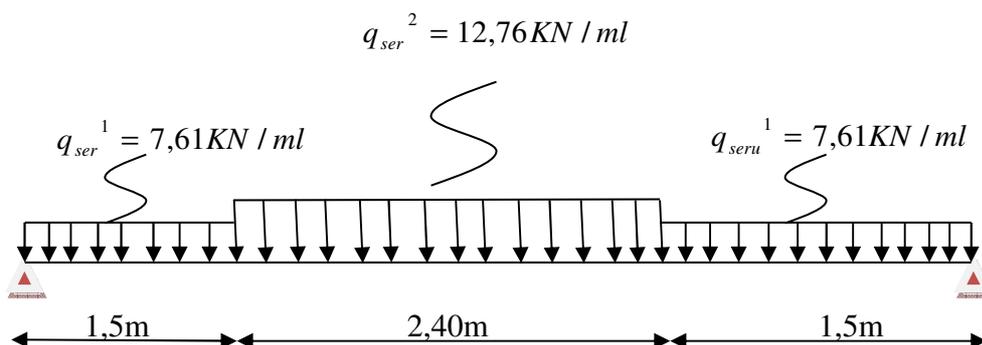
❖ **Paillasse** : $q_s^2 = (G_2 + Q_2) * 1 \text{ m}$

- Schémas statiques :

A L'ELU



A L'ELS



- ❖ **Sollicitation à l'ELU :**

$$\sum f_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10,64 * 3 + 17,60 * 2,4$$

$$R_A + R_B = 74.16 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 5.4R_B = 10.64(1.5 \cdot 1.5/2) + 17.60 \cdot 2.4 \cdot (1.5 + 2.4/2) + 10.64 \cdot 1.5 \cdot (1.5 + 2.4 + 1.5/2)$$

$$R_A = 37.09 \text{ KN}$$

$$R_B = 37.07 \text{ KN}$$

Tableau III.9. Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,5	37,09x - 10,64(x ² /2)	0	0
		1,5	43,66
1,5 ≤ x ≤ 3,9	21,13x + 11,97 - 17,6(x - 1,5) ² /2	1,5	43,67
		3,9	43,69
0 ≤ x ≤ 1,5	37,07x - 10,64(x ² /2)	1,5	43,63
		0	0

Tableau III.10. Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,5	37,09 - 10,64x	0	37,09
		1,5	21,13
1,5 ≤ x ≤ 3,9	-17,60x + 47,53	1,5	21,13
		3,9	-21,11
0 ≤ x ≤ 1,5	-37,07 + 10,64x	1,5	-21,11
		0	-37,07

- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2,70 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 56,32 \text{ KN.m}$

❖ Sollicitation à l'ELS :

Tableau III.11.Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,5$	$26,73x - 7,61(x^2/2)$	0	0
		1,5	31,53
$1,5 \leq x \leq 3,9$	$15,31x + 8,56 - 12,76(x - 1,5)^2 /$	1,5	31,53
		3,9	31,52
$0 \leq x \leq 1,5$	$26,73x - 7,61(x^2/2)$	1,5	31,53
		0	0

Tableau III.12.Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1,5$	$26,73 - 7,61x$	0	26,73
		1,5	15,31
$1,5 \leq x \leq 3,9$	$-12,76x + 34,45$	1,5	15,31
		3,9	-15,31
$0 \leq x \leq 1,5$	$-26,73 + 7,61x$	1,5	-15,31
		0	-26,73

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 2,70 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 40,72 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU :

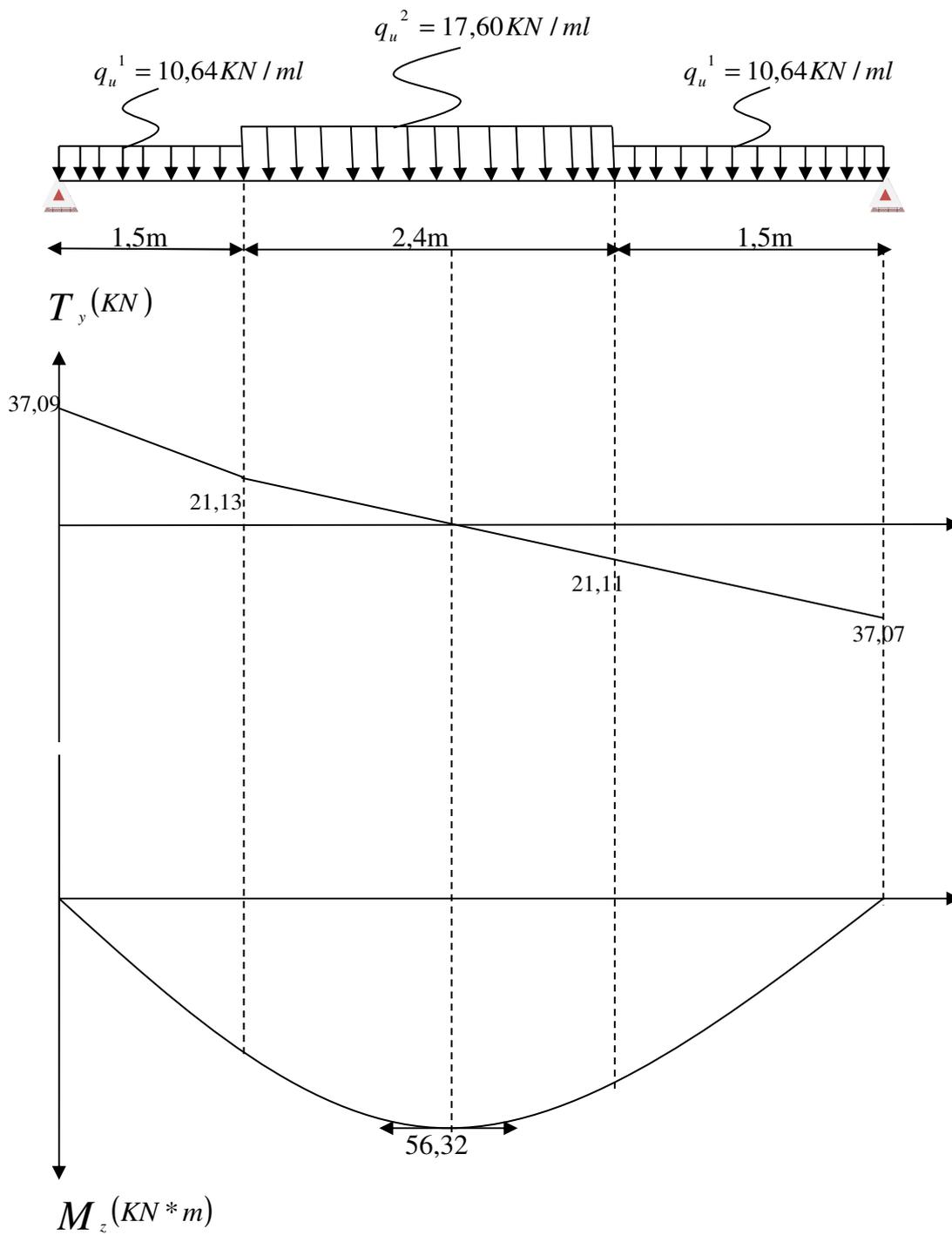
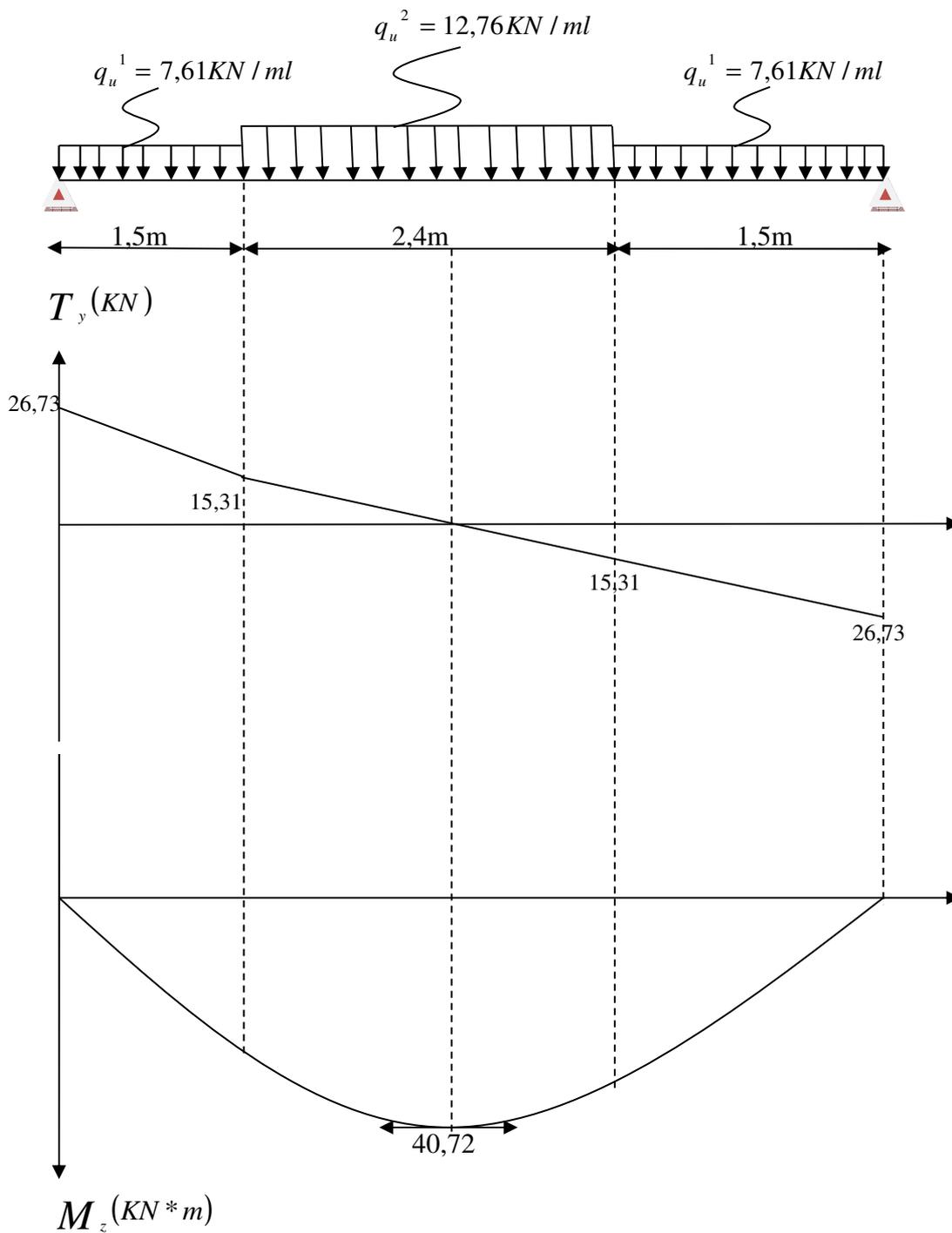


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS :



Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_0 \implies M_t = 47,87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 M_0 \implies M_a = -16,89 \text{ KN.m} \dots$$

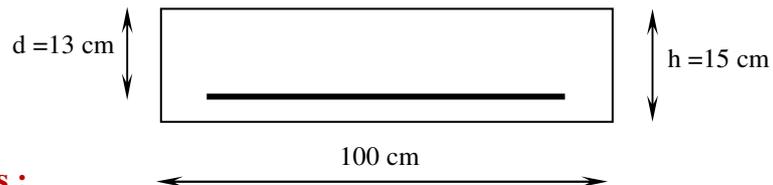
- III.2.3.3. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. La vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont : $S = (b \cdot h)$ avec ($b=100\text{cm}$, $h=15\text{cm}$).

- Aux appuis :

$$M_a = 16,89 \text{ KN.m}$$



- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{16,89 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,07 < \mu_L = 0,391$$

$\mu_b = 0,07 < \mu_L = 0,391 \implies$ La section est simplement armée (introduire des armatures tendues).

$$\mu_b = 0,07 \implies \beta = 0,964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{16,89}{0,964 \cdot 13 \cdot 348} = 3,87 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12** avec : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** avec $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- En travée :

- Armatures principales :

$$M_t = 47,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47,87 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,19$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,19 \Rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{47,87}{0,887 * 13 * 348} = 11,93 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : **11HA12** avec : $A_t = 12,44 \text{ cm}^2$ (St = 20 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12,44}{4} = 3,11 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ avec (St = 25cm)

III.2.3.4. Vérification à L'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \\ A_t = 12,44 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- Répartition des barres :

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h ; 45) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{37,07 * 10}{100 \times 13} = 0,28 < 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3.5. Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y : \text{La contrainte dans le béton.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) : \text{La contrainte dans l'acier.}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

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

- Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(11,31)}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{13 * 11,31}{7,5(11,31)^2}} - 1 \right] = 1,77 cm$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(100)(1,77)^3}{3} + 15[11,31(13 - 1,77)^2] = 2,158 * 10^4 cm^4$$

La contrainte dans le béton :

$$M_{ser} = 40,72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{40,72 * 10^6}{2,158 * 10^8} (17,7) = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4. Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

b) Vérification des conditions :

$$a. \frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

b. $\frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0,0625 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{34,61}{12,22} = 0,28 \dots \dots \dots$ **Condition n'est pas vérifié**

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{12,44}{100 \cdot 13} = 0,009 \leq 0,01 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Donc cette Conditions n'est pas vérifiée D'où le calcul de la flèche est nécessaire
 $f \leq \bar{f} \text{ adm} = \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots$ Si $L > 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots$ Si $L < 5,00 \text{ m}$ $\bar{f} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm}$

$f = \frac{M_{ser}^t \cdot X L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot X I_0}{1 + \lambda_i u}$; $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$

Coefficient

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$; $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot x d}$; $u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} = , 0 \right)$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot x d}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

Les modules de déformation :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$; $E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818,86 \text{ MPa}$

Tableau III.13.Vérification de flèche :

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
33769,6	0,009	2,33	0,93	0,52	22761,93	16796,23	0,37	0,81

$\Delta F = f_v - f_i = 0,44$

$\Delta F = 0,44 < \bar{f} = 0,48 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Conclusion :

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

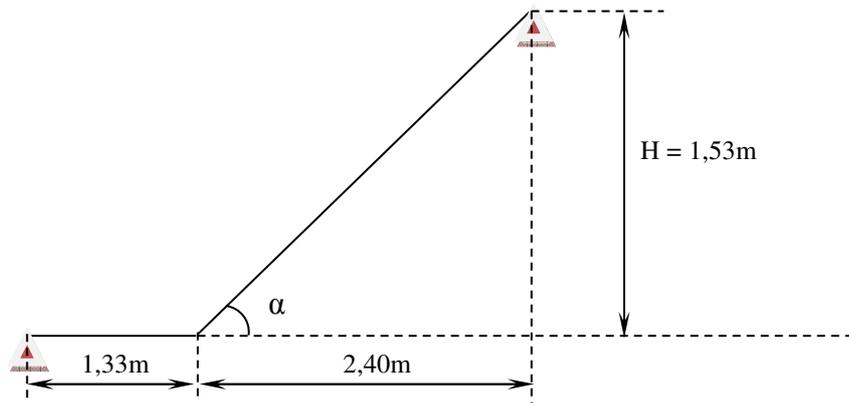
Escalier Type 02:

Fig III.10: Schéma statique du type 2

❖ **Combinaisons d'action :****Combinaisons de charges :****A L'ELU :**

❖ **Palier :** $q_u^1 = 10,64 \text{KN/ml}$

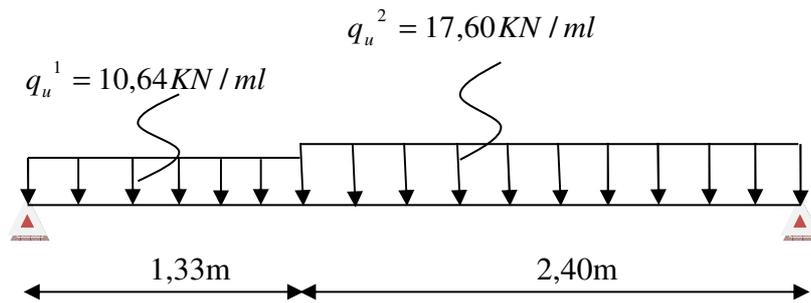
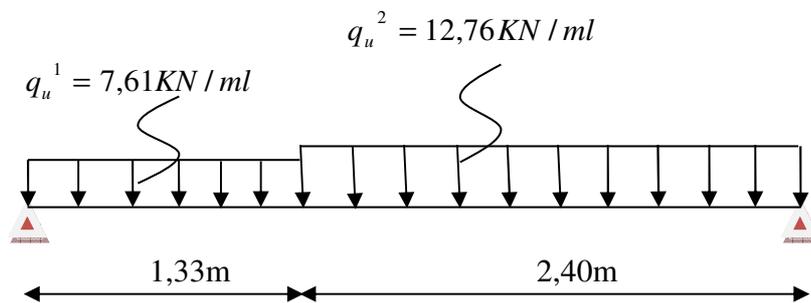
❖ **Paillasse :** $q_u^2 = 17,60 \text{KN/ml}$

A L'ELS :

❖ **Palier :** $q_u^1 = 7,61 \text{KN/ml}$

❖ **Paillasse :** $q_s^2 = 12,76 \text{KN/ml}$

❖ **Schemas statiques :****A L'ELU :**

**A L'ELS :****❖ Sollicitation à l'ELU :****• Réaction d'appuis :**

$$R_A = 25,22 \text{ KN}$$

$$R_B = 31,17 \text{ KN}$$

D'après logiciel de la RDM 6 :

Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

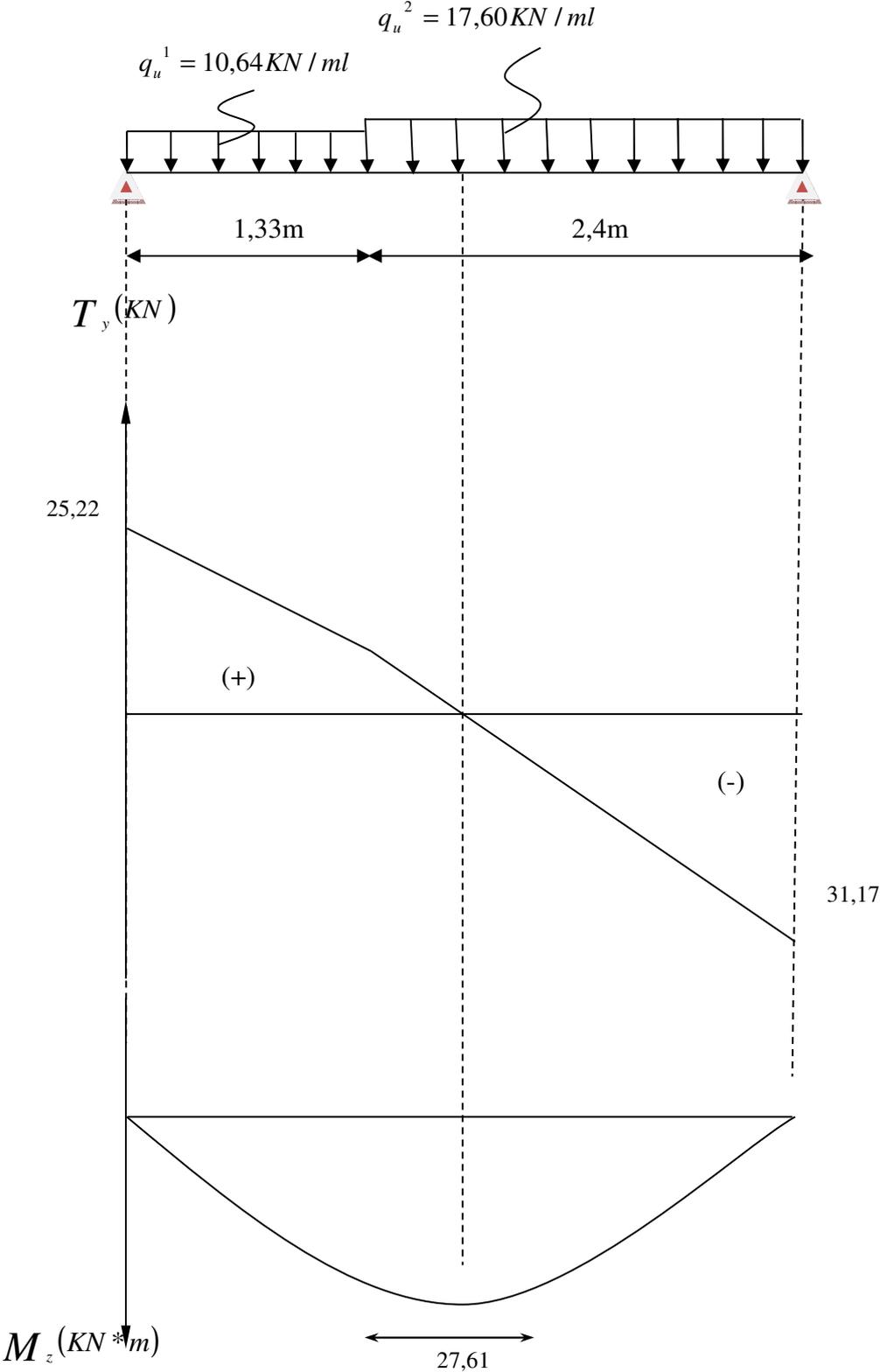
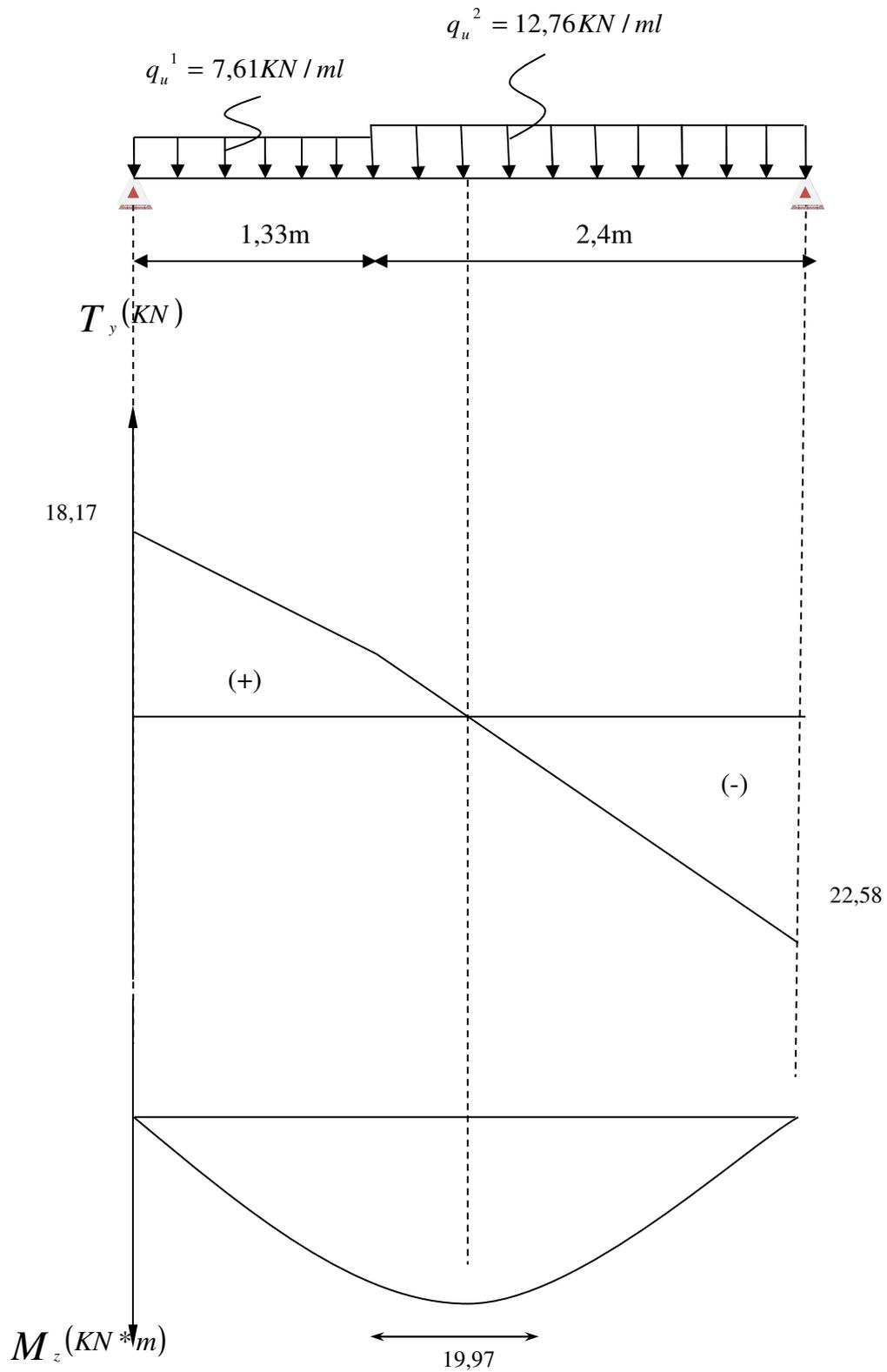


