



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE
ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DE BOUIRA



FACULTÉ DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE PRÉPARÉ POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION
Structures

THÈME:

Etude d'un bâtiment (R+7+Sous-sol+Comble habitable) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs en béton armé

Encadré par :

Mme : MOHAMADI Sadika

Présenté par :

- BACHIR Ahmed

- ABDELMOUMENE Hamza

Soutenu le : 11/ 07/ 2016

Devant le jury:

Président : - Mr : AMRANE Belaïd

Examineurs : - Mme : BOUMAIZA Mlika

- Mr : ABDELHAMID Abdelmalek

2015/2016

Remerciements

Nous tenons à remercier notre ALLAH, tout puissant, pour nous avoir accordé la santé et la force et la volonté de compléter ce travail.

Ce travail a été réalisé grâce à la collaboration Bureau d'étude EL MOHANDISSINE et L'UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA, Faculté des Sciences et Science Appliquée, Département de Génie Civil.

Nous remercions très sincèrement M^{me} MOHAMEDI promotrice de ce projet qui nous a fait donner de ses précieux conseils, fruits de son expérience, qui ont été à base de notre apprentissage et pour avoir dirigé ce travail avec beaucoup d'attention et de disponibilité. Ce fut un réel plaisir de bénéficier à la fois de ses connaissances Scientifiques et techniques mais aussi de ses qualités d'écoute et pédagogique.

Nos remerciements les plus sincères à tous nos enseignants qui ont assuré notre formation et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Ahmed

Hamza

Dédicaces

Avec une énorme joie, je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime et ceux qui m'aiment et qui sont très chers à mon cœur :

A la plus belle bougie de ma vie qui a éclairé ma vie depuis ma naissance à ce jour, avec sa lumière douce j'ai pu parcourir ce chemin sous ses conseils et ses orientations, à ma mère.

A mon très cher père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études.

A ma grand-mère paternelle qui m'a toujours aidée avec ses prières.

A mes chers frères ' Mourad ' et ' Khaled ' je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

A mes adorables sœurs : Rania, Naima, Houria, Fatima zohra, qui veillent à mon bonheur et leurs époux et leurs enfants.

A ma très chère femme ' Asma ' la lumière de mon chemin qui a su m'encourager dans les moments difficiles, et à sa belle-famille.

A tous mes oncles et toutes mes tantes et leurs enfants.

A mon binôme Ahmed et sa famille et toutes mes amies qui ont donné preuve d'une véritable amitié.

A tous mes collègues de promotion Génie Civil.

Tout ceux qui m'aiment et que j'aime trouveront l'expression de ma plus profonde gratitude.

Abdelmoumene Hamza

Dédicaces

*Avec une énorme joie, je dédie ce travail à ceux que j'aime
et ceux qui m'aiment et qui sont très chers à mon cœur :*

*A la plus belle bougie de ma vie qui a éclairé ma vie depuis ma naissance à
ce jour, avec sa lumière douce j'ai pu parcourir ce chemin sous ses conseils et
ses orientations, à ma mère.*

*A mon très cher père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et
mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études.*

A mes grands-mères qui m'a toujours aidée avec ses prières.

A mes grands-pères qui m'a toujours aidée avec ses prières.

*A mon cher frère Ismail-Zubair je vous souhaite un avenir plein de joie,
de bonheur, de réussite et de sérénité.*

*A mes adorables sœurs Saida, Fatiha, Samira, qui veillent à mon bonheur
et leurs époux Miloud, Salim, Farid et leurs enfants Abdelhak, Mohammed,
Zakaria, Nada, Nidhal.*

*A mes merveilleuses et adorables petites sœurs Samia, Wahiba Amina qui
sont très chères à mon cœur.*

A tous mes oncles et toutes mes tantes et leurs enfants.

*A mon binôme Hamza et sa famille et toutes mes amies qui ont donné
preuve d'une véritable amitié.*

A tous mes collègues de promotion Génie Civil.

*Tout ceux qui m'aiment et que j'aime trouveront l'expression de ma plus
profonde gratitude.*