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :



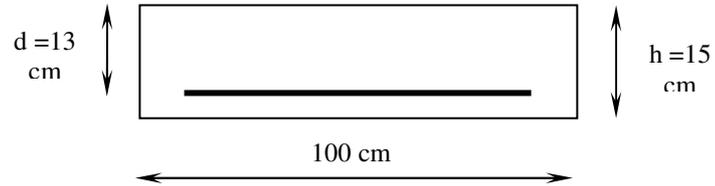
$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 23,46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 M_0 \Rightarrow M_a = -8,28 \text{ KN.m} \dots$$

Ferraillage à l' ELU :

- Aux appuis :

$$M_a = 8,28 \text{ KN.m}$$



- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{8,28 * 10^3}{100 * (13)^2 * 14,2} = 0,034$$

$$\mu_b = 0,023 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,28}{0,983 * 13 * 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA10} \text{ avec : } A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (St = 25 cm)}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA10} \text{ avec } A_r = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (St = 25 cm)}$$

- En travée :

- Armatures principales :

$$M_t = 23,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{23,46 * 10^3}{100 * (13)^2 * 14,2} = 0,098$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,098 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{23,46}{0,948 * 13 * 348} = 5,47 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : **4HA12** avec : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ ($St = 25 \text{ cm}$)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** \Rightarrow $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ avec ($St = 25 \text{ cm}$)

III.2.5. Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min (4h ; 45) = \min (60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25,22 * 10}{100 * 13} = 0,19 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.6. Vérification à L'ELS :**a. vérification des contraintes :**

- Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(4,52)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13 * 4,52}{7,5(4,52)^2}} - 1 \right] = 0,85 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(100)(0,85)^3}{3} + 15[4,52(13 - 0,85)^2] = 10,03 * 10^3 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$M_{ser} = 19,97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_s = \frac{19,97 * 10^6}{10,03 * 10^7} (8,5) = 1,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7. Calcul de la flèche :**a) Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

b) Vérification des conditions :

a. $\frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ **Condition vérifié**

b. $\frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0,0625 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{16,97}{5,99} = 0,28$ **Condition n'est pas vérifié**

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,52}{100 \cdot 13} = 0,003 \leq 0,01$ **Condition vérifié**

Donc cette Conditions n'est pas vérifiée D'où le calcul de la flèche est nécessaire

$f \leq \bar{f}_{adm} = \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$Si $L > 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$Si $L < 5,00 \text{ m}$ $\bar{f} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm}$

$f = \frac{M_{ser}^t \cdot XL^2}{10 \cdot E_v \cdot X I_{fv}}$

$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot X I_0}{1 + \lambda_i u}$; $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$

Coefficient

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$; $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot x_d}$; $u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} = , 0 \right)$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot x_d}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

Les modules de déformation :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$; $E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818,86 \text{ MPa}$

Tableau III.14.Vérification de la flèche:

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
30175,9	0,003	7,01	2,8	0	30175,9	33193,5	0,1	0,3

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,2$$

$$\Delta F = 0,2 < \bar{f}=0,48 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Conclusion :

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Escalier Type 03:

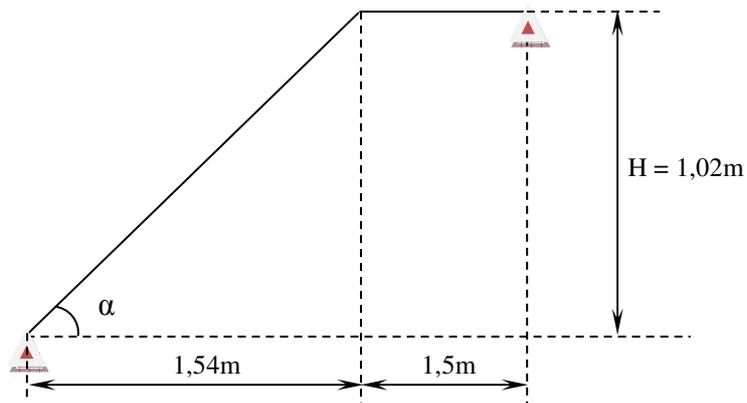


Fig III.11: Schéma statique du type 03

❖ **Combinaisons d'action :**

Combinaisons de charges :

A L'ELU :

❖ **Paillasse :** $q_u^2 = 17,60KN / ml$

❖ **Palier :** $q_u^1 = 10,64KN / ml$

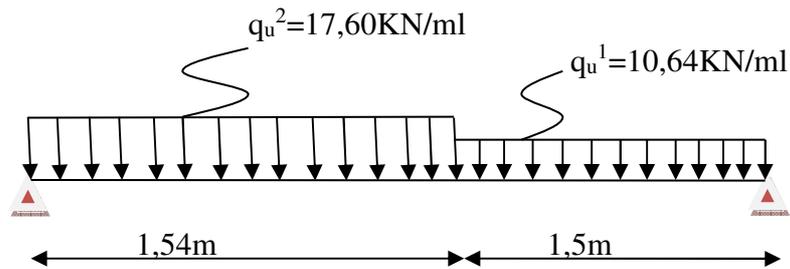
A L'ELS :

❖ **Paillasse :** $q_s^2 = 12,76KN / ml$

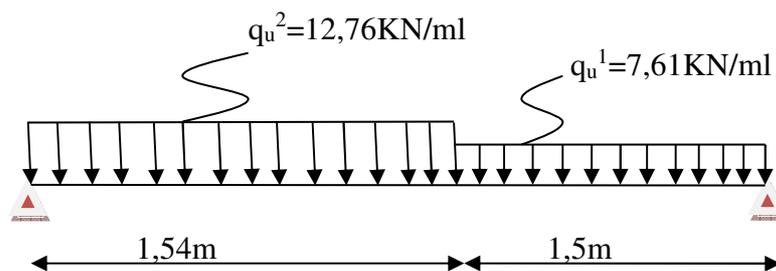
❖ **Palier :** $q_u^1 = 7,61 \text{ KN/ml}$

Schemas statiques :

A L'ELU :



A L'ELS :



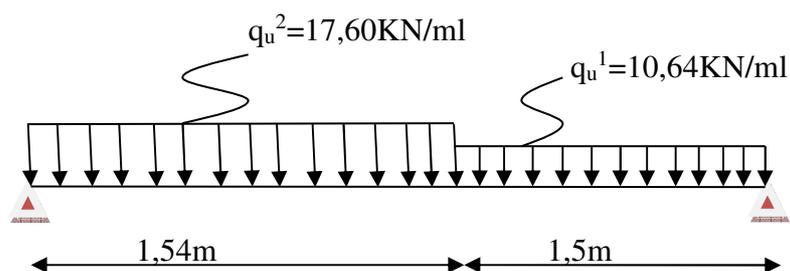
❖ **Sollicitation à l'ELU :**

- **Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 24,18 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,89 \text{ KN}$$



D'après logiciel de la RDM 6 :

- Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU:

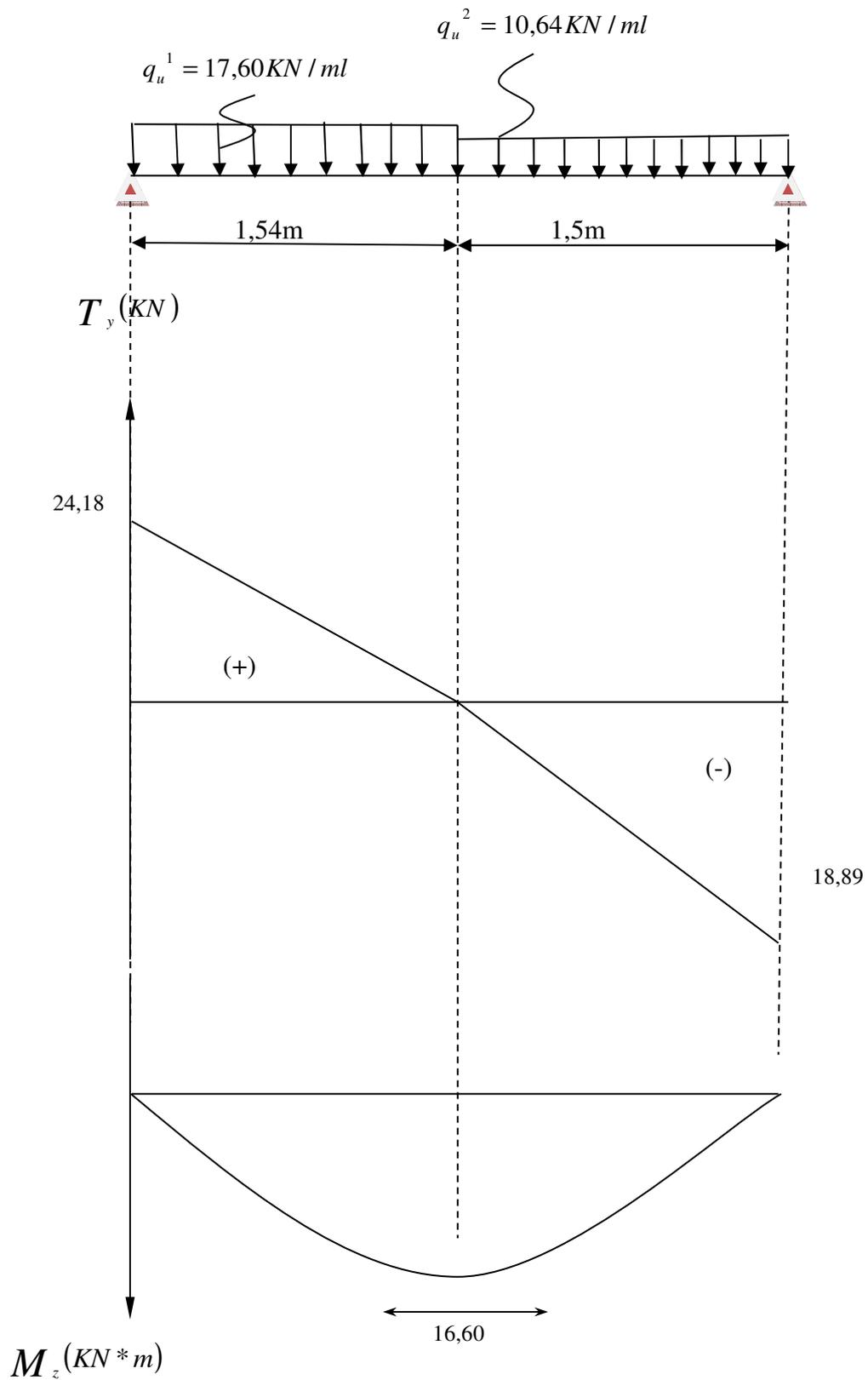
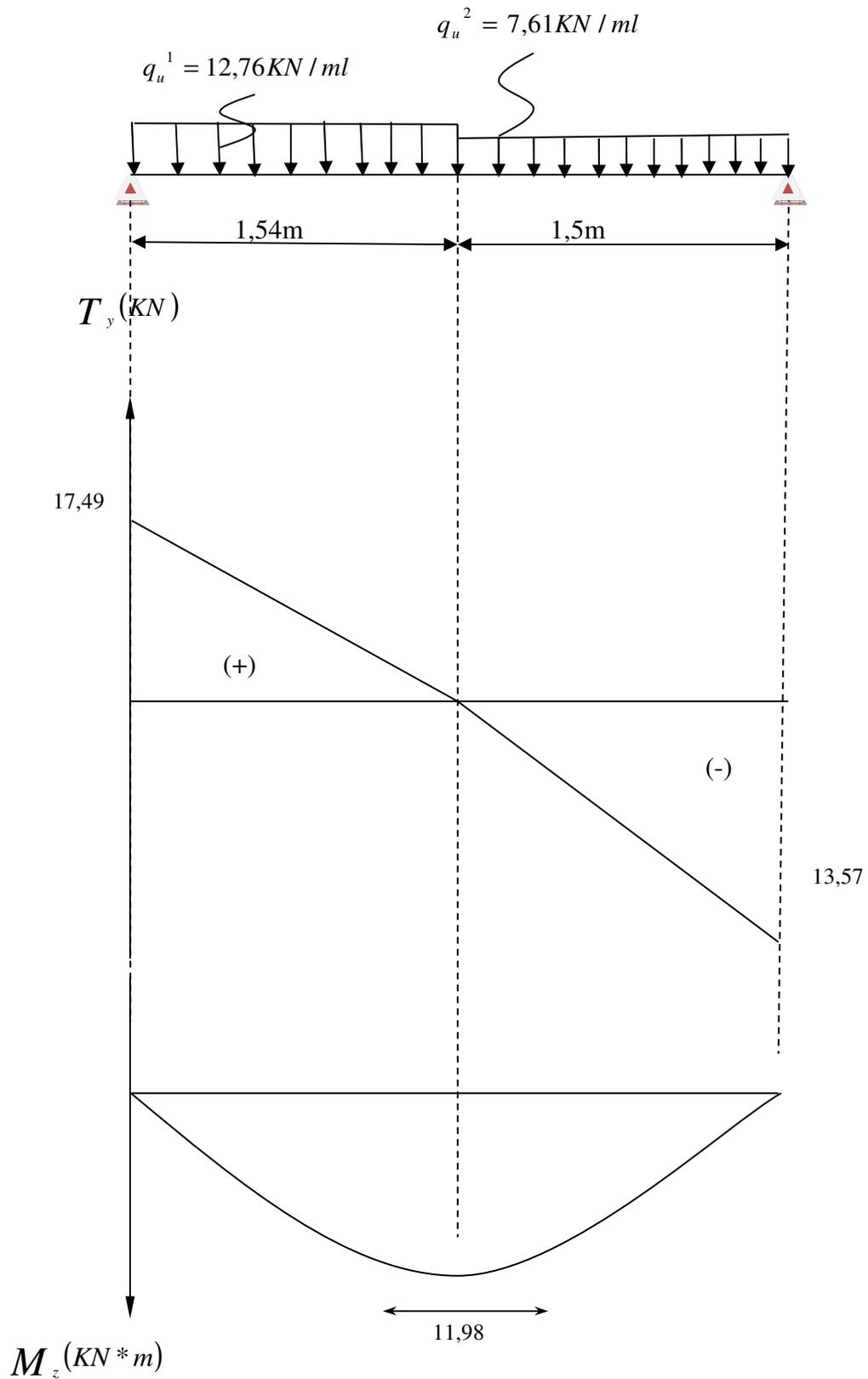


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS:



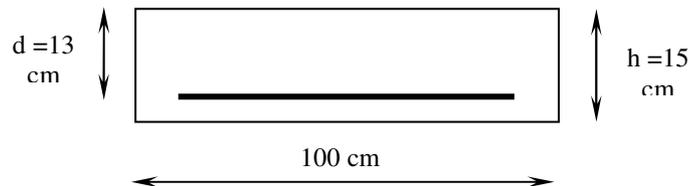
$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 14,11 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 M_0 \Rightarrow M_a = -4,98 \text{ KN.m}$$

III.2.8.Ferraillage à l'ELU :

- Aux appuis :

$$M_a = 4,98 \text{ KN.m}$$



- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{4,98 * 10^3}{100 * (13)^2 * 14,2} = 0,020$$

$$\mu_b = 0,020 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4,98}{0,990 * 13 * 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA10} \text{ avec : } A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (St = 25 cm)}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA10} \text{ avec } A_r = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (St = 25 cm)}$$

- En travée :

- Armatures principales :

$$M_t = 14,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{14,11 * 10^3}{100 * (13)^2 * 14,2} = 0,058$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{14,11}{0,970 * 13 * 348} = 3,21 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : **4HA12** avec : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ avec (St = 25cm)

III.2.9. Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h ; 45) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{14,11 * 10}{100 * 13} = 0,10 < 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.10. Vérification à L'ELS :**➤ Vérification des contraintes**

- Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(4,52)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13 * 4,52}{7,5(4,52)^2}} - 1 \right] = 0,85cm$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(100)(0,85)^3}{3} + 15[4,52(13 - 0,85)^2] = 10,03 * 10^3 cm^4$$

La contrainte dans le béton :

$$M_{ser} = 11,98KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_s = \frac{11,98 * 10^6}{10,03 * 10^7} (8,5) = 1,01MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,01MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.11. Calcul de la flèche :**a) Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

b) Vérification des conditions :

a. $\frac{h}{L} = \frac{15}{154} = 0,097 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

b. $\frac{h}{L} = \frac{15}{154} = 0,097 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{10,18}{3,6} = 0,28 \dots \dots \dots$ **Condition n'est pas vérifié**

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,52}{100 \cdot 13} = 0,003 \leq 0,01 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Donc cette Conditions n'est pas vérifiée D'où le calcul de la flèche est nécessaire

$f \leq \bar{f}_{adm} = \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots$ Si $L > 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots$ Si $L < 5,00 \text{ m}$ $\bar{f} = \frac{154}{500} = 0,31 \text{ cm}$

$f = \frac{M_{ser}^t X L^2}{10 X E_v X I_{fv}}$

$I_{fi} = \frac{1,1 X I_0}{1 + \lambda_i u}$; $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$

Coefficient

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$; $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 x d}$; $u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} = , 0 \right)$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s x d}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818.86 \text{ MPa}$$

Tableau III.15. Vérification de la flèche:

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
30175,9	0,003	7,01	2,8	0	30175,9	33193,49	0,023	0,073

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,05$$

$$\Delta F = 0,05 < \bar{f} = 0,31 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

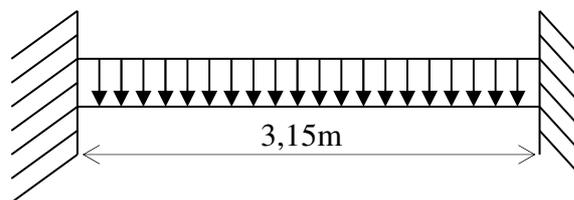
Conclusion :

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.2.12. Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage dans le **RDC** et à l'étage des autres étages. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

a- Pré dimensionnement :



❖ Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec :}$$

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 3,15 \text{ m} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \quad \text{donc : } 21 \text{ cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm}$$

h= 35cm

❖ **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

b= 30cm

- L'exigence de **RPA 99 (Art 7.5.1)** :

1) $b \geq 20 \text{ cm}$ ----- **vérifiée.**

2) $h \geq 30 \text{ cm}$ ----- **vérifiée.**

3) $\frac{h}{b} \leq 4$ ----- **vérifiée.**

4) $b_{\max} \leq 1,5 * h + b_t$ ----- **vérifiée.**

5) Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

b- Détermination des charges :

❖ Poids propre de la poutre : $G = 25 * 0,35 * 0,3 = 2,625 \text{ KN/mL}$

❖ Réaction du palier sur la poutre : ELU : $R_A = 37,09 \text{ KN}$

ELS : $R_A = 26,73 \text{ KN}$

- **Combinaison de charges :**

❖ **ELU :** $q_u = 1,35 G + 1,5Q$

$$q_u = (1,35 * 2,625) + 37,09 = 40,63 \text{ KN/m}^2$$

❖ **ELS :** $q_{ser} = G + Q$

$$q_{ser} = 2,625 + 26,73 = 29,35 \text{ KN/m}^2$$

III.2.12.1. Calcul des efforts à L'ELU :

❖ **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{40,63 * (3,15)^2}{8} = 50,39 \text{ KN.m}$$

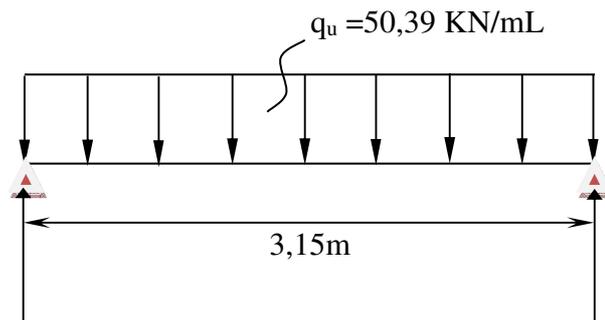
❖ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u * L}{2} = \frac{40,63 * 3,15}{2} = 64 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 * 50,39 = -15,11 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 * 49,14 = 42,83 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

A l'ELU :**III.2.12.2. Calcul des efforts à l'ELS :**❖ **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{29,35 * (3,15)^2}{8} = 35,47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 * 36,4 = -10,32 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 * 35,47 = 30,17 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u * L}{2} = \frac{29,35 * 3,15}{2} = 46,23 \text{ KN}$$

A l'ELU :

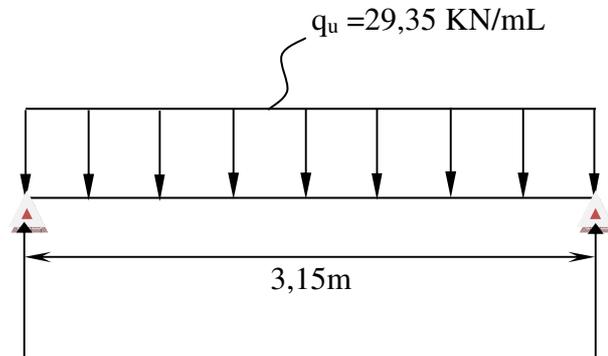


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

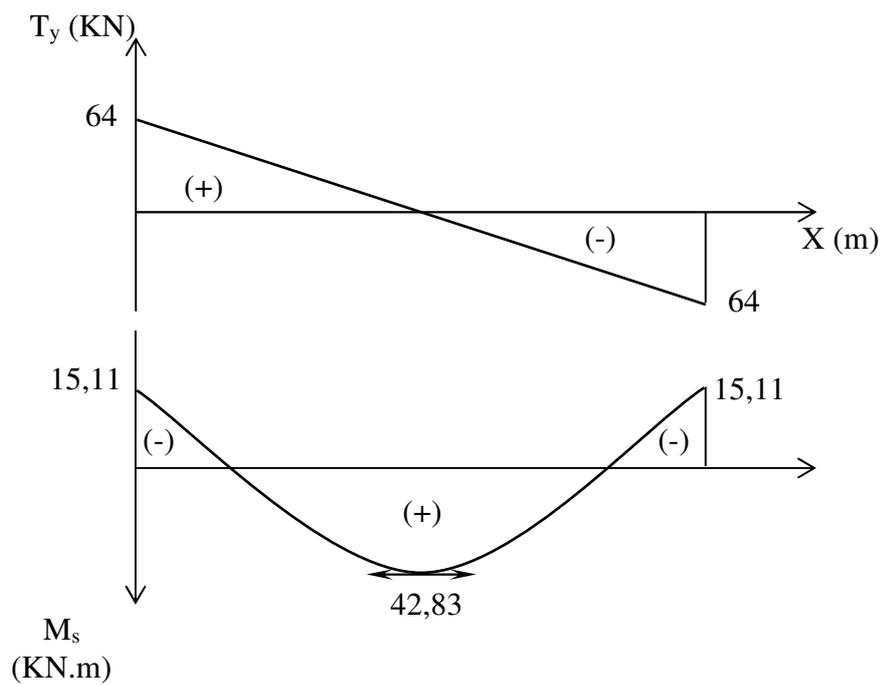
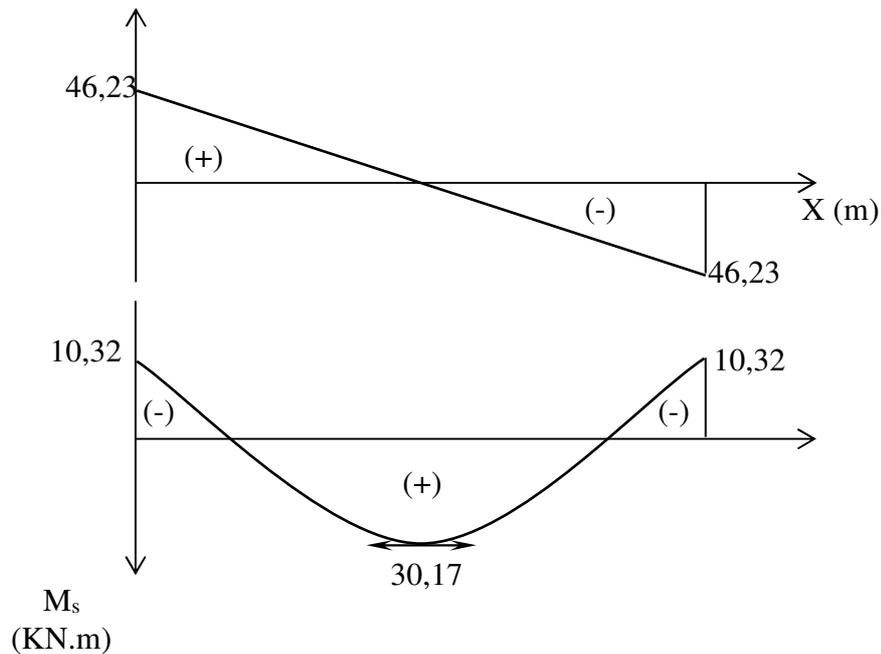


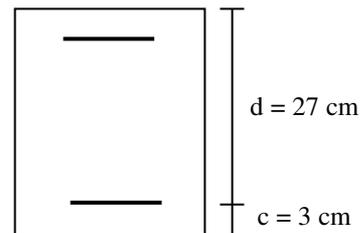
Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :



❖ Calcul des armatures :

▪ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{14,74 \times 10^6}{250 * (270)^2 * 14,2} = 0,056$$



$\mu_b = 0,056 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée ($AS' = 0$).

$$\mu_b = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{14,74}{0,971 * 27 * 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour **3HA12** = 3,39 cm²

▪ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{41,76 \times 10^6}{250 * (270)^2 * 14,2} = 0,161$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow AS' = 0$

$$\mu_b = 0,161 \Rightarrow \beta = 0,911$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{41,76}{0,911 * 27 * 348} = 4,87 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour **5HA12** = 5,65 cm²

III.2.12.3. Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 25 * 27 * \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 62,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} = \frac{62,40 * 10}{25 * 27} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 * f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ vérification des contraintes :

- Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(5,65)}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{27 * 5,65}{7,5(5,65)^2}} - 1 \right] = 3,66 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(25)(3,56)^3}{3} + 15[5,65(27 - 3,56)^2] = 4,70 * 10^4 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{30,14 * 10^6}{4,70 * 10^8} (35,6) = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.13.Schéma de ferrailage des escaliers :

Type 01 :

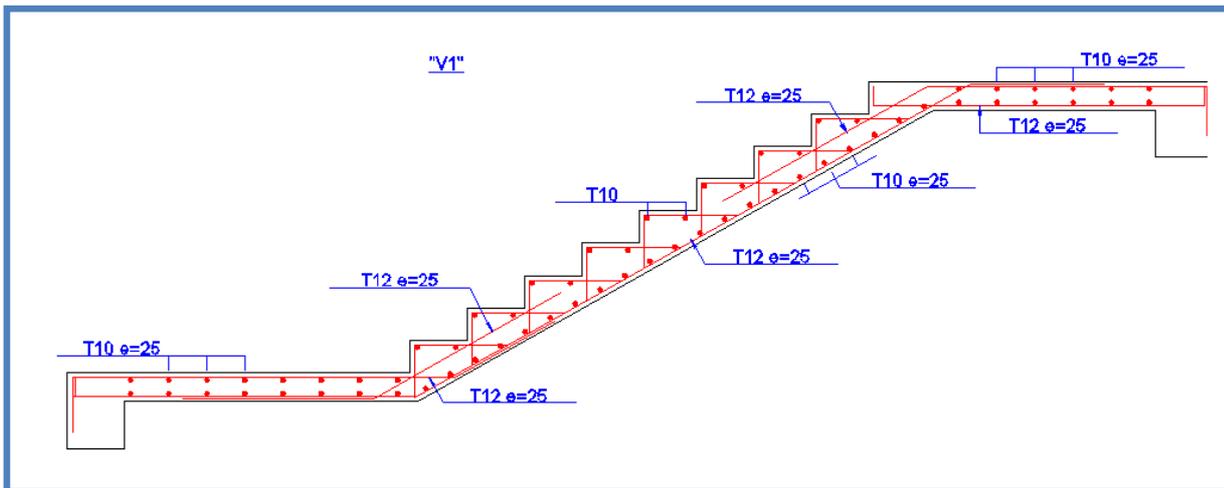


Fig III.12 : ferrailage de l'escalier 01

Type 02 :

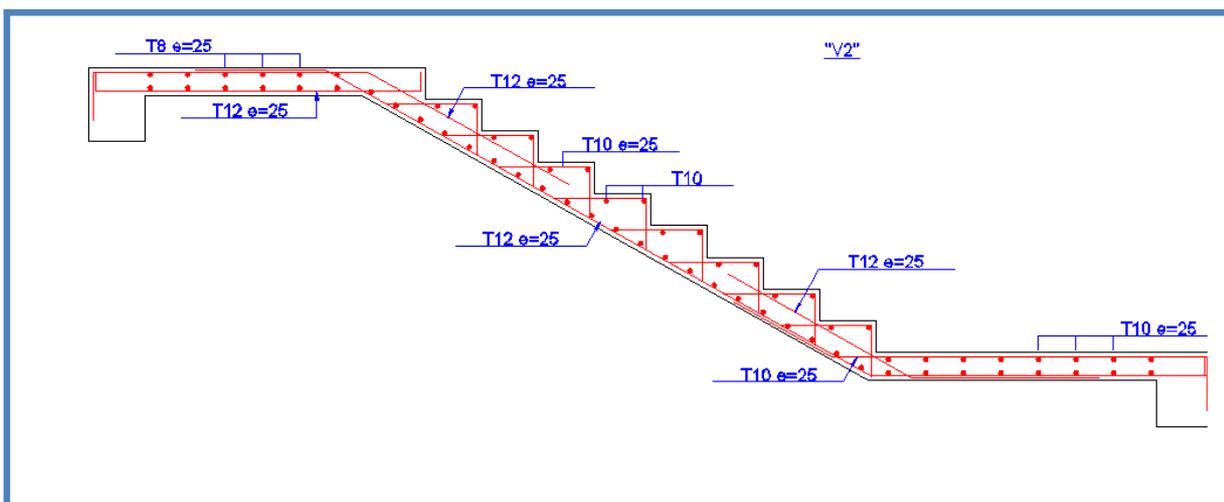


Fig III.13 : ferrailage de l'escalier 02

Type 03

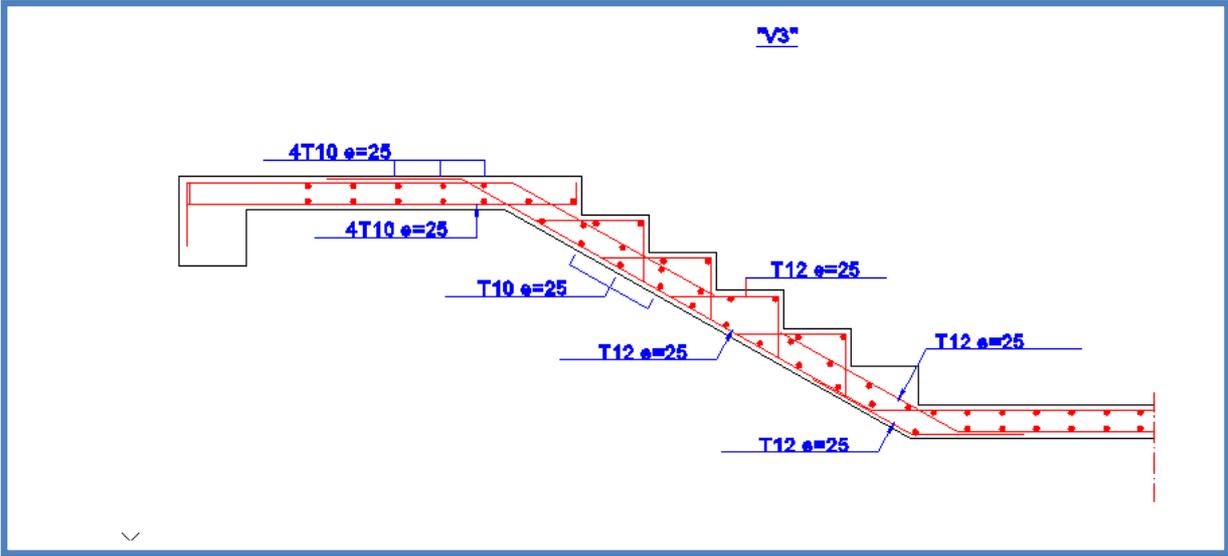


Fig III.14 : ferrailage de l'escalier 03

III.2.14.Schéma de ferrailage de poutre palier

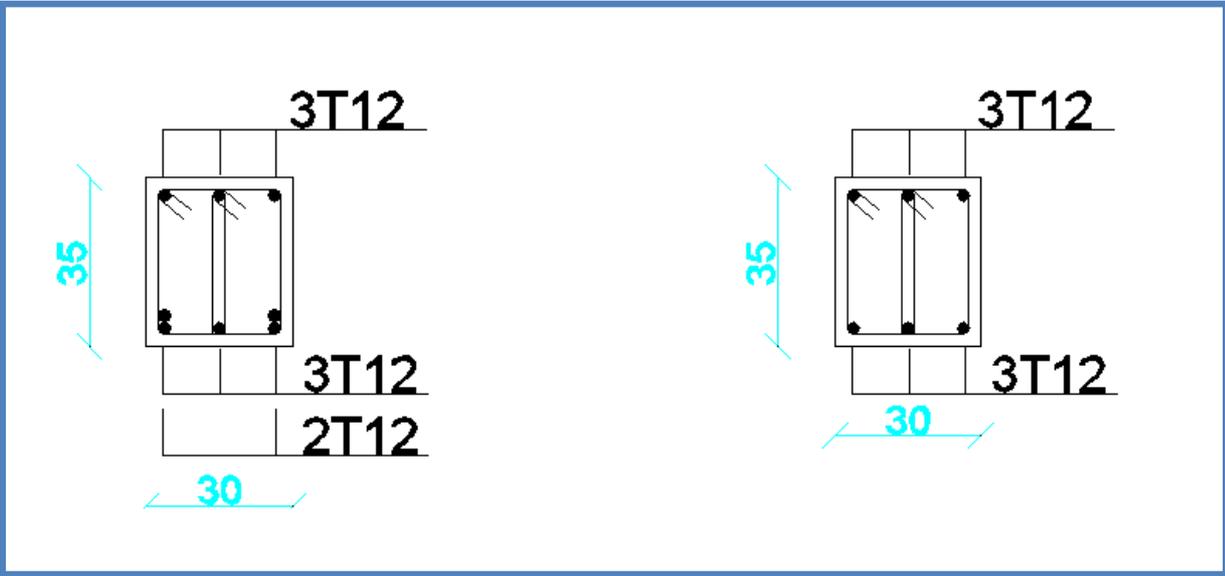


Fig III.15: ferrailage de poutre palier

III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton avec armature incorporées, cette dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre ouvrage, on a rencontré un seul type de dalle, Il s'agit d'une dalle appuyée sur quatre cotés.

Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable

III.3.1. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement de la dalle se fait selon les trois conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \quad \text{Pour dalle continue avec : } 0,4 \leq L_x/L_y \leq 1$$

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \quad \text{Pour dalle continue avec : } L_x/L_y \leq 0,4$$

ona: $L_x = 330 \text{ cm}$, $L_y = 488 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{donc } \rho = 0,67 \quad \text{alors } \rho \geq 0,4 \quad l_x = 3,30\text{m}$$

$$\frac{4,88}{50} \leq e \leq \frac{4,88}{30}$$

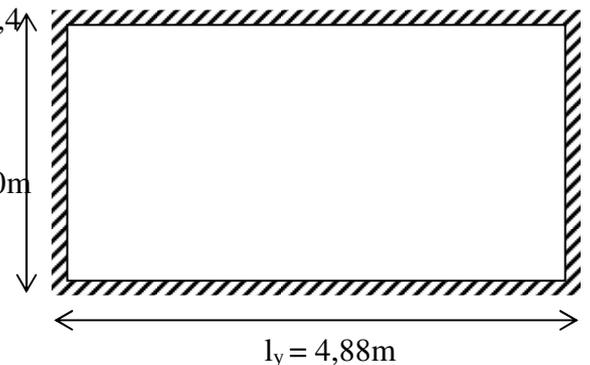
$$9,76 \leq e \leq 16,26$$

- Condition d'isolation $e \geq 15\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie
 - $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe feu
 - $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu

on adopte $e = 15\text{cm}$

III.3.2. Evaluation des charges :

$$G = 5.39\text{KN/m}^2 \quad Q = 2.5\text{KN/m}^2$$



III.3.3. Combinaisons de charges :**- A'ELU :**

$$1.35G + 1.5Q \quad \Rightarrow \quad q_u = 11,03 \text{ KN/m}$$

- A'ELS:

$$G + Q \quad \Rightarrow \quad q_{\text{ser}} = 7,89 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,67 \quad \Rightarrow \quad \text{A'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,0723 \\ \mu_y = 0,3895 \end{cases} \quad \text{A'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,0780 \\ \mu_y = 0,5469 \end{cases}$$

III.3.4. Sollicitations :

Lors le panneau porte dans les deux sens ($\alpha \geq 0.4$).

- Moment isostatique

$$M_{ox} = \mu_x q_u l^2 \text{ (bonde parallèle } Lx) : \text{Moment isostatique sens x-x}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \text{ (bonde parallèle } Ly) : \text{Moment isostatique sens y-y}$$

- Moment en travée

Les moments en travée et en appuis sont pour un panneau de dalle continu :

$$\text{Au centre de la dalle } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{ox} \\ M_{ty} = 0.75M_{oy} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$\text{Sur le bord continue } \begin{cases} M_{ax} = -0.5M_{ox} \\ M_{ay} = -0.5M_{oy} \end{cases}$$

➤ Evaluation de l'effort tranchant :

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour une dalle portant dans les deux sens ($\alpha \geq 0.4$)

$$\text{Pour : } \alpha \geq 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q_u \times L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

Tableau III.16.récapitule les résultats de calcul pour le panneau de dalle :

	M _{ox}	M _{oy}	Sens X-X			Sens Y-Y		
			M _{tx}	M _{ax}	V _x	M _{ty}	M _{ay}	V _y
ELU	8,68	3,38	6,51	4,34	18,94	2,53	1,69	18,94
ELS	6,70	3,66	5,02	3,35	8,68	2,74	1,83	8,68

III.3.5. Ferrailage de la dalle :

$\alpha \geq 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens donc le ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (b*h) = (100*10).

III.3.5.1.calcul à l'ELU :

a) En travée:

Sens x-x :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{6,51 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,971$$

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

$$A_t^x = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{6510}{0,971 \times 9 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{2,53 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,989$$

$$A_t^y = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{2530}{0,989 \times 9 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) En appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{4,34 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{donc : } A_s' = 0 \text{ n'existe pas}$$

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

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,981$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{4340}{0,981 \times 9 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.17. Ferrailage Du panneau de dalle:

		M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	choix de barres
En travée	Sens x-x	6,51	5,02	2,14	7,92	7T12 e=15
	Sens y-y	2,53	2,74	0,82	7,92	7T12 e=15
En appui		4,34	3,35	1,41	7,92	7T12 e=15

III.3.5.2. Vérifications des contraintes à l'ELS :

a) Vérifications des contraintes dans le béton :

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] & \text{(Moment d'inertie)} \\ \frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 & Y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

b) Vérifications des contraintes dans l'acier :

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \sigma_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Vérification des contraintes :

		M_s (KN. m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	Sens x-x	5,02	7,54	3,38	4504,02	3,71	32,69	Vérifiée
	Sens y-y	2,74	7,54	3,38	4504,02	2,02	17,84	Vérifiée
Appui		3,35	7,54	3,38	4504,02	2,36	21,82	Vérifiée

III.3.5.3. Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L_x} = 0,04 \geq \frac{M_{t\ ser}}{20 \times M_0} = \frac{5,02}{20 \times 6,70} = 0,037 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

b) $\frac{A}{b \cdot d} = \frac{7,54}{12 \cdot 13} = 0,05 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots$ **Condition n'est pas vérifié**

$\Delta_f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots$ Si $L > 5,00\ m$

$\bar{f} = \frac{L_x}{500} \dots \dots \dots$ Si $L < 5,00\ m$ $\bar{f} = \frac{330}{500} = 0,66\ cm$

$f_v = \frac{M_{Ser}^t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$ $f_i = \frac{M_{Ser}^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$

$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$; $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$

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

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$; $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$; $u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} = , 0 \right)$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2\ MPa$; $E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818,86\ MPa$

Tableau III.19.vérification de la flèche :

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
9962,93	0,007	3	1,20	0	9962,93	10958,89	0,15	0,5

$\Delta F = f_v - f_i = 0,35\ cm$

$\Delta F = 0,35 < \bar{f} = 0,66 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Conclusion :

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.5.4. Schéma de ferrailage de dalle pleine:

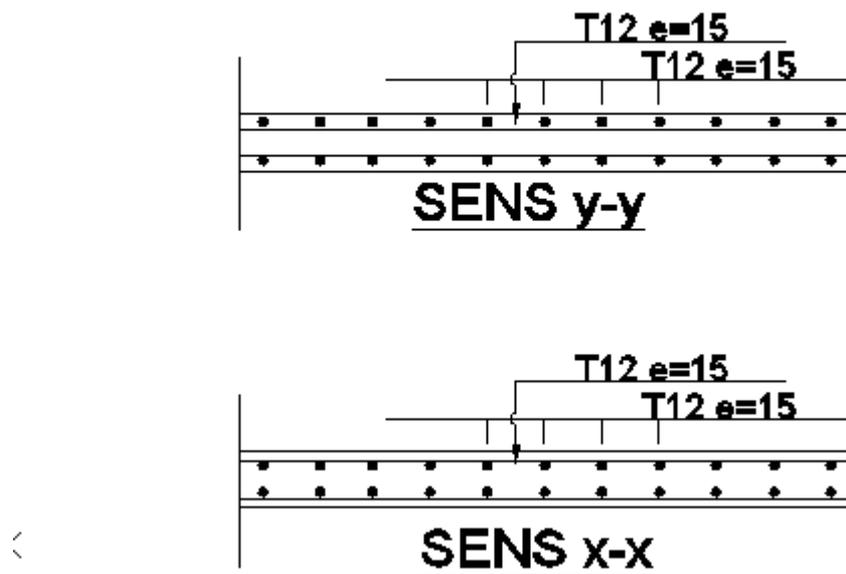


Fig III.16 : ferrailage de dalle pleine

III.3.6. Calcul des balcons:

Notre structure comporte un seul type de balcon ; des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre libre.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,20m.

III.3.6.1 Pré dimensionnement

-Epaisseur de la dalle : $ep \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$

Selon RPA : $ep \geq 12 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $ep = 15 \text{ cm}$

III.3.6.2. Evaluation des charges :

- ✚ Epaisseur de la dalle. **e = 15cm**
- ✚ Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
- ✚ Charge permanentes : **G₁ = 5,39 KN/m²**
- ✚ Surcharges d'exploitation : **Q₁ = 3.5 KN/m²**
- ✚ Poids propre du garde Corps : **G₂ = 1KN/m**

III.3.6.3 Sollicitations:

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

a) Combinaison sous d'action :

➤ **L'ELU :**

- Charges réparties :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5,39) + 1.5 (3.5) \end{cases}$$

q_u = 12,52KN/m

- Charges concentrées (Poids du garde Corps) :

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

p_u = 1,35KN

➤ **L'ELS:**

- Charges réparties :

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5,39 + 3.5 \end{cases}$$

q_s = 8,89KN/m

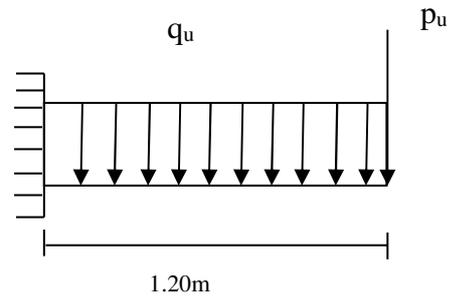
- Charges concentrées (Poids du garde Corps)

$$P_s = G$$

P_s = 1KN

b) Efforts internes :

Schéma statique

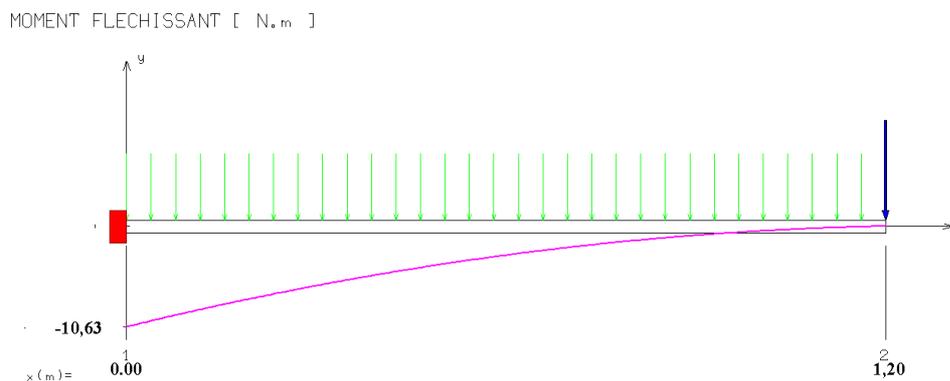


Les efforts internes ont été déterminés à l'aide du logiciel de calcul RDM6

Tableau III.20.les moments et les efforts tranchants trouvés :

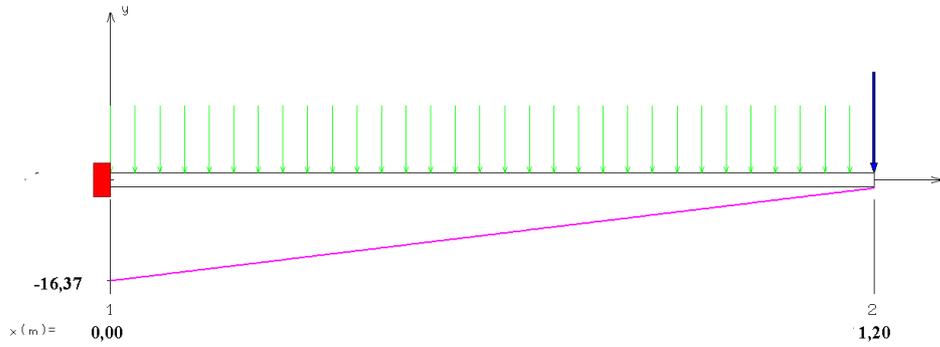
Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.20	X=0	X=1.20
T (x) KN	16.37	0	11.66	0
M(x) KN.m	10.63	0	7.6	0

✓ **Diagramme de moment a ELU :**



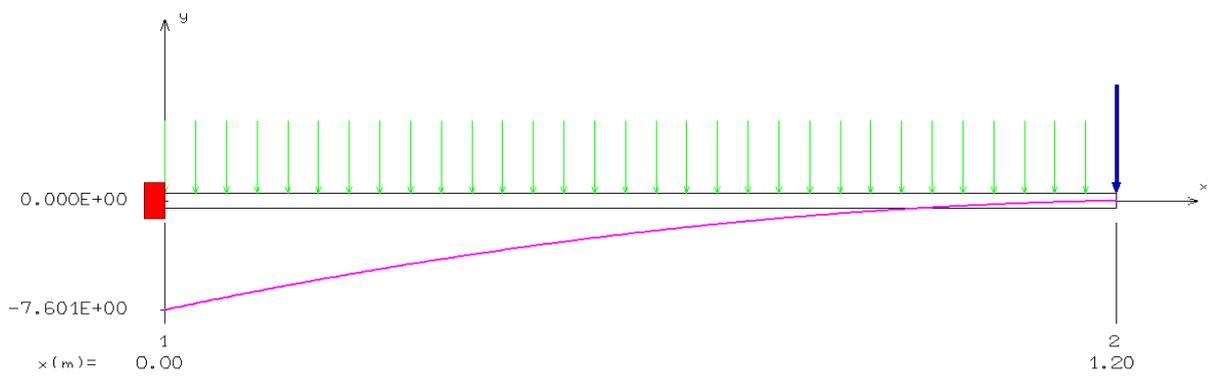
✓ **Diagramme des efforts tranchants a ELU :**

EFFORT TRANCHANT [N]



✓ Diagramme de moment a ELS :

MOMENT FLECHISSANT [N.m]



III.3.6.4 Calcul du ferrillage :

III.3.6.4.1 Calcul à l'ELU :**a) Moments réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{10,63 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0,044$$

$$\mu_l = 0.391$$

$\mu_{bu} < \mu_l$ donc la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armature comprimée)

b) Section d'armature :

$$A_s = 0,8 \alpha_u b d \frac{\sigma_{bu}}{\sigma_{su}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.044)}) = 0.056$$

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

$$A_s = \frac{10,63 \times 10^6}{0.978 \times 130 \times 348} = 240,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2,40 \text{ cm}^2$$

III.3.6.4.2 Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

Le ferrailage de balcon doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, A_{\min} \right\}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 13}{1000}, 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{1,3\text{cm}^2, 1,56\text{cm}^2\}$$

Donc :

$A_s = 2,4\text{cm}^2 \geq 1,56\text{cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieurs à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = 2,4\text{cm}^2$$

On adopte : **4HA10** donc $A_s = 3,14\text{cm}^2$ avec espacement $S_t=25\text{cm}$:

❖ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\text{cm}^2$$

On prend **4HA10** donc $A_s = 3,14\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t=25\text{cm}$:

b) Vérification de disposition d'armature :

❖ **Armature longitudinale:**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{4 \times 15 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

c) Vérification au cisaillement : Art III.2 / BAEL 91):

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{16,37 \times 10^3}{1000 \times 130}$$

$$\tau_u = 0,12\text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0.12 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right\}$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0.12 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa}\right\}$$

$$\bar{\tau} = 2 \text{ Mpa} \quad \text{donc :}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas Nécessaires.

d) adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{NU}{0.9d\Sigma u_i} = \frac{16.37 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 0.13 \cdot 10^3 \cdot 125.6} = 1.14 \text{ MPA}$$

$$\Sigma u_i = 4\pi\phi_l = 4 \cdot 3.14 \cdot 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$T_u = 16.37 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Longueur de cisaillement droit :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_u}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_S = \frac{400 \phi}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \phi$$

$$L_S = 35.27 \phi$$

Le règlement BAEL propose $L_S = 40\phi$: pour $f_u = 400$

$$L_S = 40 \text{ cm}$$

Soit crochets de longueur : $L_a = 0.4 L_S = 16 \text{ cm}$

III.3.6.4.3 Vérification à l'ELS:

➤ On doit vérifier les deux conditions suivantes : **(BAEL.2.P85)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = k \cdot \gamma_{ser} \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s < \bar{\sigma}_s ; \sigma_s = 15 k (d - \gamma_{ser}) \end{array} \right.$$

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

($\bar{\sigma}_s$ est choisie en fonction de la fissuration)

a) Vérification de L'ELU de compression du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right] \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale homogène})$$

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

Y : la distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée à l'état limite service.

▪ **Position de l'axe neutre : BAEL.91.P.155**

$$Y = \eta \frac{A_s + A_s'}{b} \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA_s'}{7.5(A_s + A_s')^2} - 1}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{3,14}{100} \sqrt{1 + \frac{13 \times 100 \times 3,14}{7.5 \times 3,14^2} - 1}$$

Y = 306cm

▪ **Calcul de Moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{100}{3} (3,06)^3 + 15 \left[3,14 (13-3,06)^2 \right]$$

$$I = 5608,73 \text{ cm}^4$$

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

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

$$K = \frac{7,60 \times 10^6}{5608,73 \times 10^4} = 0.135 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.135 \times 3,06 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ Mpa}$$

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

$$4,1 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.66 \text{ Mpa} ; 201.63 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \times K (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.135 \times (130 - 50,6)$$

$$\sigma_s = 160,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$160,78 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Donc on garde les armatures calculées à l'ELU.

Soit $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml}$

III.3.6.5 Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{ service}}}{M_{a\text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{ service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

b) Vérification des conditions :

$$a. \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{7,16}{7,16} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,14}{100 \cdot 13} = 0,002 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Donc cette Conditions est vérifiée le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.6.6. Schéma de ferrailage du balcon :

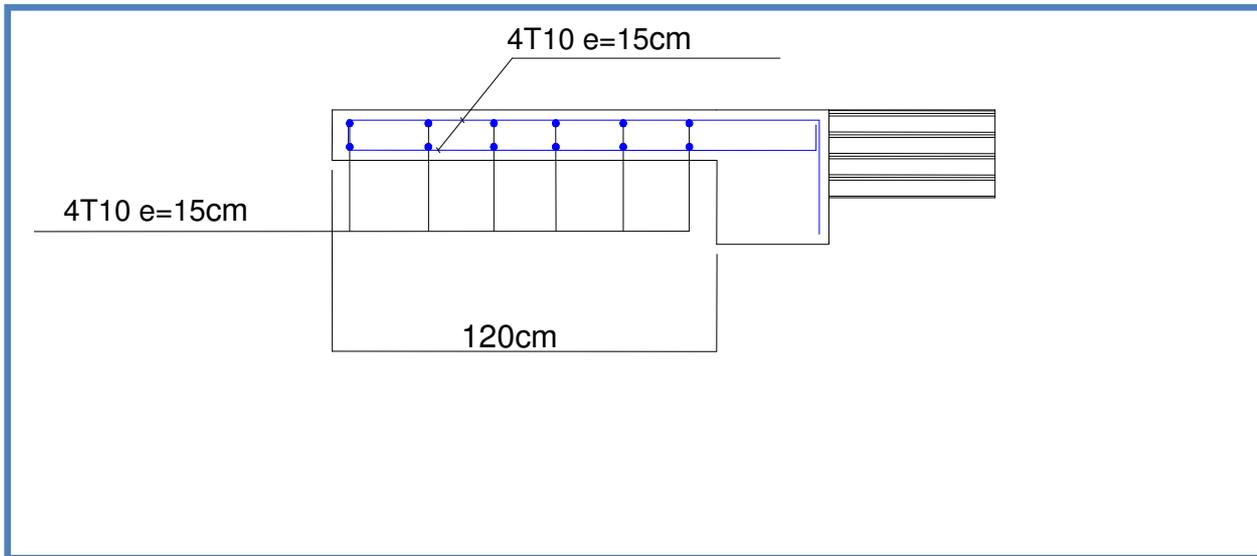


Fig III.17 : ferrailage de balcon

III.4.ACROTERE :

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

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
 - Effort normal dû à son poids propre
 - Moment de renversement dû à la main courante
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre de largeur.

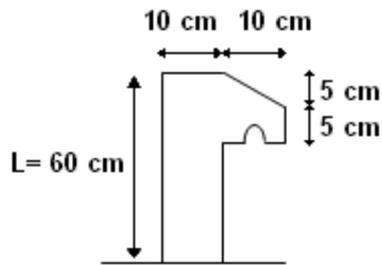


Fig III.18 : dimensions de l'acrotère

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges:

a - Charges verticales :

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/m}$$

$$G = 1,6875 \text{ KN/m}$$

- Enduit ciment :

$$0,02 \times 20 = 0,4$$

Tableau III.21. Charges et surcharges :

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml) (0,4+1,687)
0,0675	1,687	0,02*20=0,4	2,087

b - Charges horizontal : (Charge due au séisme)

- D'après le **RPA99 (Art 6.2.3)**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99**

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tableau 6.1 du RPA99**)

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 1B.

- Zone IIa (Bouira)

$$\begin{cases} A=0,15. \\ C_p=0,8. \end{cases}$$

$$W_p=2,087 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

- $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,087 \Rightarrow F_p = 1,00 \text{ KN}$
- Sur charge due à la main courante $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ Diagramme des efforts

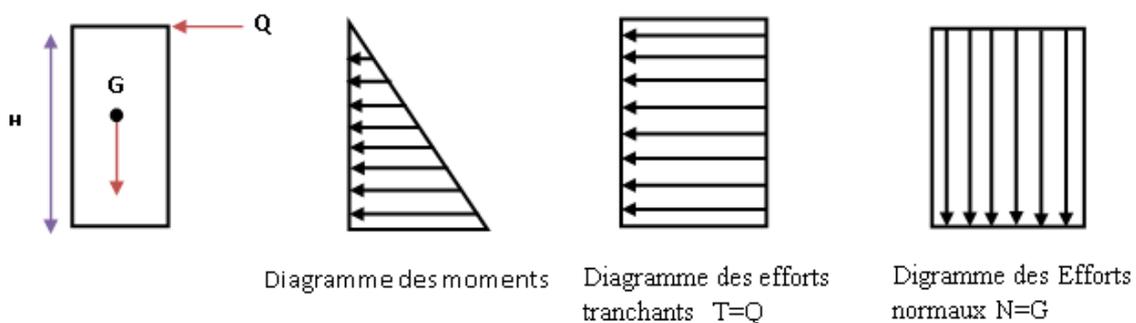


fig III.19: schéma statique de l'acrotér

III.4.3. Sollicitations de Calcul :

III.4.3.1. Sollicitations à l'ELU :

a) Moments d'encastrement :

- $N_G = 2,087 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0$
- $Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1,5 * Q * h = 1,5 * 1 * 0,6$
 $M_Q = 0,9 \text{ KN.m}$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement

b) Effort normale à l'ELU :

- Effort normal de compression du au poids propre :
 $N_u = 1,35 * G_T = 1,35 * 2,087 = 2,817 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement du à la poussée (main courante) :
 $M_u = 1,5 * Q * h = 1,5 * 0,6 * 1 = 0,9 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant : $T = 1,5 * Q = 1,5 \text{ KN}$

III 4.3.2. Sollicitations à l'ELS :

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2,087 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement : $M_s = Q * h = 0,6 * 1 = 0,6 \text{ KN.m} = M_Q$
- Effort tranchant : $T = Q$

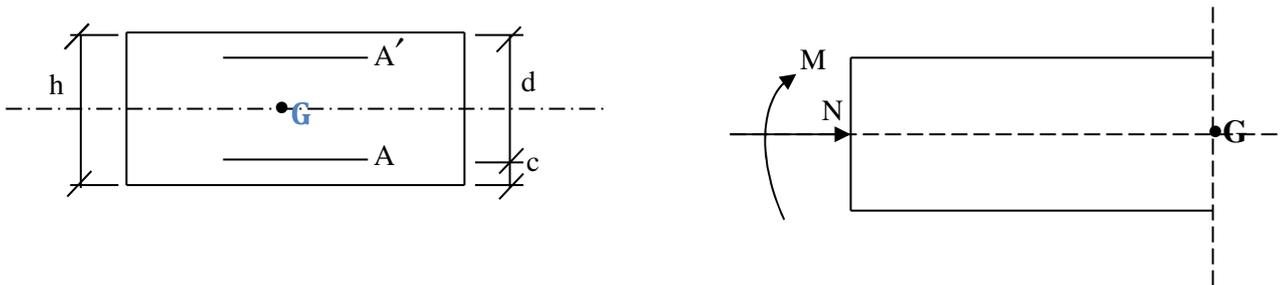
Tableau III.22. Différentes combinaisons à utiliser :

Sollicitations M (KN.M)	Combinaisons	
	ELU	ELS
	1.35*G	G
Effort normal N (KN)	2,817	2,087
Moment M (KN.M)	0.9	0,6

III.4.4. Ferrailage de l'acrotère :

III.4.4.1 calcul à l'ELU :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA} puis on se ramène à la flexion composée.

$$h = 10 \text{ cm}; \quad d = 8 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

a) Vérification de la condition de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} (15 ; 20 * \frac{e_1}{h}) \text{ et } l_f = 2l_0$$

$$\frac{2 * 0,6}{0,1} \leq \text{Max} (15 ; 20 * \frac{0,319}{0,1}) \quad \Longrightarrow \quad 12 \leq 48,18$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$\lambda < 50 \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Cette condition est vérifiée, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis de l'ELU de résistance avec :

$$N_u = 2.81 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u * e_T \quad (e_T : \text{Excentricité totale de calcul})$$

b) Excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

Tel que :

e_1 : Excentricité structurale (résultant des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

e_2 : Excentricité liée à la déformation de la structure.

e_a : Excentricité additionnelle.

c) Position de centre de pression :

Soit :

e : la distance des centre de gravité G au centre de pression

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,817} = 0,319m$$

$$h/2 - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm} = 0,03m < e = 0,319m$$

c : extérieure section

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

Tel que :

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

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 * (2 * 0,6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,00864m.$$

$$D'où : e_T = e_1 + e_2 + e_a = 0,319 + 0,02 + 0,00864 = 0,347m$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,817KN \text{ Et } M_u = N_u * e_T = 2,817 * 0,347 = 0,977KN.m.$$

Conclusion : section partiellement comprimée le calcul se fera en flexion simple sous un moment fictif M_f :

d) Calcul en flexion simple :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$$

Tel que :

M_{uG} et N_u : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

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

$$M_{uA} = 0,977 + 2,817 * (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 1,061 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{1,061 * 10^3}{100 * (8)^2 * 14,2} = 0,0116$$

$$\mu_{bu} = 0,0116 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section admet des armatures tendus A_{1s} d où ($A's=0$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0116}}{0,8} = 0,0146$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,0795 \text{cm}$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z * \sigma_s} = \frac{1,061 * 10^{-3}}{0,0795 * 348} = 0,3835 \text{cm}^2$$

e) Calcul en flexion composée :

$$A_s \geq A_{1s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,3835 - \frac{2,817 * 10^{-3}}{348} \geq 0,3834 \text{cm}^2$$

Soit: **4HA10** avec $A_s = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$

f) Vérification la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 1 * 0,08 * (2,1 / 400) = 0,966 \text{ cm}$$

g) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} \geq 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** avec $A_r \geq 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

h) Espacements :

1. **Armatures principales** : $S_t \leq \min \{2 \text{ h} ; 25 \text{ cm}\}$ on adopte : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

2. **Armatures de répartitions** : $S_t \leq \min \{2 \text{ h} ; 25 \text{ cm}\}$ on adopte : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

i) Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ MPa}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 * G = 1,5 * 2,817 = 4,225 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{4,225 * 10}{100 * 8} = 0,0528 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

III.4.4.2 calcul à l'ELS (Vérification) :

$$d = 0,08 \text{ m}$$

D'après le **BAEL91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_A$$

Tel que :

d : hauteur utile (entre les armatures tendues et la fibre la plus comprimé).

e_A : Distance entre le centre de pression et le centre de gravité armatures tendues.

C : Distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{2,087} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,3174m$$

$e_A > d \Rightarrow C$ à l'extérieur de la section ; la section est partiellement comprimé \Rightarrow

$$c = 0,08 - 0,3174 = -0,2374m \quad (c < 0)$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad (C < 0)$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : Distance entre centre de pression c et l'axe neutre.

Par les lois de la RDM on démontre que y_c la solution de l'équation suivante :

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

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 - (c - d') * \frac{6 * n * A_s'}{b} + (d - c) * \frac{6 * n * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (c - d')^2 * \frac{6 * n * A_s'}{b} - (d - c)^2 * \frac{6 * n * A_s}{b}.$$

Avec $n = 15$

$$p = -3 * (-0,2374)^2 + (0,08 + 0,2374) * \frac{6 * 15 * 2,01}{1} = 57,2485m^2$$

$$q = -2 * (-0,2374)^3 - (0,08 + 0,2374)^2 * \frac{6 * 15 * 2,01}{1} = -18,1972m^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = (-18,1972)^2 + \frac{4 * (57,2485)^3}{27} = 28127,538m^6$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow \text{La solution de cette équation est : } y_c = \mu - \frac{p}{3 * \mu}$$

$$t = 0,5 * (\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow t = 0,5 * (\sqrt{28127,538} + 18,1972) = 92,954m^3$$

$$\mu = \sqrt[3]{t} \Rightarrow \mu = \sqrt[3]{92,954} = 4,52m$$

$$y_c = 4,52 - \frac{57,2485}{3 * 4,52} = 0,29m \rightarrow \text{(Distance de l'axe neutre au centre de pression C, comptée}$$

positivement avec un effort normal N_{ser} de compression, négativement en traction).

$\Rightarrow y_{ser} = 0,29 - 0,2374 = 0,0526m \rightarrow$ (Distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section).

► **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b * y_{ser}^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y_{ser})^2 + A'_s * (y_{ser} - d')^2) \rightarrow \text{(Moment d'inertie de la section$$

homogène réduite).

$$I = \frac{1 * (0,0526)^3}{3} + 15 * (2,01 * (0,08 - 0,0526)^2) = 0,0226 m^4$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = k * y_{ser}$$

$$\sigma_s = n * k * (d - y_{ser})$$

$$K = \frac{N_{ser} * y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{2,087 * 0,327}{22,6} = 0,030 MN / m^3$$

$$\Rightarrow \text{Et} \begin{cases} \sigma_{bc} = K * y_{ser} = 0,030 * 0,0526 = 0,00157 MPa \rightarrow \text{Béton} \\ \sigma_s = n * K * (d - y_{ser}) = 15 * 0,030 * (0,08 - 0,0526) = 0,0123 MPa \rightarrow \text{Acier} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\text{Tel que : } \eta = 1,6 \rightarrow \text{acier HA} \rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (110 \sqrt{\eta f_{t28}} ; 0,5 f_e) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 200 ; 201,63 \right)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 200 MPa \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5. Schéma de ferrailage :

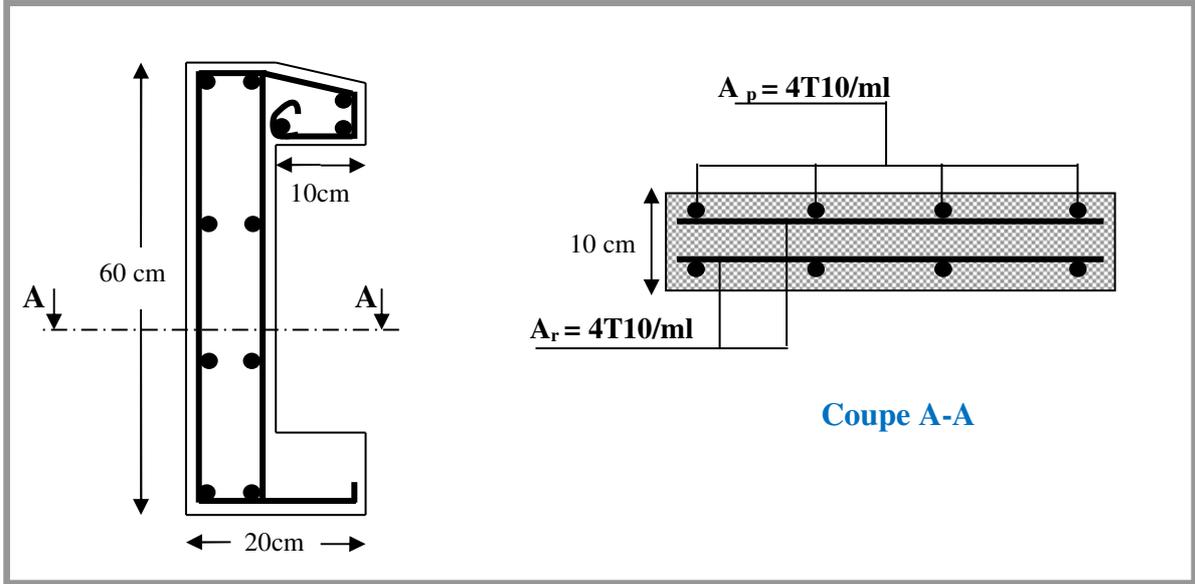


Figure III.20 : ferrailage acrotère

IV.1.ETUDE DYNAMIQUE :

IV.1.1.introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de les prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Pour la modélisation de notre bâtiment, on a fait appel au logiciel appelé *ETABS*

IV.1.3. Présentation du logiciel de calcul *ETABS* :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique riche. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI, etc*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce

logiciel utilise une terminologie anglo-saxonne propre au domaine du bâtiment (slab, wall, pier, spandrel ,... etc).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000...etc*).

IV.1.4. Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et modes propres) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.1.5. Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- ◆ Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- ◆ Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- ◆ Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- ◆ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- ◆ Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- ◆ Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- ◆ Interprétation des résultats

➤ Présentation de la vue en 3D :

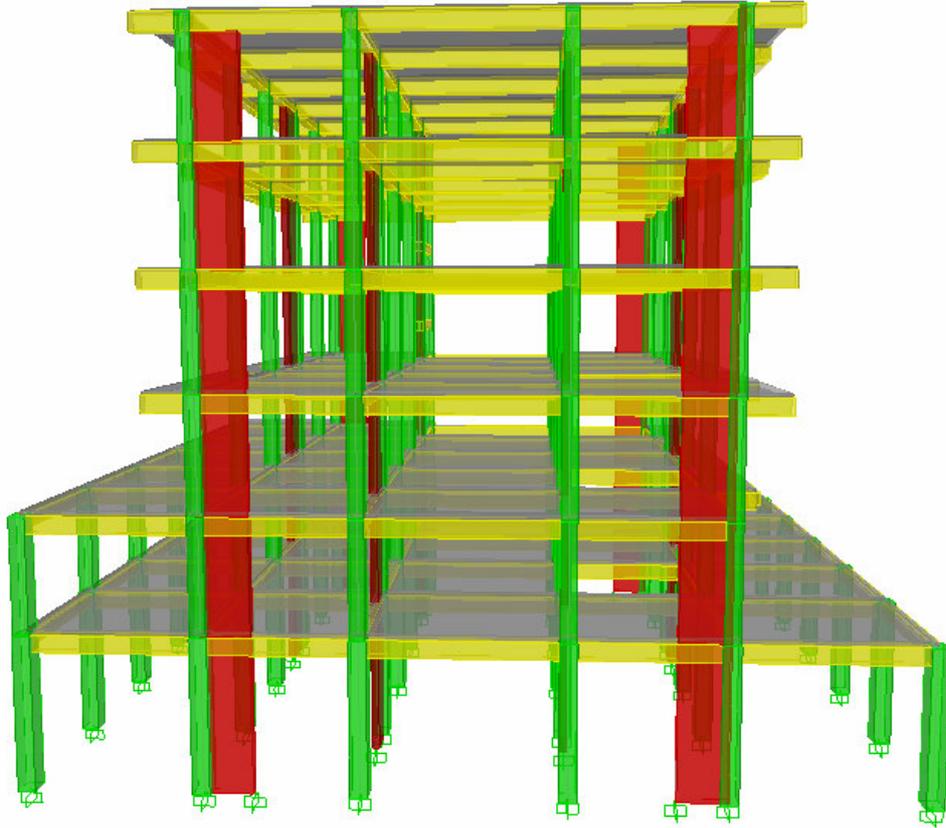


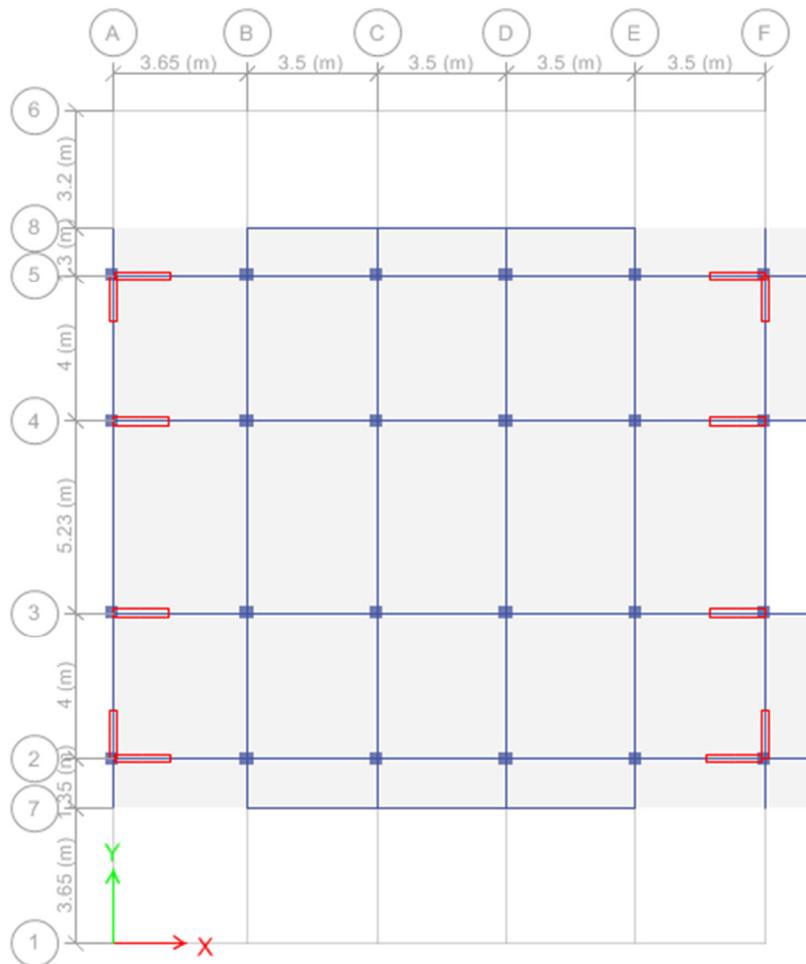
Figure IV.1. Modélisation de la structure

IV .1.6. Disposition des voiles :

Dans cette partie, nous avons abordé l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela a été afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous avons été ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du *RPA99V2003*.

Nos critères de choix ont été basés sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal.

➤ **Présentation de la vue en plan :**



IV .1.7. Caractéristiques géométriques de la structure :

IV .1.7.1. Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

IV .1.7.2. Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- ❖ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ❖ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.1.7.3.Excentricité :

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

a. Excentricité statique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau IV.1 : Centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Niveau	Masse (m)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	366.0789	8.98	11.73	8.886	11.654	0.094	0.076
1	307.9878	9.026	13.575	8.928	11.803	0.098	1.772
2	247.0564	9.152	11.825	8.97	11.826	0.182	0.001
3	235.742	9.048	11.768	8.996	11.812	0.052	0.044
4	237.9236	9.061	11.785	9.016	11.787	0.045	0.002
5	240.1167	9.133	11.594	9.038	11.755	0.095	0.161
Σ	1634.9054						

Poids totale du bâtiment est déterminé à l'aide du logiciel ETABS :

$$W_T = M_t \times g = 1634,9054 \times 9,81 = 16038,422 \text{KN}$$

$$W_T = 16038,422 \text{KN}$$

b. Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Donc :

$$\text{Sens X : } e_a = 0,05 \times 17,65 = 0,882 \text{m}$$

Sens Y : $e_a = 0,05 \times 22,73 = 1,136\text{m}$

IV.1.8. Modes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.542914	0.0283	72.9834	0.0174	0.0283	72.9834	0.0174
2	0.512944	71.0987	0.0287	0.046	71.127	73.0121	0.0634
3	0.415971	0.043	0.0118	67.5776	71.17	73.0239	67.6409
4	0.164526	0.0009	17.2934	0.0039	71.1709	90.3172	67.6449
5	0.143012	18.1685	0.0013	0.6254	89.3395	90.3186	68.2703
6	0.118189	0.2488	0.0062	20.7385	89.5882	90.3248	89.0088
7	0.077301	0	6.0928	0.0006	89.5882	96.4176	89.0095
8	0.06261	6.2892	0.0001	0.0296	95.8774	96.4176	89.0391
9	0.053932	0.2301	0.0014	7.6234	96.1076	96.419	96.6624
10	0.044259	0	2.5271	0.0007	96.1076	98.9461	96.6631
11	0.034154	2.7097	0	0.0001	98.8173	98.9461	96.6631
12	0.031103	0	0.0001	2.7442	98.8173	98.9462	99.4074

IV 1.8.1. Nombre de modes à considérer :

- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- ❖ Le minimum de mode à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée (*Art 4.3.4 RPA 2003*).

IV 1.8.2. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le **RPA99/v.2003**) est la suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

h_N = 19,98 m

C_T : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du *RPA99/version2003*

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : **C_T = 0.05**

Donc : **T = 0,05 (19,98)^{3/4} = 0,48 sec**

- Selon (*Art.4.2.4.4: RPA 99 VERSION 2003*) les valeurs de **T_{dyn}** calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30% .

T_{reg} = 1.3 T_{RPA}

T_{reg} = 1,3(0,48) = 0,620 sec

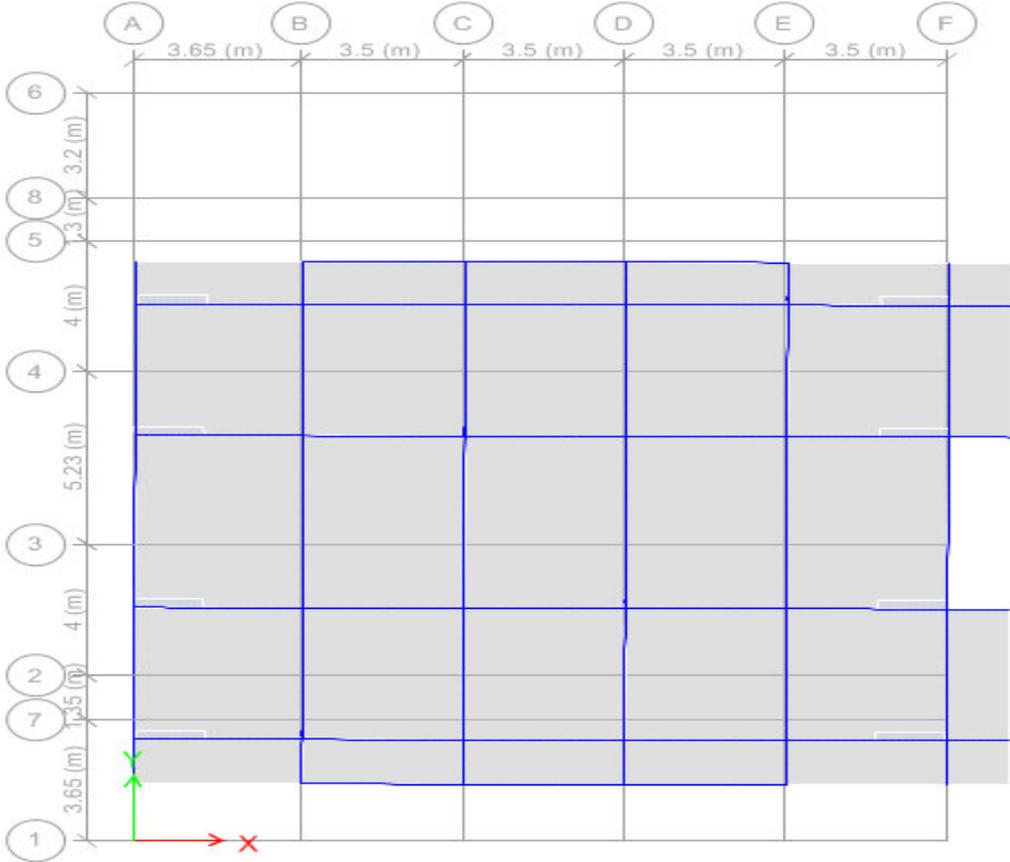
T_{dyn} : la période obtenue par *ETABS* (**T_{dyn} = 0,603 sec**)

T_{dyn} = 0,542 sec < 0,620 sec ⇒ condition vérifiée.

IV.1.8.3. Modes de vibrations obtenus :

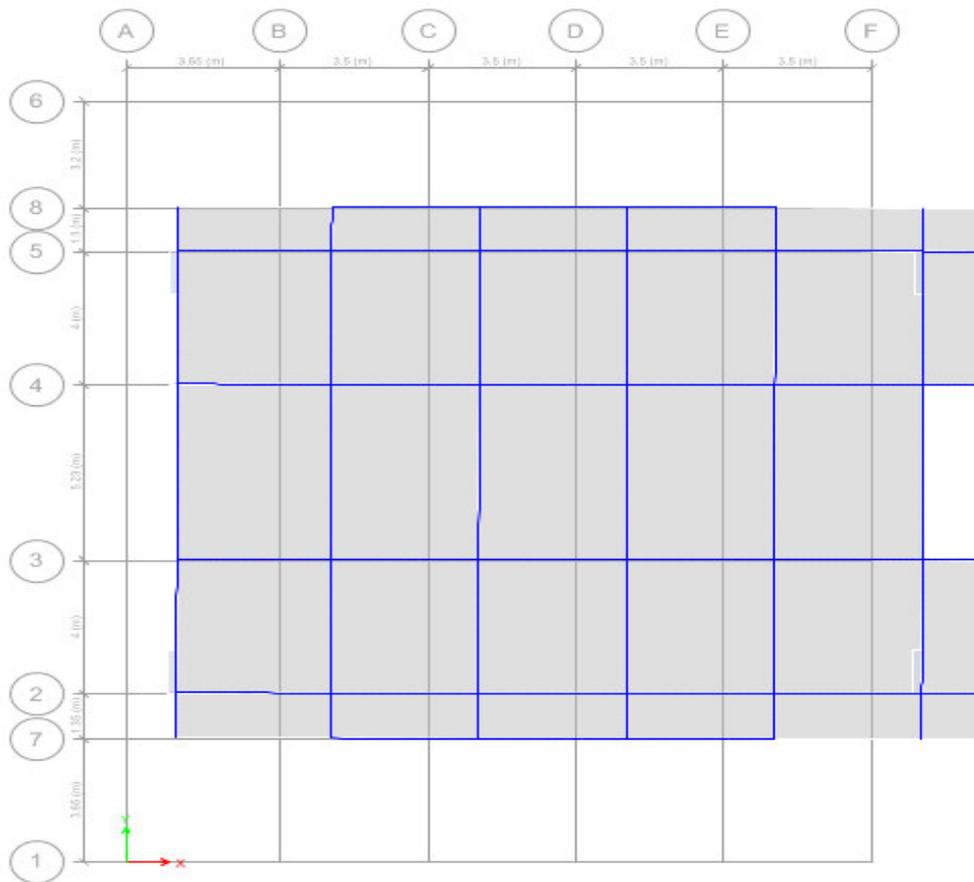
1^{er} mode de vibration : Translation suivant Y

Figure IV.2: 1^{er} Mode de translation suivant le sens y-y de période T = 0,542s



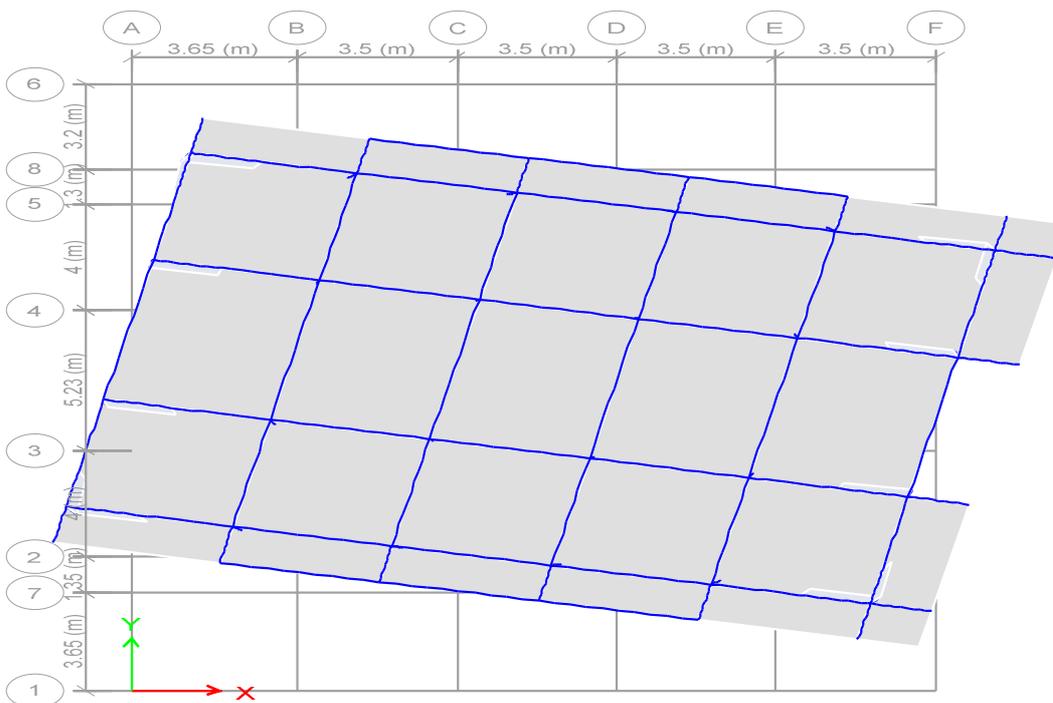
2^{em} mode de vibration : *Translation suivant X*

Figure IV.3: 2^{eme} Mode de translation suivant le sense x-x de periode $T = 0,512s$



3^{em} mode de vibration : Rotation

Figure IV.4: 3^{eme} Mode de rotation autour de laxe Z de periode $T = 0,415s$



IV.2. ETUDE SISMIQUE :

IV.2.1. introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2.2. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode dynamique modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Pour l'étude dynamique de notre structure, nous vous utilisons la méthode dynamique modale spectrale qui s'applique à tout les types de structures, en particulier celles où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.2.3. Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1: } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

-**g** : accélération de la pesanteur.

-**A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de **5%**).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau 4.2 du **RPA 99/version 2003**

Nous avons une structure (voiles porteurs) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.882 > 0.7$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du **RPA 99/version 2003**

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- La redondance en plan.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣP_q**

Avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

IV.2.4. Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse, on utilise le programme **Spectre 99 V 2003**

Tableau IV.3: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,00	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,05
3. Régularité en plan	0,00	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Facteur de qualité (Q)	0,00	1,20

Partir du tableau 4.4 de *RPA 99/version 2003* on trouve : $Q = 1.20$

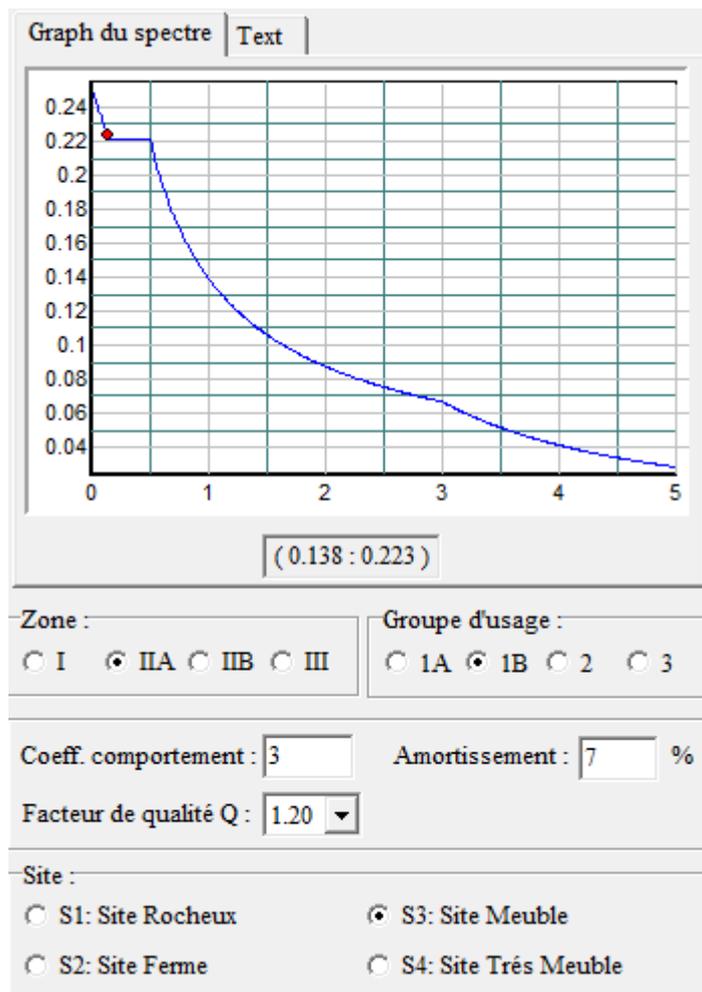


Fig IV.5 : Spectre de réponse

IV.2.4. vérification de l'interaction portiques / voiles :

a- Sous charges verticales :

Tableau IV. 4: Comportement de système de contreventement sous charges verticales.

Niveau	Charge(KN)		Pourcentage(%)	
	Portique	Voile	portique	voile
Base	17385.8	10054.39	63.35%	36.64%

b- Sous charges horizontales :

Tableau IV. 5 : Comportement de système de contreventement sous charges horizontales.

Niveau	Charge(KN)				Pourcentage(%)			
	Portique		Voile		Portique		voile	
Base	Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy
		278.71	370.66	1668.81	1322.7	14.31%	21.88%	85.68%

On constate d'après le tableau que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales, le système de contreventement est à voiles porteurs.

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du *RPA99/ version 2003*

Notre structure est construite dans un site ferme (S3) donc $T_1= 0.15\text{sec}, T_2= 0.50\text{sec}$

IV.2.5. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode de modale spectrale :

D'après le (*RPA99/V 2003*) : $V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_t$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_t : Poids total de la structure.

❖ **Sens longitudinal (x-x) :**

Tableau IV.6 : Calcul de l'effort tranchant modal au la Bas sens longitudinal.

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha\%$	W(KN)	Vt(KN)
1	0.542914	0.13387407	0.0283	16038.422	0.60763745
2	0.512944	0.13903918	71.0987	16038.422	1585.47896
3	0.415971	0.15988527	0.043	16038.422	1.10265219
4	0.164526	0.29672955	0.0009	16038.422	0.04283166
5	0.143012	0.32578832	18.1685	16038.422	949.327831
6	0.118189	0.36994099	0.2488	16038.422	14.7619749
7	0.077301	0.49097617	0	16038.422	0
8	0.06261	0.56505149	6.2892	16038.422	569.960899

❖ Sens transversal (y-y) :

Tableau IV.7 : Calcul de l'effort tranchant modal au la Bas sens transversal.

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha\%$	W(KN)	Vt(KN)
1	0.542914	0.1338741	72.9834	16038.422	1567.0476
2	0.512944	0.1390392	0.0287	16038.422	0.6400011
3	0.415971	0.1598853	0.0118	16038.422	0.3025883
4	0.164526	0.2967296	17.2934	16038.422	823.00566
5	0.143012	0.3257883	0.0013	16038.422	0.0679267
6	0.118189	0.369941	0.0062	16038.422	0.3678627
7	0.077301	0.4909762	6.0928	16038.422	479.7765
8	0.06261	0.5650515	0.0001	16038.422	0.0090625

IV.2.6. Combinaisons des réponses modales: (Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement **ξ_i**, **ξ_j** sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

2- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	$r=Ti/Tj$	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$
1	0.542914	0.9447979	0,588
2	0.512944	0.8109482	0,588
3	0.415971	0.3955228	0,588
4	0.164526	0.8692365	0,588
5	0.143012	0.8264272	0,588
6	0.118189	0.6540456	0,588
7	0.077301	0.8099507	0,588
8	0.06261	0.8613959	0,588

Commentaire :

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

- Selon xx : $E_x = 2495,06\text{KN}$

-Selon yy : $E_y = 2234,51\text{KN}$

IV.2.7. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de *RPA99/version 2003*, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule 4.6 **RPA 99/v.2003**, on peut également utiliser la formule 4.7 **RPA 99/v.2003**

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

a) - sens longitudinale : $D_x = 17,65m$ $T_x = 0,43$ sec

b) - sens transversale : $D_y = 22,73m$ \longrightarrow $T_y = 0,38$ sec

D'après **RPA99/v.2003**, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc: $T_x = \min(T, T_x) = 0,43$ sec

$T_y = \min(T, T_y) = 0,38$ sec

On a: $T_1 = 0.15$ sec

$T_2 = 0.50$ sec

$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_x < 3,00 \text{ s}$ Donc $D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{0,43} \right)^{2/3}$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_Y < 3,00 \text{ s} \quad \text{Donc } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{0,38} \right)^{2/3}$$

$$\text{D'où } : D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,50}{0,43} \right)^{2/3} = 2,43$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,50}{0,38} \right)^{2/3} = 2,64$$

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 RPA99/v.2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation et salle de ;s fêtes) $\beta = 0,30$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

Conclusion :

En appliquant l'équation $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$, On trouvera :

Tableau IV.9 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.

Paramètres	A	η	Q	D _X	D _Y	R	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	0,15	0,882	1,20	2,43	2,64	3,5	16038.422	2004.34	2177.55

IV.2.8 Vérification du résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le *RPA99/version2003* (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	$V_s(\text{KN})$	$V_d(\text{KN})$	$0,8 V_s$	$0,8 V_s < V_d$
Sens longitudinal (x-x)	2004.34	2495.065	1603.47	Vérifié
Sens transversal (y-y)	2177.55	2234.506	1742.04	Vérifié

IV.2.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003)

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot (V - F_t) \quad F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

$$T = 0,61 \text{ s} < 0,7$$

Donc on a:

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot V_x \quad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot V_y$$

➤ **Sens xx :**

Tableau IV.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi	Vx*W*hi	Fi(KN)
1	3591.234	4.08	14652.2348	36558278	208.56795
2	3021.3603	7.14	21572.5127	53824821	307.07499
3	2423.6233	10.2	24720.9575	61680396	351.89168
4	2312.629	13.26	30665.4608	76512318	436.509
5	2334.0305	16.32	38091.378	95040464	542.21359
6	2355.5448	19.35	45579.7924	113724545	648.80779
Σ		/	175282.336		2495,06

➤ Sens yy :

Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi	Vx*W*hi	Fi(KN)
1	3591.23401	4.08	14652.2347	32740506.5	186.78725
2	3021.36032	7.14	21572.5126	48203909	275.00722
3	2423.62328	10.2	24720.9575	55239127.9	315.14372
4	2312.62902	13.26	30665.4608	68522156.2	390.92448
5	2334.03052	16.32	38091.3780	85115412.7	485.59036
6	2355.54483	19.35	45579.7924	101848320	581.052956
Σ		/	175282.3361		2234.48

IV.2.10. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Le *RPA99/v.2003* exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 - RPA99/v.2003).}$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/v.2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal**

Tableau IV.13 : Le déplacement inter-étage dans le sens xx

<i>SENS XX</i>							
<i>Niveau</i>	$\delta_{ek} (m)$	<i>R</i>	$\delta_k(m)$	δ_{K-1}	$\Delta_k (x)$	Δ_{kadm}	<i>Observation</i>
5	0.0129	3.5	0.04515	0.0378	0.00735	0.0306	C.V
4	0.0108	3.5	0.0378	0.0294	0.0084	0.0306	C.V
3	0.0084	3.5	0.0294	0.02065	0.00875	0.0306	C.V
2	0.0059	3.5	0.02065	0.0119	0.00875	0.0306	C.V
1	0.0034	3.5	0.0119	0.00455	0.00735	0.0306	C.V
RDC	0.0013	3.5	0.00455	0	0.00455	0.0408	C.V

➤ Sens transversal:

Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens yy

SENS YY							
Niveau	$\delta_{ek} (m)$	R	$\delta k(m)$	$\delta K-1$	$\Delta_k (Y)$	Δ_{kadm}	Observation
5	0.0138	3.5	0.0483	0.0413	0.007	0.0306	C.V
4	0.0118	3.5	0.0413	0.03255	0.00875	0.0306	C.V
3	0.0093	3.5	0.03255	0.02345	0.0091	0.0306	C.V
2	0.0067	3.5	0.02345	0.014	0.00945	0.0306	C.V
1	0.004	3.5	0.014	0.0056	0.0084	0.0306	C.V
RDC	0.0016	3.5	0.0056	0	0.0056	0.0306	C.V

Commentaire

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est **vérifiée**.

IV.2.11. Vérification de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le **RPA99/2003** estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifié: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6. **RPA99/2003**).

- ❖ Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- ❖ Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

$$H_K: \text{hauteur d'étage. } \theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- Dans le sens longitudinal

Tableau IV.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta Dans le sens longitudinal

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$p_k(\text{KN})$	V_k	$\Delta_k (x)$	Θ
5	3.06	3591.234	535.49	0.00735	0.0161086
4	3.06	6612.5943	919.49	0.0084	0.0197416
3	3.06	9036.2176	1212.17	0.00875	0.0213162
2	3.06	11348.847	1438.18	0.00875	0.0225645
1	3.06	13682.877	1625.85	0.00735	0.0202145
RDC	4.08	16038.422	1742.77	0.00455	0.010263

- Dans le sens transversal :

Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta Dans le sens transversal

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$p_k(\text{KN})$	V_k	$\Delta_k (x)$	Θ
5	3.06	3591.234	511.88	0.007	0.0160492
4	3.06	6612.5943	888.61	0.00875	0.0212788
3	3.06	9036.2176	1179.29	0.0091	0.0227869
2	3.06	11348.847	1406.76	0.00945	0.0249139
1	3.06	13682.877	1597.15	0.0084	0.0235174
RDC	4.08	16038.422	1717.65	0.0056	0.0128161

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est **vérifiée**.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

IV.2.12. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/v.2003 Art.5.5.) :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$- M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

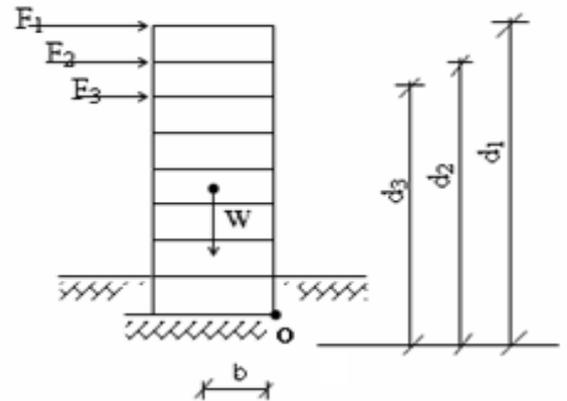
Avec : $\begin{cases} b_{ix} = Lx - X_G \\ b_{iy} = Ly - Y_G \end{cases}$

F_i : Effort sismique de chaque niveau.

d_i : hauteur d'étage considéré

W : poids total de la structure du aux charges permanentes uniquement

b , plus petite valeur entre centre de masse de la structure et son extrémité.



▪ **Moment stabilisant de la structure :**

Tableau .IV.17 : Les coordonnées X_G, Y_G

Niveau	X_G	Y_G
RDC	8.886	11.654
1	8.928	11.803
2	8.97	11.826
3	8.996	11.812
4	9.016	11.787
5	9.038	11.755
X_G	8,96	11,76

Tableau IV.18: Moment de renversement :

Etage	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$M_{Ren}(kN.m)$	H(m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	$M_{Ren}(kN.m)$
Terrasse	19,35	648,8077	12554,43	19,35	581,052	11243,37
5	16,32	542,2135	8848,92	16,32	485,59	7924,83
4	13,26	436,509	5788,92	13,26	390,92	5183,65
3	10,2	351,8916	3589,29	10,2	315,14	3214,46
2	7,14	307,0749	2192,51	7,14	275,00	1963,55
1	4,08	208,5679	850,95	4,08	186,78	762,09
RDC	/	/	/	/	/	/
Somme			33824,23			30291,97

Tableau IV.19: Vérification d'équilibre d'ensemble

	$W_t(KN)$	$b(m)$	$M_s(KN.m)$	$M_r(KN)$	M_s/M_r
Sens longitudinal	16038.422	8,69	139373.88	33824.23	4,12
Sens transversal	16038.422	10,97	175941.48	30291.97	5.80

Commentaire :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.2.13. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du *R.P.A 2003* exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit

Section poteaux	N(KN)	N_{rd}	Remarque
45X45	1323.27	$0.26 \leq 0,3$	Vérifié
40X40	1088.31	$0.27 \leq 0,3$	Vérifié
35X35	385.3	$0.12 \leq 0.3$	Vérifié

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau V.1. Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	θ	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	0,85	1,15	25	21,7	1	400	400

▪ **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Salon BAEL 91**

ELU 1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

G + Q + E

0,8G + E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} ; $M_{correspondant}$

N_{min} ; $M_{correspondant}$

M_{max} ; $N_{correspondant}$

V.1.1 : Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

Zone 1 : RDC poteaux (45x45)

Zone 2 : 1 et 2 et 3eme étage poteaux (40x40).

Zone 3 : 4 et 5eme étage Poteaux (35x35).

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2 : Situation durable :

Poteaux	N _{max} M _{cor}		Nature	N _{min} M _{cor}		Nature	M _{max} N _{cor}		Nature
	N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)		M(KN.m)	N(KN)	
45x45	1323,27	6,02	PC	65,09	29,81	PC	54,99	116,33	PC
40x40	1088,31	16,75	EC	72,25	25,81	PC	51,71	133,58	PC
35x35	385,3	10,99	PC	13,95	0,34	ET	22,91	195,46	EC

Tableau V.3 : Situation accidentelle (0.8±GE) et (0.8G±E) :

Poteaux	N _{max} M _{cor}		Nature	N _{min} M _{cor}		Nature	M _{max} N _{cor}		Nature
	N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)		M(KN.m)	N(KN)	
45x45	1113,62	32,66	PC	381,77	10,77	ET	59,36	75,85	PC
40x40	951,18	49,08	EC	122,32	4,83	ET	75,92	159,4	PC
35x35	286,12	23,89	PC	26,7	1,05	ET	59,12	42,33	PC

V.1.2. Calcul des armatures longitudinales

Calcul en compression centrée

Le calcul se fait en compression centrée si :

$$L'excentricité e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{b}{12} \quad (\text{b coté du poteau a, b avec } a \leq b)$$

Calcul en flexion composée

Si $\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15\text{cm} \right\}$, le calcul se fera en flexion composée avec :

N_u : effort normal

$$M_u = N_u e_T \quad \text{et} \quad e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_T : excentricité totale

$$e_0 : \text{excentricité de 1ere ordre} = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_a = \text{max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{l}{250} \right\} \quad \text{excentricité additionnelle}$$

e_2 = excentricité due aux effets de 2eme ordre

$$e_2 = \frac{3 l_f}{10000h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{su}} \right)$$

$$\emptyset = 2$$

Section d'armatureur min selon BAEL99

a- compression centrée ou section E.C

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ x périmètre en m} \\ \frac{0,2B}{F_u} \end{array} \right\}$$

b- Section E.T :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{c28}}{F_u}$$

c- Section P.C :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{c28}}{F_u}$$

b. Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40 ϕ en zone IIa

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm

en zone IIa (RPA99/version2003).

Tableau V.4 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone Recouvrement
1	45x45	7,2	101,25	16,2	81	121,5
2	40x40	6,4	80	12,8	64	96
3	35x35	5,6	61,25	9,8	49	73,5

V.1.3. Ferrailage transversal

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des cadres.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :
 $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante :
 $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

V.1.4. Exemple de calcul.

On calcul comme un exemple le ferrailage des poteaux adhérent aux voiles au niveau de RDC et ayant les caractéristiques suivantes :

$$S = 45 \times 45; C = C' = 2\text{cm}; \text{Fe E400}; d=43\text{cm}.$$

a- Calcul à l'ELU :

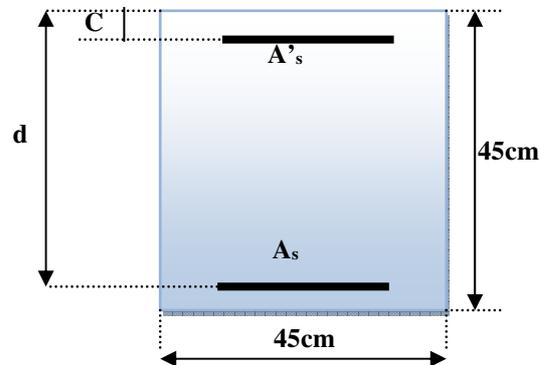


Figure. V.1: Représentation schématique d'un poteau (45x45)

1) Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,0045 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,205m$$

Le Centre de pression C [As, As']

Donc section P.C OU section E.C

2) Vérification du flambement :

$$L_f \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{array} \right. \Rightarrow 2,856 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 0,2 \end{array} \right.$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0045 \text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2cm ; \frac{L}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$
- Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec : $L_f = 0,7.L = 2,856 \text{ m}$.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 0,756$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,856^2}{10000 \times 0,45} (2 + 0,756 \times 2) = 0,019 \text{ m}$$

❖ **L'excentricité totale :**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0,0045 + 0,02 + 0,019 = 0,0435 \text{ m}$$

- Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0,0435 \times 132327 = 57,56 \text{ KN.m}$$

- Calcul le moment fictif au centre de gravite des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 271,33 \text{ KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$271,21 \leq 389,48 \dots \dots \dots 1$$

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots 2$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f condition armature tendus puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple:**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{271,33 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,43^2 \times 14,2} = 0,229 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc: } A'_l = 0 \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,329$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,868$$

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

$$A_1 = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{271330}{0,866 \times 43 \times 348} = 20,93 \text{ cm}^2$$

❖ *Calcul en flexion composée :*

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 20,93 - \frac{1323,27 \times 10}{348} = -17,09 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_1 = 0$$

•

• *Selon le RPA*

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot B = 16,2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux longitudinal et transversale

Zone	Section	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF}	A _{min} (RPA)	A _{adop}	Choix
1	45x45	ELU	2,98	2,33	16,2	18,47	12HA14
		Accidentelle	5,43				
2	40x40	ELU	3,05	1,83	12,8	18,47	12HA14
		Accidentelle	1,86				
3	35x35	ELU	0,23	1,99	9,8	12,31	8HA14
		Accidentelle	0,42				

Vérification du % max des armatures longitudinale : (RPA99/2003)

-En zone courant : $\frac{A_s}{B} \leq 3\%$

-En zone nodale : $\frac{A_s}{B} \leq 6\%$

Tableau V.6 : Vérification du % max des armatures dans les poteaux

Poteau	Zone courant			Zone nodale		
	A _s adopté	A _s max	OBS	A _s adopté	A _s max	OBS

45x45	18,47	0,009	CV	36,94	0,016	CV
40x40	18,47	0,008	CV	30,78	0,015	CV
35x35	12,31	0,008	CV	12,31	0,008	CV

V.1.5. Armatures transversales :

On a : $V_u = 24,1 \text{ KN}$

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa
 $t = 8\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa
 $t' = 12\text{cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte : un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec " :

"a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 φ

a- Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4,08}{0,45} = 6,3 > 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 2,5$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 2,5 \times 24,1 \times 10}{45 \times 400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 6,3 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{2,01}{45 \times 12} = 0,37 > 0.3\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de 10φ_t

a- Zone nodale :

$$\lambda_g = 6,3 > 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 2,5$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 2,5 \times 24,1 \times 10}{45 \times 400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm²**

$$\lambda_g = 6,3 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\% \quad (\text{RPA99/V2003}).$$

$$\frac{2,01}{45 \times 8} = 0,56\% > 0.3\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

Tableau V.7 : Armatures transversales dans les poteaux :

Poteaux	V_u	λ	ρ_a	At	Choix
45x45	24,01	6,34	2,5	0,41	4T8
40x40	37,26	5,35	2,5	0,70	4T8
35x35	21,3	4,76	3,75	0,68	4T8

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7-4-3-1)**

On a : $V_{u\max} = 24,1 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,1 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,12 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{cases} = 3,33 \text{ MPA}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA99/2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPA} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1,875 \text{ MPA} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Tableau V.8 : Vérification des contraintes aux cisaillements

Zone	λ_g	ρ_d	V	τ_u	$\overline{\tau_{bu}}$	Observation
1	6,34	0,075	24,1	0,12	3,33	Vérifier
2	7,14	0,075	37,26	0,22	3,33	Vérifier
3	8,16	0,075	21,3	0,11	3,33	Vérifier

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant : par le logiciel SOCOTEC

Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	E	Nature	σ _{bcSUPER} MPA	σ _{bcINFR} MPA	σ̄ _{bc} MPA	Observation
1	955,02	4,34	0,0045	EC	5,16	5,10	15	Vérifiée
2	785,43	11,94	0,0152	EC	6,21	6,30	15	Vérifiée
3	280,89	7,96	0,028	EC	3,39	3,42	15	Vérifiée

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max} (\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

S : L'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux :

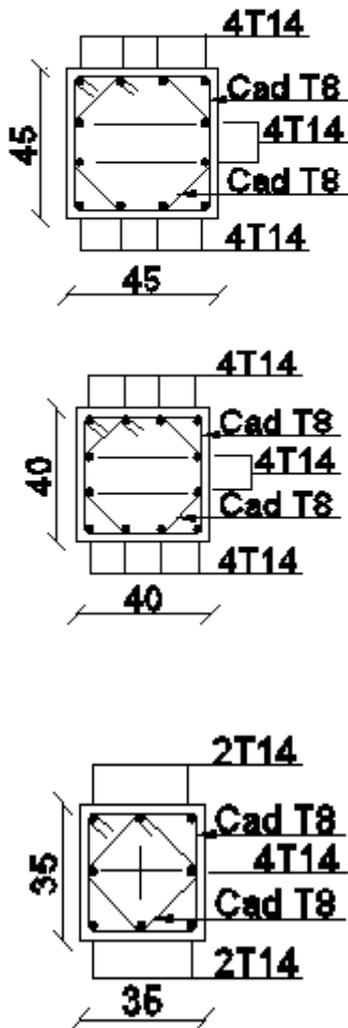


Figure V.2 : Ferrailage des poteaux

V.2. FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur

ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

❖ *Etat limite ultime :*

- Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**
- Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8G ± E**

❖ *Etat limite de service :* **G + Q**

V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003) :

V.2.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40φ: En zone I et IIa.
 - 50φ: En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La section d'armatures finales : $A = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$\begin{cases} A_{CAL} \rightarrow \text{flexion simple} \\ A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{RPA} = 0.5\% B \end{cases}$$

V.2.1.2. Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$ (RPA99/2003)
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

Tableau V.10 : Sollicitations de calcul :

Position	Moment fléchissant (KN.m)						Effort tranchant
	Situation durable		Situation accidentelle		ELS		V max
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	
P.P (30*45)	56,63	-69,88	42,56	-69,01	40,63	-50,13	102,45
P.S (30*35)	10,82	-17,85	58,86	-74,88	7,74	-12,33	18,31

V.2.2 Exemple de calcul :

- (Poutre principale (30*45) cm²):

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales dans la zone 1.

➤ *En travée :*

$$\theta = 1; \quad \gamma_b = 1,5; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_u = 56,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 40,63 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul a l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{56,63 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,43)^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,962$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{56630}{0,962 \times 43 \times 348} = 3,93 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,55 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification a l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{3,93}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 43}{7,5 \times 3,93}} - 1 \right] = 11,18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 11,18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (11,18)^3}{3} + 15 \times 3,93 (43 - 11,18)^2 = 73661,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{69,01 \times 10^6}{73661,75 \times 10^4} \times 111,8 = 10,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,4 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ *Aux appuis :*

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_u = -69,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -50,13 \text{ KN.m}$$

❖ *Calcul a l'ELU :*

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{69,88 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,43)^2 \times 21,7} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,075$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,970$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69880}{0,970 \times 43 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2$$

• *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,55 \text{ cm}^2$$

• *Armatures minimal d'RPA :*

$$A_{RPA} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

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

$$Y = 15 \times \frac{4,81}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 43}{7,5 \times 4,81}} - 1 \right] = 12,17 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 12,17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (12,17)^3}{3} + 15 \times 4,81 (43 - 12,17)^2 = 86602,62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50,13 \times 10^6}{86602,62 \times 10^4} \times 121,7 = 7,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ C.V}$$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/V.2003 :**

a- Poutres principales :

$$A_{sRPA \text{ min}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{sRPA \text{ max}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{sRPA \text{ max}} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

-(Poutre secondaire (30*35) cm²):

On va prendre comme exemple de calcul les poutres secondaires dans la zone 1.

➤ **En travée :**

$$\theta = 1; \quad \gamma_b = 1,5; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_u = 10,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 7,74 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul a l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{10,82 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,33)^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,988$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10820}{0,988 \times 33 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification a l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

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

$$Y = 15 \times \frac{0,95}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 33}{7,5 \times 0,95}} - 1 \right] = 5,14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 5,14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (5,14)^3}{3} + 15 \times 0,95 (33 - 5,14)^2 = 12415,53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,47 \times 10^6}{12415,53 \times 10^4} \times 51,4 = 3,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ *Aux appuis :*

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_u = -17,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -12,33 \text{ KN.m}$$

❖ *Calcul a l'ELU :*

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{17,85 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,33)^2 \times 21,7} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,987$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17850}{0,987 \times 33 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification a l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

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

$$Y = 15 \times \frac{1,57}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 33}{7,5 \times 1,57}} - 1 \right] = 6,45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 6,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (6,45)^3}{3} + 15 \times 1,57 (33 - 6,45)^2 = 19283,81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,33 \times 10^6}{19283,8 \times 10^4} \times 64,5 = 4,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ C.V}$$

- ❖ **Pourcentage exigé par RPA99/V.2003 :**

a-Poutres secondaires :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

a- Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier :
$$A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e}$$

Avec : **b** : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

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

On adopte les espacements suivants : **S_t = 15cm**

Donc: $A_t \geq 0,45 \times 0,3 \times 0,15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,50 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\min} \right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,28 \text{ cm} . \text{ Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

b- Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_L) = 10 \text{ cm} ;$
- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **S_t = 10cm**
- En zone courante : **S_t = 15cm**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : **A_t = 2.01cm²**

Conclusion:

$$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Remarque : les armatures transversal sont les mêmes dans les poutres principales et les poutres secondaires : **4Φ8**

V.2.3. Récapitulatifs du ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (03) zones :

Zone 1 : RDC : poteaux (45x45).

Zone 2 : (1, 2, 3) étage : Poteaux (40x40)

Zone 3 : (4, 5) étage : poteaux (35x35).

V 2.3.1 Ferrailages des poutres principales : avec ($A_{RPA} = 6,75 \text{ cm}^2$)**Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales**

		Armatures longitudinal						Arm transversal	
		Travée			Appuis			St (RPA)	
Zone	A _{min}	A _{CAL}	A _{adp}	Choix	A _{CAL}	A _{adp}	Choix	Nodale e=10m	Courant e=15cm
1	6,75	3,93	6,79	6T12	4,81	6,79	6T12	4Φ8	4Φ8
2	6,75	5,01	6,79	6T12	6,6	6,79	6T12	4Φ8	4Φ8
3	6,75	2,92	6,79	6T12	3,76	6,79	6T12	4Φ8	4Φ8

V.2.3.2 Ferrailages des poutres secondaires : avec ($A_{RPA} = 5,25\text{cm}^2$)

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires :

Zone	Armatures longitudinal							Arm transversal	
	A _{min}	Travée			Appuis			St (RPA)	
		A _{cal}	A _{adp}	Choix	A _{CAL}	A _{adp}	Choix	Nodal e=10cm	Courant e=15cm
1	5,25	0,82	5,65	5T12	1,4	5,65	5T12	4Φ8	4Φ8
2	5,25	2,37	5,65	5T12	3,7	5,65	5T12	4Φ8	4Φ8
3	5,25	2,6	5,65	5T12	4,05	5,65	5T12	4Φ8	4Φ8

❖ Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.2f_{c28} \\ \gamma_b \\ 5\text{MPa} \end{cases} = 3.33\text{MPa} \quad \text{Avec : } \tau_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a- Les poutres principales :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Zones	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
01	30x45	102,45	0,8	3,33	C.V
02	30x45	135,42	1,05	3,33	C.V
03	30x45	91,28	0,71	3,33	C.V

b- Les poutres secondaires :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Zones	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
01	30x35	18,31	0,2	3,33	C.V
02	30x35	42,63	0,43	3,33	C.V
03	30x35	45,74	0,46	3,33	C.V

❖ *Vérification des contraintes de compression dans le béton :*

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

a- Les poutres principales :

Tableau V.15 : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP)

Zone	vérification	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm ²)	I (cm ²)	σ_{bc} MPA	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPA	Observation
1	Appuis	50,13	6,88	14,1	114225,88	6,1	15	Vérifiée
	Travée	40,63	6,79	14,03	113095,5	5,01		
2	Appuis	66,45	8,01	15	127947,6	7,7	15	Vérifiée
	Travée	49,55	6,79	14,03	133095,5	5,5		
3	Appuis	45,66	6,88	14,1	114225,88	5,6	15	Vérifiée
	Travée	35,47	6,79	14,03	113095,5	4,3		

b- Les poutres secondaires :

Tableau V.16 : Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PS)

Zone	vérification	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm ²)	I (cm ²)	σ _{bc} MPA	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPA	Observation
1	Appuis	12,33	6,1	11,46	57504	2,45	15	Vérifiée
	Travée	7,74	6,03	11,41	57015,7	1,5		
2	Appuis	33,28	6,1	11,46	57504	6,6	15	Vérifiée
	Travée	21,79	6,03	11,41	57015,7	4,3		
3	Appuis	36,36	6,1	11,46	57504	7,2	15	Vérifiée
	Travée	23,87	6,03	11,41	57015,7	4,7		

v.2.4.Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{aservice}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

b) Vérification des conditions :

a- Poutre principale :

$$a. \frac{h}{L} = \frac{45}{488} = 0,092 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{45}{488} = 0,092 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{40,63}{50,13} = 0,081 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,81}{30 \cdot 43} = 0,004 \leq 0,01 \dots \text{Condition vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

b- Poutre secondaire :

$$a. \frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0,105 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifié}$$

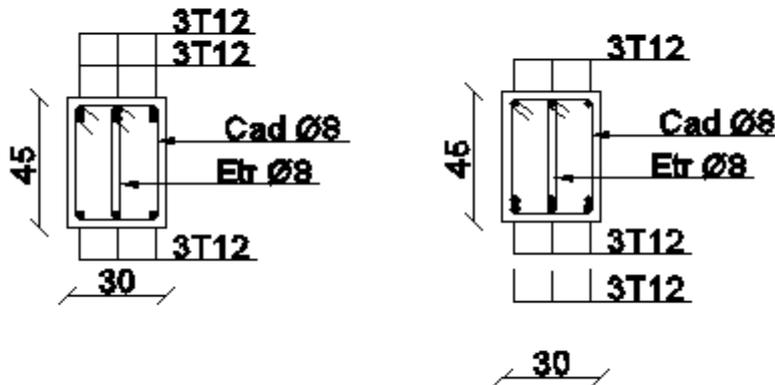
$$b. \frac{h}{L} = \frac{45}{488} = 0,092 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{7,74}{12,33} = 0,062 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{1,4}{30 \cdot 43} = 0,001 \leq 0,01 \dots \text{Condition vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

v.2.5.ferraillage des poutres :

-Poutre principale :



-Poutre secondaire :

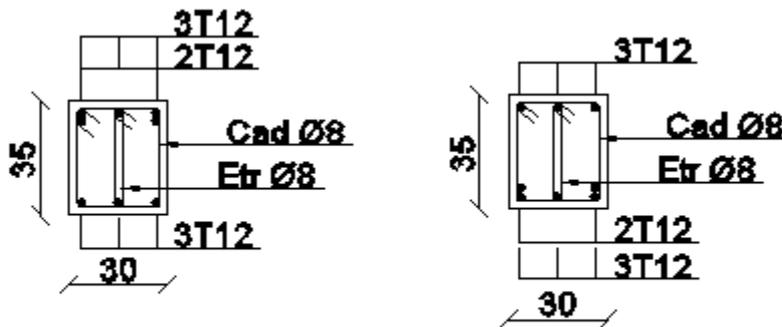


Figure V.3 : Ferrailage des poutres

V.3. FERRAILAGE DES VOILES :

V.3.1. introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Notre structure comporte un seul type de voile V_1 ($e=0,2m$; $L=1,5m$)

V.3.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

a- *Etat limite ultime* :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

b- *Etat limite de service* : $G + Q$

V.3.3. Recommandations de RPA99/v.2003 :

V.3.3.1. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement doit être au plus égale à 15 cm
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement

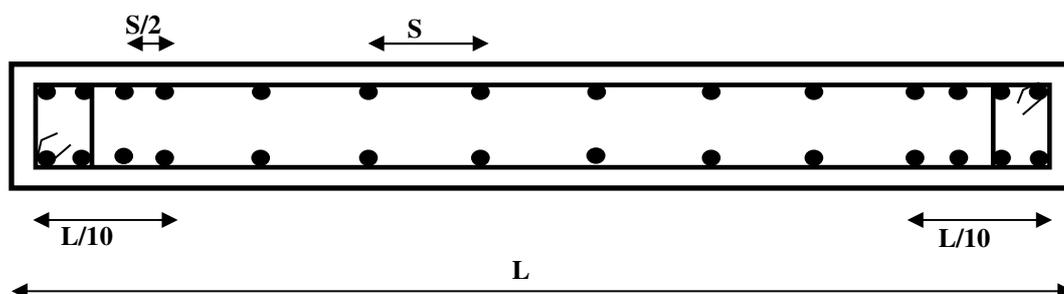


Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile

V.3.3.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.3.3.3. Règle communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30 \text{ cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section
 - En zone courante égale à 0,10% de la section
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

V.3.3.4. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

V.3.3.5. Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à $4HA10$.

V.3.4. Ferrailage des voiles : les calculs se fera par la méthode des contraintes sous les sollicitations suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} , M_{corr} \\ N_{min} , M_{corr} \\ M_{max} , N_{corr} \end{array} \right.$$

V.3.4.1. Exposé de la méthode :

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Détermination des diagrammes des contraintes à partir Les sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

- Avec : **N** : effort normal appliqué
- M** : Moment fléchissant appliqué.
- B** : Section transversale du voile.
- V** : bras de levier : **V=L/2**
- I** : l'inertie de voile

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

Avec :

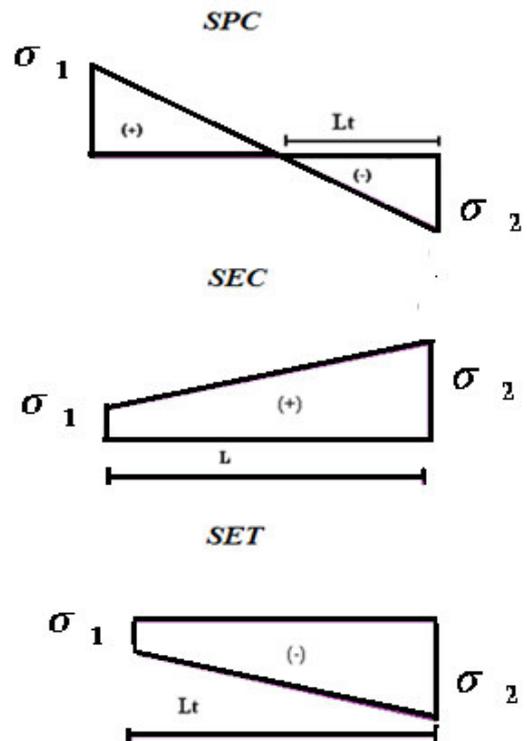
L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c e$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**



$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t e$$

- **Calcul de L_t (longueur tendue) :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$

- **Calcul de Force de traction dans la zone tendue :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_u}{f_e}$$

- **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

- Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left(0.23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$$

- Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right)$$

❖ **Vérification :**

- **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• *D'après le RPA99 :*

$$T_b \leq \bar{T}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } T_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Avec : b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

• *D'après le BAEL 91 :*

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } T_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{T}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

V.3.5. Exemple de calcul (voile sens x-x):

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile (longitudinale) de longueur $L= 1,50\text{m}$, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

V.3.5.1. Détermination des sollicitations :

$$M = 648,38 \text{ KN. m} \quad I = \frac{0,2 \times (1,50)^3}{12} = 0,0562 \text{ m}^4$$

$$N = 886,89 \text{ KN .m} \quad \Omega = e \times L = 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 0,75 \text{ m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{886,89}{0,3} + \frac{648,38 \times 0,75}{0,0562} = 11609,05 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{886,89}{0,3} - \frac{648,38 \times 0,75}{0,0562} = -5696,45 \text{ KN/m}$$

La section est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{5696,45}{11609,05 + 5696,45} \times 1,5 = 0,49\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{5696,45}{2} \times 0,20 \times 0,49 = 278,75\text{KN}$$

V.3.5.2. Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{278,75 \times 10}{400} = 6,96\text{cm}^2$$

$$A_v/\text{face} = \frac{6,96 \times 1,5}{2 \times 0,49} = 10,65\text{cm}^2$$

$$A_v/\text{ml}/\text{face} = \frac{2,96 \times 1,5}{2 \times 0,49} = 4,53\text{cm}^2$$

❖ Armatures minimales selon le BAEL91 et RPA:

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(1,96 ; 15,75) = 15,75\text{cm}^2$$

$$\max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{BAEL}) = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{sv} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 7,87\text{cm}^2/\text{face}$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 4T12** ($A_s=4,52\text{cm}^2$)

En zone courante : **Soit 4T16** ($A_s=8,04\text{cm}^2$)

Donc A_s adopté : **$A_s= 12,57/\text{face}$** .

Longueur zone d'about :

$$\frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

Longueur zone courant :

$$150 - (2 \times 15) = 120 \text{ cm}$$

V.3.5.3. Espacement :

$$\text{L'espacement des barres verticale et horizontal } St \leq \begin{cases} 1,5e \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

Espacement en zone courant $St = 20 \text{ cm}$.

Espacement en zone d'about $\frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$.

V.3.5.4. Armature horizontale :

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{6,96}{4} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 99 : } A_H = 0,15\% L \times e = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15\% B\right) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Soit 12T10 = 9,42 cm²/nappe avec $S_h = 20 \text{ cm}$

V.3.5.5. Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

V.3.5.6. Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

❖ Selon le RPA99 [art 7.7.2]

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$V_{\max} = 196,6 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d} = 1,4 \times \frac{196,6 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,35} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_b = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Selon le BAEL91 :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On à aussi :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{196,6 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,35} = 0,73 \text{MPa}$$

Donc $\tau_u = 0,73 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

$$\sigma_b = \frac{487,3 \times 10^3}{1500 \times 200 + 15 \times 25,14 \times 10^2} = 1,44 \text{MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifié

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.17: Ferrailage verticale du voile sens x-x

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	385,22	96,11	-2,60	-2565,63	SET	/	1,5	385,23	9,63
	N ^{max}	921,11	102,04	4430,90	1709,83	SEC	1,5	/	921,11	00
	M ^{max}	886,89	648,38	11601,37	-5688,77	SPC	1,01	0,49	278,75	6,96
Zone II	N ^{min}	-174,14	96,03	699,93	-1860,87	SPC	0,42	1,09	202,83	5,07
	N ^{max}	786,26	8,05	2728,25	2513,48	SEC	1,5	/	786,19	00
	M ^{max}	480,93	336,92	6095,37	-2889,17	SPC	1,02	0,48	277,36	6,93
Zone III	N ^{min}	-61,34	162,81	1966,33	-2375,27	SPC	0,68	0,82	194,77	4,86
	N ^{max}	354,91	44,85	1781,03	585,03	SEC	1,5	/	354,91	00
	M ^{max}	-22,55	179,72	2321,10	-2471,43	SPC	0,77	0,73	180,41	4,51

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max} .

Tableau V.18 : Choix des barres du voile

Zone	Choix des barres / nappe											
	A_v (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	St (cm)
I	9,63	15,75	7,87	16,68	6HA16	20	3HA16	10	4,50	13,34	17HA10	20
II	6,93	15,75	7,87	16,68	6HA16	20	3HA16	10	4,50	13,34	17HA10	20
III	4,86	15,75	7,87	16,68	6HA16	20	3HA16	10	4,50	13,34	17HA10	20

Tableau V.19 : Ferrailage verticale du voile sens y-y

Zone	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
Zone I	N^{\min}	-332,93	289,74	2753,43	-4972,97	SPC	0,53	0,97	482,37	12,05
	N^{\max}	1020,84	89,76	4599,60	2206,00	SEC	1,5	/	1020,84	00
	M^{\max}	-368,45	912,12	10933,43	-13389,77	SPC	0,67	0,83	1111,35	27,78
Zone II	N^{\min}	-155,46	96,67	770,77	-1807,10	SPC	0,45	1,05	189,7	4,74
	N^{\max}	720,76	90,35	3607,20	1197,87	SEC	1,5	/	720,76	00
	M^{\max}	369,66	444,04	7152,73	-4688,33	SPC	0,91	0,59	276,61	6,91
Zone III	N^{\min}	-137,52	225,08	2542,67	-3459,47	SPC	0,53	0,97	335,56	8,38
	N^{\max}	331,55	124,25	2761,83	-551,50	SPC	1,25	0,25	13,78	0,34
	M^{\max}	-127,95	251,36	2924,97	-3777,97	SPC	1,26	0,24	90,67	2,26

Tableau V.20 : Choix des barres du voile

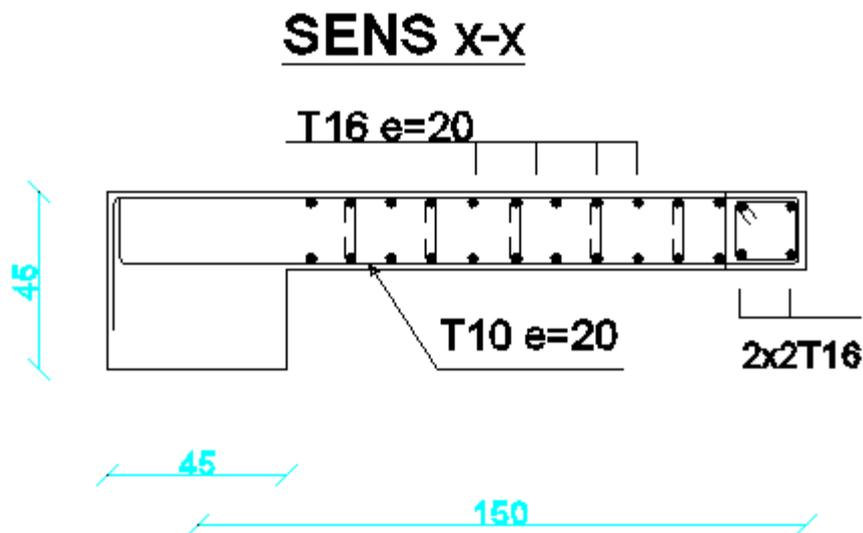
Zone	Choix des barres / nappe											
	A_v (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	St (cm)
I	27,78	15,75	25,10	28,26	6HA20	20	3HA20	10	6,95	13,34	17HA10	20
II	6,91	15,75	7,87	12,62	6HA14	20	3HA14	10	4,50	13,34	17HA10	20
III	8,38	15,75	7,87	12,62	6HA14	20	3HA14	10	4,50	13,34	17HA10	20

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.21 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Voile	Zone	V	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
			τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
x-x	I	196,61	1,02	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,72	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	487,3	1,44	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	177,36	0,92	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,65	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	433,23	1,28	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	130,28	0,68	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,48	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	185,59	0,55	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
y-y	I	306,87	1,60	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,13	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	465,22	1,21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	226,66	1,18	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,83	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	375,12	1,11	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	126,77	0,65	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,47	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	155,98	0,46	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.3.5.7 : Schéma de ferrailage des voiles :



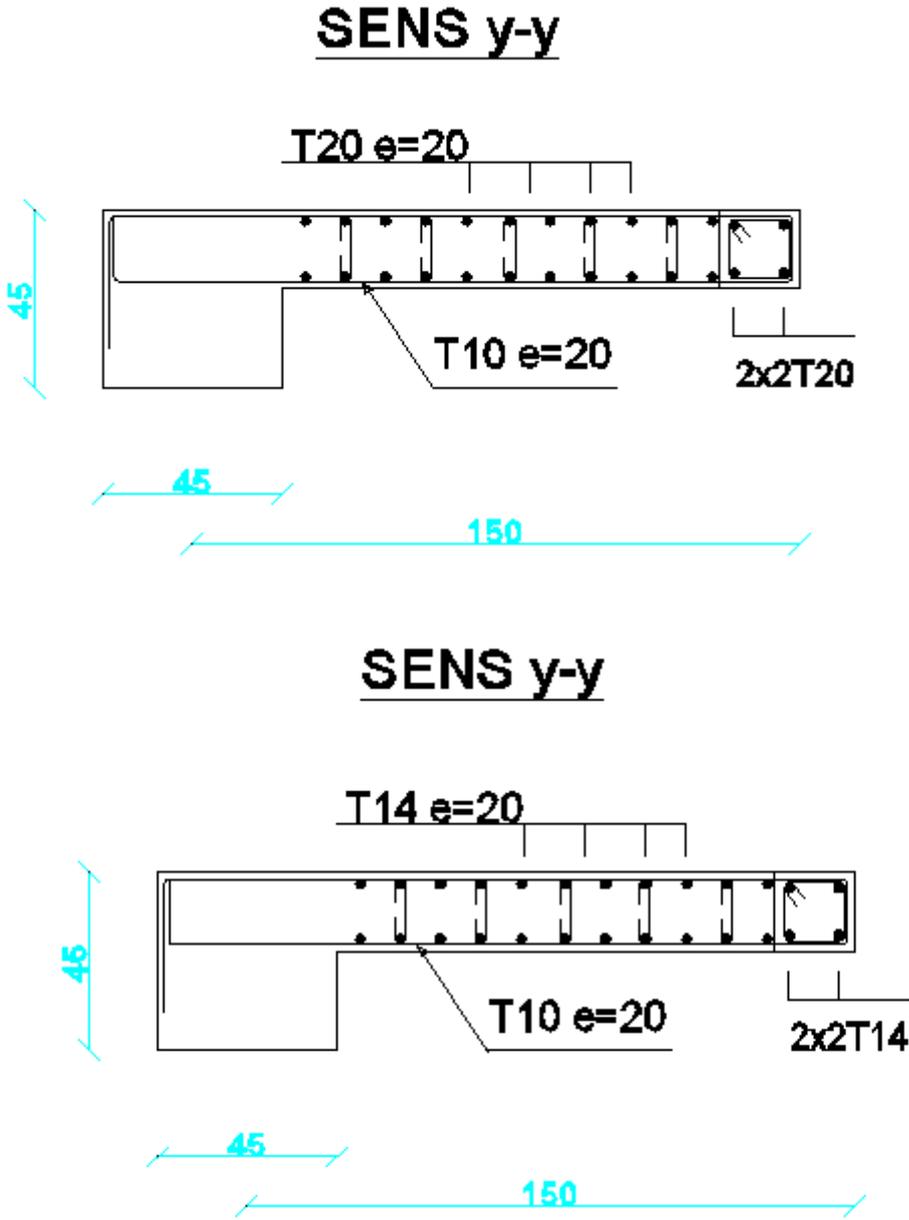


Figure V.5 : Ferrailage des voiles

VI.1. Etude du voile périphérique :

VI.1.1. Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de sous sol, d'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués de 2 nappes, le pourcentage minimale est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.1.2. Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 3,40 m.

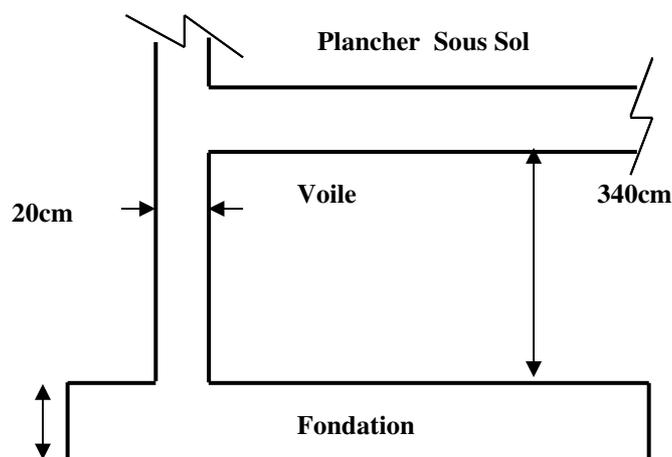


Figure VI.1 : Schéma de voile périphérique

VI.1.3. Ferrailage :

Sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

a- Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales ont une section $A_1 \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de $40\varnothing$ pour le renforcement des angles.
- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

On a :

$$h = 3,40 \text{ m}$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varnothing = 25^\circ$$

Avec :

h : hauteur du voile.

\varnothing : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[45 - \left(\frac{\varnothing}{2} \right) \right] = 0,406$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

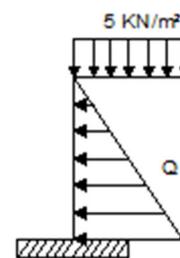


Figure VI.2 : Schéma statique

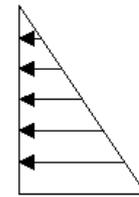
b- Calcul de la force de poussées :

$$\sigma = K_0 \times \gamma_d \times h$$

$$\sigma = (0,406) \times 18 \times (3,40) \quad h = 3,40 \text{ m}$$

$$\sigma = 24,84 \text{ KN / m}$$

$$\sigma_{(h)} = 0$$



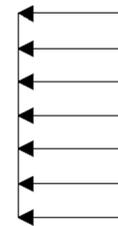
$$\sigma_{(h)} = k_0 \cdot \gamma_d \cdot h$$

Figure VI.3:Diagramme des contraintes
Dues à la poussée des terres

- Poussée due aux surcharges verticales :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5 \text{ KN / m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0,406 \times 5 = 2,03 \text{ KN / m}^2.$$



$$\sigma_q = K_0 \cdot q$$

Figure VI.4 : Diagrammes des
Contraints dues à la surcharge

c- Evaluation des sollicitations :

➤ Le ferrailage des voiles périphériques :

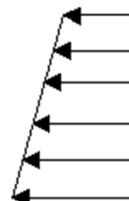
➤ *à l'ELU*

- Pour $h = 0$ $\sigma_{u(0)} = 1,35 \sigma_{h(0)} + 1,5 \sigma_q =$

- Pour $h = 3,40 \text{ m}$ $\sigma_{u(0)} = 1,35 \sigma_{(3,40)} + 1,5 \sigma_q = \sigma_{u \text{ max}}$

$$Q_u = \frac{3\sigma_{u \text{ max}} + \sigma_{u \text{ min}}}{4} = \sigma_{u \text{ moy}}$$

$$1,5\sigma_q = \sigma_{u \text{ min}}$$



$$1,35 \sigma_h + 1,5 \sigma_q = \sigma_{u \text{ max}}$$

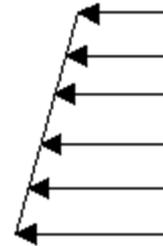
➤ **à l'ELS :**

$$\sigma_s = \sigma_{s \min}$$

$$\text{- Pour } h = 0 \quad \sigma_{u(0)} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = \sigma_{u \min}$$

$$\text{- Pour } h = 3,40 \text{ m } \sigma_{u(0)} = \sigma_{h(3,40)} + \sigma_q = \sigma_{u \max}$$

$$Q_s = \frac{3\sigma_{u \max} + \sigma_{u \min}}{4} = \sigma_{u \text{ moy}}$$



$$\sigma_{(h)} + \sigma_q = \sigma_{s \max}$$

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bonde de 1 m de largeur.

$$L_x = 3,30 \text{ m} ; \quad L_y = 4,88 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,30}{4,88} = 0,67$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x μ_y sont donnée en fonction de α pour les abaque de bigeade.

d- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion en utilisant la méthode des constraints.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment en appui: 0,5

➤ **à l'ELU**

$$M_{0x} = \mu_x Q_u l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\begin{aligned} \text{- Pour } h = 0 \quad \sigma_{u(0)} &= 1,35 \sigma_{h(0)} + 1,5 \sigma_q = \sigma_{u \min} \\ &= 1,35 (0) + 1,5 (2,03) = 3,04 \text{ KN /m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pour } h = 3,40 \text{ m } \sigma_{u(0)} &= 1,35 \sigma_{(3,40)} + 1,5 \sigma_q = \sigma_{u \max} \\
 &= 1,35 (24,84) + 1,5 (2,03) = 36,57 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$Q_u = \frac{3\sigma_{u \max} + \sigma_{min}}{4} = \sigma_{u \text{ moy}}$$

$$Q_u = \frac{3 \cdot 36,579 + 3,045}{4} = 28,19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x Q_u l_x^2 = 0,0723 \cdot 28,19 \cdot 3,30^2 = 22,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,3895 \cdot 22,19 = 8,64 \text{ KN.m}$$

➤ **à l'ELS :**

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pour } h = 0 \quad \sigma_{u(0)} &= \sigma_{h(0)} + \sigma_q = \sigma_{u \min} \\
 &= 0 + 2,03 = 2,03 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pour } h = 3,40 \text{ m } \sigma_{u(0)} &= \sigma_{h(3,40)} + \sigma_q = \sigma_{u \max} \\
 &= 24,84 + 2,03 = 26,87 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$Q_s = \frac{3\sigma_{u \max} + \sigma_{min}}{4} = \sigma_{u \text{ moy}}$$

$$Q_s = \frac{3 \cdot 26,87 + 2,03}{4} = 20,66 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x Q_s l_x^2 = 0,0780 \cdot 20,66 \cdot 3,30^2 = 17,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,5469 \cdot 17,54 = 9,59 \text{ KN.m}$$

- sollicitations de calcul :

➤ **à l'ELU :**

❖ **Sens xx :**

$$- \text{ Aux appuis: } M_a = -0,5 M_{ox} = -0,5 \cdot 22,19 = -11,09 \text{ KN.m}$$

$$- \text{ En travée : } M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \cdot 22,19 = 16,64 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens yy :**

$$- \text{ Aux appuis : } M_a = -0,5 M_{oy} = -0,5 \cdot 8,64 = -4,32 \text{ KN.m}$$

$$- \text{ En travées : } M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \cdot 8,64 = 6,48 \text{ KN.m}$$

➤ **à l'ELS :**

❖ Sens xx :

- Aux appuis: $M_a = -0.5M_{0X} = -0,5 \times 17,54 = -8,77 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0,75 \times 17,54 = 13,15 \text{ KN.m}$

❖ Sens yy :

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0Y} = -0,5 \times 9,59 = -4,79 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75M_{0Y} = 0,75 \times 9,59 = 7,19 \text{ KN.m}$

- Le moment sur appui est le plus grand en valeur absolue des moments déterminés.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Ferrailage du voile périphérique

Sens	Zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ_u	μ_1	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	st (cm)
X-X	Appuis	11,09	0,02	0.392	0,990	1,57	1.96	4HA10 = 3,14	12
	Travée	16,64	0,03	0.392	0,985	2,37	1.96	4HA12 = 4,52	12
Y-Y	Appuis	4.32	0,008	0.392	0,996	0,61	1.60	4HA10 = 3,14	12
	Travée	6,48	0,01	0.392	0,995	0,92	1.60	4HA12 = 4,52	12

e- Condition de non fragilité :

$b = 1 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.18 \text{ m}$

❖ Sens x-x :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour HA FeE 400

$$A_x = 0,0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{330}{488}}{2} = 1,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Sens y-y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y,\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les conditions est vérifié

f- Vérification d'effort tranchant :

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b;d}$$

❖ Selon X :

$$V_x = \sigma \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 24,84 \times \frac{3,30}{2} \times \frac{1}{1 + 0,335} = 30,71 \text{ KN/m}$$

❖ Selon Y :

$$V_y = \sigma \frac{L_x}{3} = 24,84 \times \frac{3,30}{3} = 27,32 \text{ KN/m}$$

Calcul :

$$\tau_u = 0.007 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{30,71 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,17 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau = \frac{27,32 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,15 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.1.4. Vérification a l'ELS :

❖ Vérifications des contraintes dans le béton :

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (110\sqrt{\eta f_{t28}} ; 0.5 f_e) \right]$

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{ position de l'axe neutre}$$

❖ Vérifications des contraintes dans l'acier :

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Sens (x.x) :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes (sens x-x)

	M_s (KN. m)	A(cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	13,15	4,52	4,31	15375,57	0,36	17,21	Vérifiée
Appui	8,77	3,14	3,01	11492,41	0,26	16,85	Vérifiée

❖ Sens (y.y) :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes (sens y-y)

	M_s (KN. m)	$A(\text{cm}^2)$	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	7,19	4,52	4,31	15375,57	0,20	10,01	Vérifiée
Appui	4,79	3,14	3,01	11492,41	0,14	9,21	Vérifiée

VI.1.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

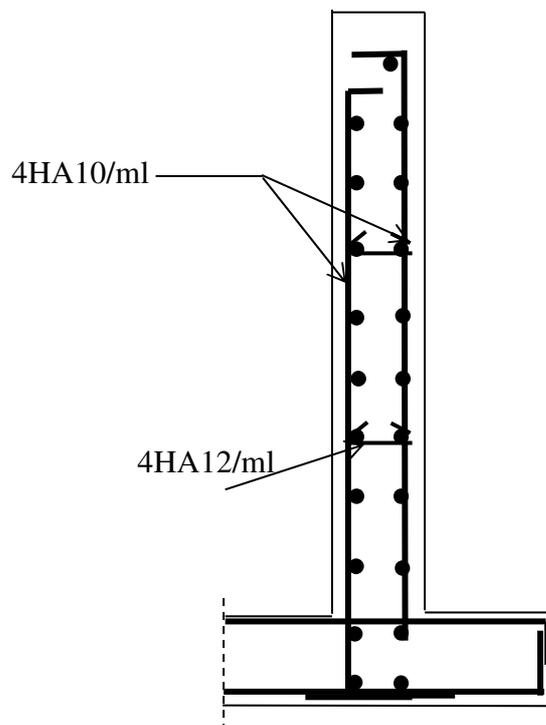


Figure VI.5 : Ferrailage du voile périphérique

VI.2.CALCUL DES FONDATIONS :

Les fondations sont constituées par la partie inférieure de la structure qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois paramètres suivants :

- contrainte de rupture du sol.
- contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

-Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 2bars$

V.2.1. Les type des fondations :**-Fondations superficielles :**

On appelle fondation superficielle ; toutes fondations dont l'encastrement **D** dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur **B** (cote la plus petite de la semelle)

Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage (bon sol) se trouvent à une faible profondeur.

-Fondations profondes :

IL arrive des fois que le sol en surface soit formé de couches compressibles, dont la capacité portante est faible alors que les couches sous adjacentes sont résistantes, on est donc obligé de fonder l'ouvrage sur cette couche résistante (substratum).

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux pour lesquels le rapport : $\frac{D}{B} > 10$

VI.2.2.Choix de système de fondation :

Le choix du système de fondation est en fonction du type de la superstructure, ainsi que des caractéristiques topographiques et géotechniques. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité totale de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.
- Réalisation et conception économique.

VI.2.3.Vérification de choix des semelles :

On a : la Surface totale du bâtiment : $S_b = 401,18 \text{ m}^2$

la Surface totale des semelles : $S_{\text{semelle}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = \frac{23203,54}{200} = 116,02 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{116,02}{401,18} = 29\%$$

$\sum \text{Surface des semelles} < 50\% \text{ Surface totale du bâtiment}$

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment donc on adopte des semelles isolées sous poteaux et semelle continues sous voile.

VI.2.4.Semelle isolée sous poteau :

VI.2.4.1.Pré dimensionnement : semelle sous poteau le plus sollicité

ELS: $N_{\text{ser}}=1119,25\text{KN}$ $M_{\text{ser}}=1,152\text{KN.m}$

ELU: $N_u= 1336,5\text{KN}$ $M_u=1,597\text{KN.m}$

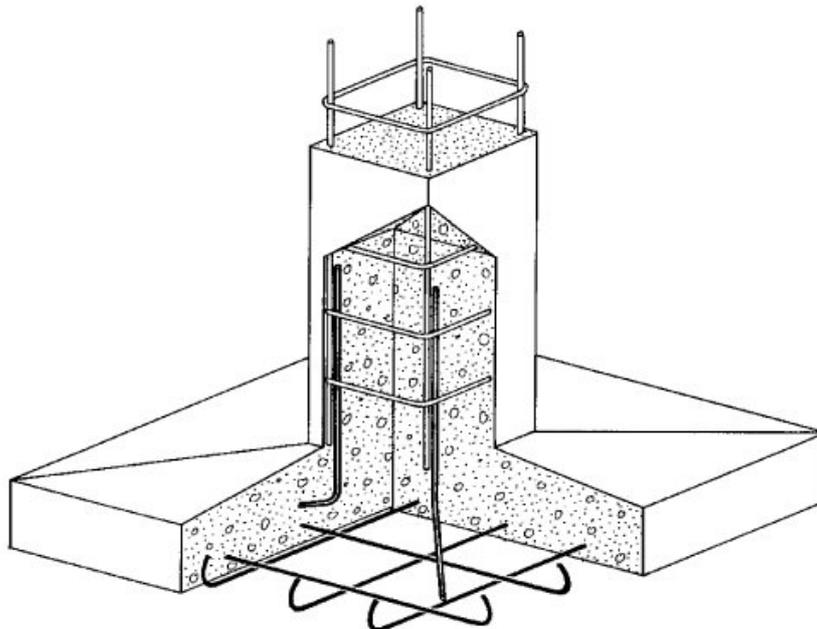


Fig VI.6 : Semelle isolée

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a*b$), donc les semelles sont carrées ($A*B$).

$$N_{ser} = 1119,95 \text{KN}; \quad M_{ser} = 1,152 \text{KN}$$

Pré dimensionnement:

- Choix de la largeur B :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \sigma_{Sol} \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad (\text{Condition d'homothétie}) \end{array} \right.$$

A et B coté semelle $A=B$

a et b coté du poteau $a=b$

$$\text{Avec : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = 1 \quad \Rightarrow \quad A=B \quad \Rightarrow \quad A = \sqrt{\frac{N}{\sigma S}} = \sqrt{\frac{1119,95}{200}} = 2,36 \text{m}$$

On prend $B=2,4\text{m} \Rightarrow A=B=2,4\text{m}$

- **Hauteur utile minimale (d) :**

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-h$$

$$\frac{2,4-0,45}{4} \leq d \leq 2,4-0,45$$

$$0,48 \leq d \leq 1,95 \rightarrow d = 0,5 \text{ m}$$

- **Hauteur totale de la semelle :**

$$h = d + 0,05 = 0,55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{on adopte une semelle isolée avec glacis } h' = 0,30 \text{m}$$

VI.2.5. Vérification des conditions de stabilité au renversement :

- Selon le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_{ac}}{N_{ac}} = 0,02 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,4}{6} = 0,4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'effort normal à tomber à l'intérieur du noyau central

- Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.5), on a :

$$e_0 = \frac{M_{ac}}{N_{ac}} = 0,02 \leq \frac{A}{4} = 0,6 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6. Vérification de la contrainte du sol (ELU) :

$$N \text{ et } M : e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,597}{1336,5} = 0,001$$

$$\frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$A.B = 2,4 \times 2,4 = 5,76 \text{ m}$$

$$PP: 0,55 \times 2,4 \times 2,4 \times 25 = 79,2 \text{ KN} : \text{ poids propre semelle}$$

$$N_s = 964,97 + 79,2 = 1044,17 \text{ KN}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} = 186,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} = 185,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = \frac{185,91 + 3 \cdot 186,93}{4} = 189,17 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$$

VI.2.7. Vérification non poinçonnement : {Art 5.2.4 CBA 93}

$$Nu \leq \frac{0,045 \times \mu \times c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \implies 1336,5 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 1650 \text{ KN} \implies \text{C.V.}$$

VI.2.8. Ferrailage des semelles :

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

-ELU :

On a :

$$Nu = 1336,5 \text{ KN} \quad ; \quad Mu = 1,597 \text{ KN}$$

$$\sigma_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,597}{1336,5} = 0,001 \leq \frac{A}{24} \left(\frac{B}{24}\right)$$

Si oui \implies on utilise la méthode des bielles avec \dot{N}_u

$$\dot{N}_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Nu$$

$$\dot{N}_u = \left(1 + \frac{3 \times 0,001}{2,4}\right) 1336,5 = 1338,17 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_x = A_y = \frac{N_u(A - a)}{8x d x \sigma_{st}} = \frac{1338,17(2,4 - 0,45)}{8x0,5x348} = 18,7 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant préjudiciable, on majoré la section de 10%

On prend : **12HA16** ; $A_s = 24,13 \text{ cm}^2$ avec espacement de **20 cm**.

Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux

semelles	N(KN)	M(KN.m)	e(cm)	A _{cal} (m)	A _{adp} (m)	Chois	St
SI 1	1336,5	1,59	0,001	18,7	24,13	12HA16	20
SI 2	1316,75	1,48	0,001	18,4	24,13	12HA16	20
SI 3	1299,69	2,28	0,002	18,2	24,13	12HA16	20
SI 4	1204,54	3,35	0,003	16,87	20,09	10HA16	24
SI 5	1125,53	0,11	0,0001	15,76	20,09	10HA16	24
SI 6	1120,38	0,17	0,0002	15,69	20,09	10HA16	24
SI 7	1095,33	1,16	0,001	15,34	20,09	10HA16	24
SI 8	1093,51	1,67	0,002	15,32	20,09	10HA16	24
SI 9	986,89	3,32	0,003	13,82	15,37	10HA14	24
SI 10	944,28	2,25	0,002	13,22	15,37	10HA14	24
SI 11	899,01	1,19	0,001	12,59	15,37	10HA14	24
SI 12	891,12	1,39	0,002	12,48	15,37	10HA14	24
SI 13	862,87	1,36	0,002	12,08	15,37	10HA14	24
SI 14	811,8	1,47	0,002	11,37	15,37	10HA14	24
SI 15	790,8	2,18	0,003	11,07	15,37	10HA14	24
SI 16	705,87	2,64	0,001	9,88	12,81	8HA14	30

VI.2.9 : Schéma de ferrailage des semelles isolées

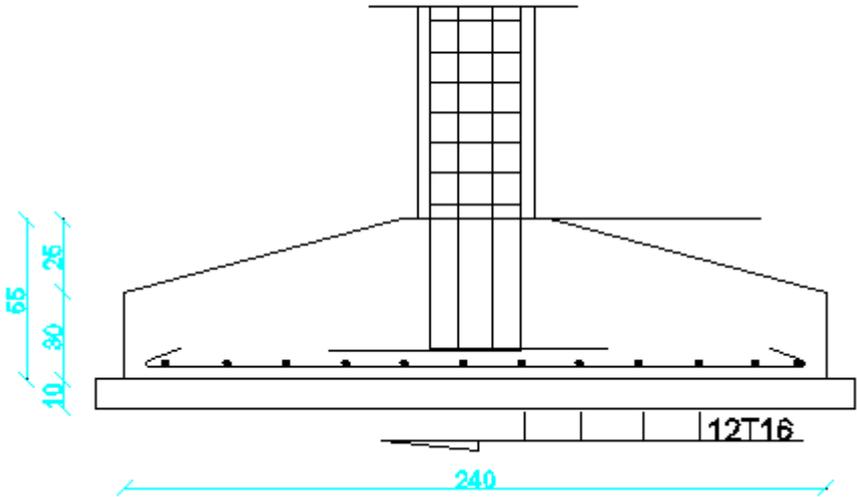


Figure VI.7. Ferrailage de semelle isolée

VI.3.Semelle filante sous voiles périphérique et poteau :

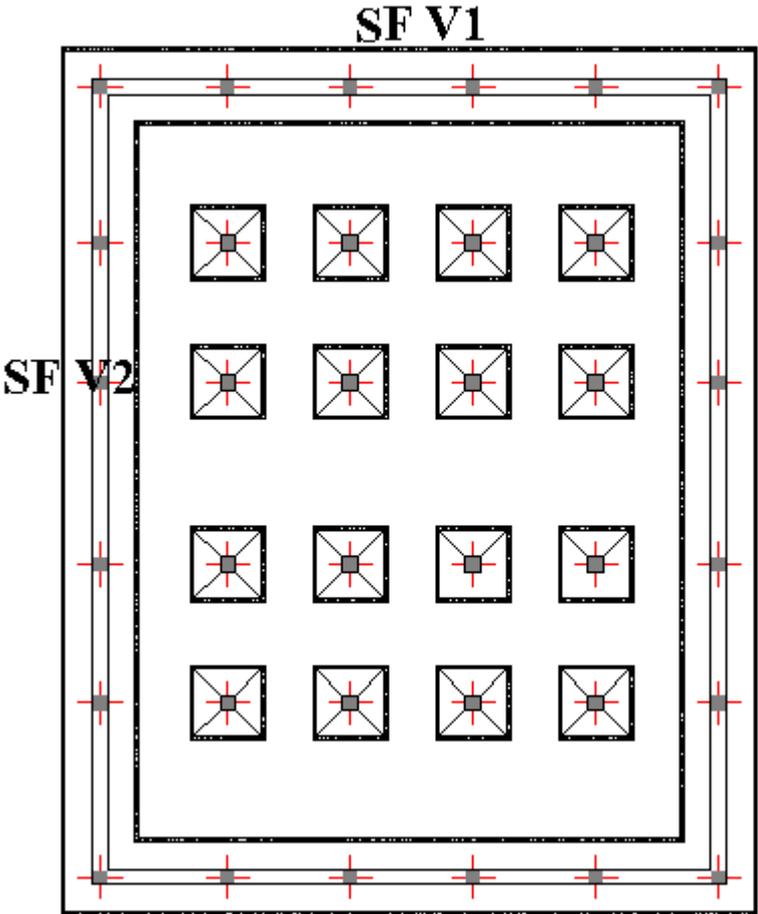


Figure VI.8. La disposition des semelles filantes

Exemple de calcul (SFV1) : semelle filante sous voile périphérique sens x-x

$$M_{ser} = 32,07 \quad \Rightarrow \quad N_{ser} = 4147,03$$

$$Mu = 44,08 \quad \Rightarrow \quad Nu = 5683,37$$

VI.3.1. Dimensionnement de la semelle :

$$R_{ser} = \sum N_{VPi ser} + \sum N_{Pi ser}$$

Sens x-x :

$$\sum N_{VPi ser} = 1199,76 \text{KN} \quad ; \quad \sum N_{Pi ser} = 1755,48 \text{KN}$$

$$R_{ser} = 2955,24 \text{KN}$$

Excentricité :

$$e = \frac{Mt}{Nt} \quad \Rightarrow \quad e = 0,03$$

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{R}{L \sigma_{sol}}$$

avec :

L la longueur totale de la semelle filante est donnée par

$$L = L1 + L2 + L3 + L4 + L5 + (2 * L_{\text{débord}})$$

$$L = (3,5 * 4) + 3,65 + (2 * 0,5) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Lx=18,65m}$$

$$B \geq 0,80 \quad \Rightarrow \quad \text{on adopte } B = 1,5\text{m}$$

Hauteur de la semelle filante h : La hauteur de la semelle est donnée par la relation suivante :

$$h = d + 0,05$$

avec :

$$d = \frac{B - b}{4}$$

B : la largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$d = \frac{1 - 0,2}{4} = 0,2 \text{m} \quad \text{on prend } d = 0,35\text{m}$$

donc : h = 0,40m

Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles

Semelle	N(Kn)	M(Kn.m)	L(m)	B _{cal}	B _{adp}	h _{cal} (m)	h _{adp} (m)
SF V1	2955,24	87,74	18,65	0,87	1,50	0,40	0,40
SF V2	6874,06	104,78	23,73	1,45	1,50	0,40	0,40

Vérification des semelles filantes**Vérification au non poinçonnement sous voile : CBA 93 (Art A.5.2.4.2)**

$$\tau = \frac{P}{2h} \leq \tau_{lim} = 0,045 \times \frac{F_{c28}}{\gamma b}$$

Avec :

$$P = Nu \left[1 - \frac{(a + \frac{5h}{3})}{B} \right]$$

Nu : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.**h** : l'épaisseur de la semelle.**B** : largeur de la semelle.**a** : l'épaisseur de voile.

$$P = 4095,9 \left[1 - \frac{(0,2 + \frac{5 \times 0,40}{3})}{1,5} \right] = 172,93 \text{ KN/m}$$

$$\tau = \frac{172,93}{0,7} = 247,04 \text{ Mpa} \leq \tau_{lim} = 750 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à ELS :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\text{Avec } e_0 = \frac{M}{N}$$

 e_i : Distance entre l'axe du poteau et le centre de gravité de la semelle filante σ_{moy} : Contrainte moyenne du sol $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\sigma = 200 \text{ KN/m}$.

A : Largeur de la semelle filante.

$$N_{ser} = 970,09 \text{ KN} \implies M_{ser} = 39,55 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6: Vérification des contraintes à l'ELS

semelles	N(Kn)	M(Kn.m)	L(m)	e(cm)	B _{adp} (m)	$\sigma_{3/4}$ (KN/m ²)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Obs
SFV1	2955,24	87,74	18,65	0,03	1,50	104,62	200	CV
SFV2	6874,06	104,78	23,73	0,01	1,50	193,09	200	CV

VI.3.2. Ferrailage Des Semelles Filantes :

- Calcul des armatures :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU :

$$R_u = \sum N_{ui}$$

$$R_u = 4104,87$$

$$e_u = \frac{Mt}{Nt} = \frac{79,24}{2095,87} = 0,03$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max,} = \frac{R_u}{B*L} \left(1 + \frac{6e_u}{L}\right) = \frac{4104,87}{1,5*18,65} \left(1 + \frac{6*(0,03)}{18,65}\right)$$

$$\sigma_{max,} = 148,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_u}{B*L} \left(1 - \frac{6e_u}{L}\right) = \frac{4104,87}{1,5*18,65} \left(1 - \frac{6*(0,03)}{18,65}\right)$$

$$\sigma_{min} = 145,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3(148,15) + 145,32}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 147,44 \text{ KN/m}^2$$

➤ Ferrailage transversal :

$$N_{\max} = G_{\text{moy}} \times B$$

$$N_{\max} = 331,74 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_{\max} (B-b)}{8d\sigma_{su}}$$

$$A_s = \frac{331,74 (150-20)}{8 \times 45 \times 348 \times 10^{-1}} = 3,44 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_L = \frac{A_s}{4} \times B$$

$$A_L = 2,58 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{\min} = 2(\text{cm}^2/\text{ml}) \times A$ avec A : la largeur de la semelle

$$A_{\min} = 2(\text{cm}^2/\text{ml}) \times 1 = 2 \text{ cm}^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau:

Tableau VI.7 : Ferraillage des semelles filantes

Semelles	$A_x(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{x\text{adop}}$	Choix	St(cm)	$A_y(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{y\text{adop}}$	choix	St(cm)
SF V1	3,44	9,04	HA812	12	2,58	3,14	4HA10	25
SF V2	3,12	4,71	HA610	15	0,78	3,14	4HA10	25

VI.3.3: Dimensionnement de la nervure :

On ferraile une section en T, dont les dimensions sont les suivantes :

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$h_t = 70 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm} ; d = 65 \text{ cm}$$

Calcul de b_0 :

$$b_0 \leq \min (L_x/2 ; L_y/10)$$

$$b_0 \leq (523/2 ; 450/10) = 45 \text{ cm}$$

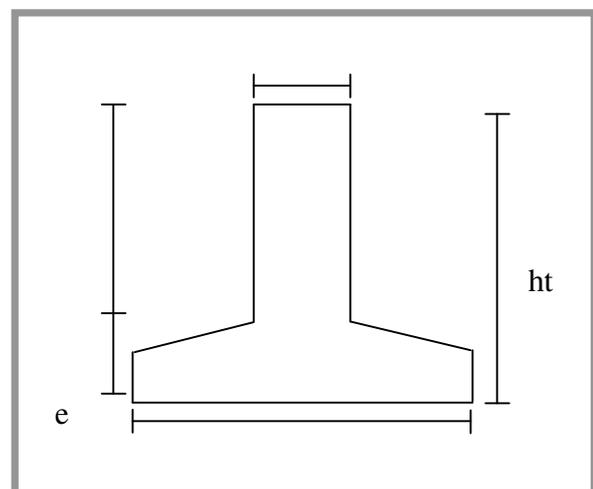


Figure VI.9. Section de la nervure.

VI.3.4. Calcul des armatures du libage (nervure) :

Le longitudinale se fait en considérant une poutre en T renversée appuyée sur les poteaux et sollicitée par la réaction du sol.

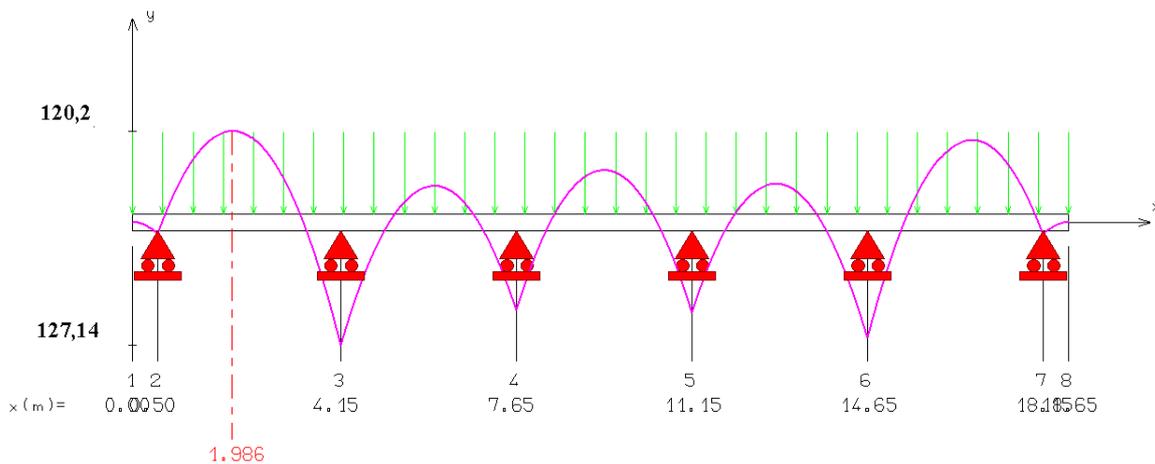
Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

• Calcul de la charge uniforme:

$$q_u = \sigma_{moy} * B \quad \Rightarrow \quad q_u = 147,44 * 1,5 = 221,16 \text{ KN/ml}$$

Détermination des moments (RDM6):**Sens X-X**

MOMENT FLECHISSANT [N.m]

**Calcul à l'ELU :**

La position de l'axe neutre α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{e}{d} = \frac{15}{65} = 0,23$$

Le moment réduit μ_0 ; Si :

$$0 \leq \alpha_0 \leq 0,166 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = \frac{5\alpha_0^2 (4 - 12\alpha_0 + 3\alpha_0^2)}{4(1 - \alpha_0)^2}$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\alpha_0 \geq 0,259 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = 0,8\alpha_0 (1 - 0,4\alpha_0)$$

Dans notre cas on a : $0 \leq \alpha_0 = 0,23 \leq 0,25$

$$\mu_0 = 1,14(0,23) - 0,57(0,23)^2 - 0,07 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = 0,16$$

Le moment repris par la table de compression M_t :

$$M_t = \mu_0 * b * d * f_{bc}^2 \quad \Rightarrow \quad M = 0,16 * 1 * (0,65)^2 * 14,2 * 10^3 = 959,92 \text{ KN.m}$$

$M_t = 959,92 \text{ KN.m} > M_u = 120,2 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression

Le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b * h$).

Moment fléchissant en travée $M_t = 120,2 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant en appui $M_a = -127,14 \text{ KN.m}$

Calcul en travée: $M_t = 120,2 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{120,2 * 10^3}{100 * 65^2 * 14,20} = 0,02$$

$$\mu_b = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,990 \quad \text{donc} \quad \mu_b < 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{120,2 * 10^3}{0,990 * 65 * 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$

Calcul en appuis: $M_a = -127,14 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{127,14 * 10^3}{45 * 65^2 * 14,2} = 0,04 \Rightarrow \mu_b = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{127,14 * 10^3}{0,980 * 65 * 348} = 5,73 \text{ cm}^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau.

Tableau VI.8 : Ferrailage de nervure

Semelle		M(KN)	A _{calcul}	A _{adop}	choix	St
SFV1	Travée	120,2	5,36	6,28	8HA10	10
	Appui	127,14	5,73	6,28	8HA10	10
SFV2	Travée	19,95	0,95	3,14	4HA10	10
	Appui	25,88	1,15	3,14	4HA10	10

VI.3.5 : Schéma de ferrailage de semelle filante et nervure

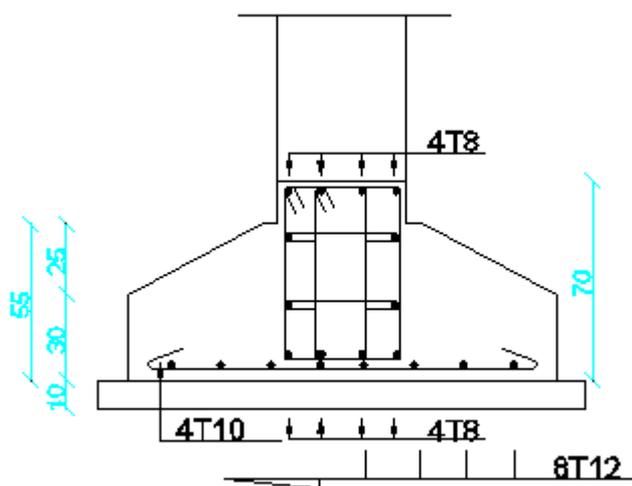


Figure VI.10. Ferrailage de semelle filante et nervure

VI.3.6. Etude de la longrine:

a) Introduction:

Les longrines ont pour rôle de :

- chaîner les semelles entre elles.

-empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

D'après le **R.P.A99V2003**, le minimum pour les longrines est :

(25*30) cm² Site de catégorie S2, S3.

(30*30) cm² Site de catégorie S4.

Donc on va adopter une longrine de **(30*35) cm²**.

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KNRPA99/2003 (Art 10.1.1. b)}$$

$N_{u \max}$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité : $N_{u \max} = 1336,5 \text{ KN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Site	Zone		
	I	II	III
S1	/	/	/
S2	/	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Pour notre cas on a un site meuble (S3) et zone moyenne sismicité (IIa) donc on pren $\alpha=12$.

$$F = 1336,5/12 = 111,37 \text{KN} > 40 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Calcul du ferrailage :

$$A_s = F/\sigma_{SU} = 111,37*10/348 = 3,20 \text{ cm}^2$$

D'après RPA99/2003 : $A_{\min} = 0,6\% * b * h$

$$A_{\min} = 0,6\% * 35 * 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

Soit: **3HA12+3HA12**; $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

-Armatures transversales:

Elles doivent être telles que :

$$\varnothing \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right\} \Rightarrow \varnothing \leq \text{Min} \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \right\} \Rightarrow \varnothing \leq 10 \text{ mm}$$

On adoptera un cadre et une épingle en ($\varnothing 8$).

L'espacement entre les armatures transversales est :

$$S_t \leq \text{min}(20 \text{ cm}, 15\varphi_l) \Rightarrow S_t = (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On adoptera : $S_t = 15 \text{ cm}$.

IV.3.7 : Schéma de ferrailage de longrine

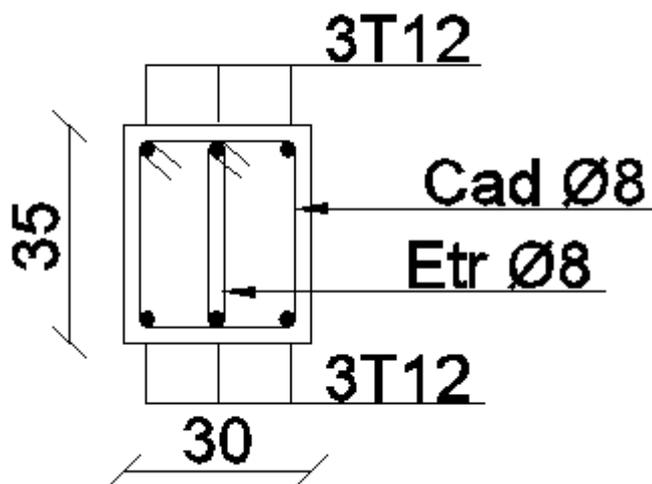


Figure VI.11 : Ferrailage de longrine