BACHIR Ahmed

Sommaire

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I	
I. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DE MATERIAUX UTILISÉS :.....	2
I.1. Introduction:.....	2
I.2. Présentation du projet :.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	2
I.3.1 En plan :	2
I.3.2. E élévation :.....	2
I.4. Données sismique de site :.....	3
I.5. Conception structurelle :.....	5
I.5.1 Choix du système de contreventement :.....	5
I.5.2. Infrastructure :.....	5
I.5.3.Les planchers :.....	6
I.5.4. Maçonnerie :.....	7
I.5.5. Escaliers :.....	7
I.5.6. Acrotère :.....	7
I.5.7. Terrasse :.....	8
I.5.8. Balcons :.....	8
I.5.9. Revêtement :.....	8
I.5.10. La toiture :.....	8
I.6 Réglementation utilisée :.....	8
I.7.Les caractéristiques des matériaux :.....	8
I.7.1. Le Béton :.....	9
I.7.1.1. Définition:.....	9
I.7.1.2. Compositions du béton :.....	9
I.7.1.3. Dosage de béton :	9
I.7.1.4. Résistance caractéristique à la compression: f_{cj} , :.....	9
I.7.1.5. Résistance à la traction	11
I.7.1.6. Déformation du béton :.....	11
I.7.1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :.....	13
I.7.2. L'Acier :	17
I.7.2.1. Caractéristiques des aciers :	18
I.8. Les actions :	22
I.8.1. Combinaisons d'actions :	22

Sommaire

I.9. Les logiciels utilisés :	22
-------------------------------------	----

CHAPITRE II

II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges :	23
II.1. Introduction :	23
II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :	23
II.2.1. Les planchers :	23
II.2.1.1. Planchers à corps creux :	23
II.2.1.2 Planchers à dalle pleine :	25
II.2.2. L'acrotère :	27
II.2.3. Les balcons :	27
II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :	27
II.2.3.2. Balcon (dalle corps creux) :	27
II.2.4. Les escaliers (caractéristiques techniques) :	27
II.2.4.1. Le sous-sol :	27
II.2.4.1.1. Escalier 01 et 02 :	27
II.2.4.1.2. Escalier 03 :	28
II.2.4.2. Le RDC :	29
II.2.4.2.1. Escalier 01 :	29
II.2.4.2.1. Escalier 02 :	30
II.2.4.3. Escalier entre la dalle d'entrée et 2ème étage :	31
II.2.4.4. Les étages courants :	31
II.2.4.5. Le septième étage et le comble (escalier en bois) :	32
II.2.5. Pré dimensionnement des poutres :	33
II.2.5.1. Les poutres principales (porteuses) :	34
II.2.5.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :	34
II.2.6. Les voiles :	35
II.2.6.1. Calcul de l'épaisseur (e) :	36
II.2.6.2. Vérification des exigences du RPA99 :	37
II.3. Evaluation des charges et des surcharges :	37
II.3.1. Toiture :	37
II.3.2. Terrasse inaccessible :	38
II.3.3. Plancher des étages courants :	38
II.3.4. Plancher de RDC (dalle pleine) :	39

Sommaire

II.3.5. Acrotère :	39
II.3.6. Escaliers :	39
II.3.6.1. Le sous-sol :	39
II.3.6.1.1. Escalier 01 :	39
II.3.6.1.2 Escalier 02 :	41
II.3.6.2 Le RDC :	41
II.3.6.2.1. Escalier 01 :	41
II.3.6.2.2. Escalier 02 :	42
II.3.6.3. volée entre la dalle de l'entrée et le niveau 2eme étage :	42
II.3.6.4. Les étages courants :	43
II.3.7. Murs extérieures :	43
II.3.8. Murs intérieures :	43
II.3.9. Balcons :	44
II.3.9.1. Charges permanentes G :	44
II.3.9.2. Charges d'exploitation Q :	44
II.4. Pré- dimensionnement des poteaux :	44
II.4.1. Principe :	44
II.4.2. La formule générale :	45
II.4.3. Loi de dégression (DTRBC 2.2 5) :	46
II.4.4. Le minimum requis par (RPA99/V2003) :	47
II.4.5. Vérification a l'ELS :	48
II.4.6. Vérification (solicitation normale) :	48
II.4.7. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :	49
II.4.7.1. Poteau central :	49
II.4.7.2. Poteau de rive :	51
II.4.7.3. Poteau d'angle :	52
II.4.8. Décence des charges :	54
II.4.9. Calcul des démentions des poteaux :	57
II.4.9.1. Poteau central :	57
II.4.9.2. Poteau de rive :	58
II.4.9.3. Poteau d'angle :	59
II.4.10. Vérification des sections :	60
II.4.10.1 Vérification de l'RPA :	60
II.4.10.2. Vérification au flambement :	60

Sommaire

CHAPITRE III

III. Calcul des éléments secondaires :	61
III.1. Etude de l'acrotère :	61
III.1.1. Introduction :	61
III.1.2. Vérification au séisme :	62
III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :	63
III.1.3.1. Calcul des armatures à L'ELU :	63
III.1.3.2. Calcul des armatures à L'ELA :	65
III.1.3.3. Calcul des armatures à L'E.L.S :	66
III.1.4. Vérification à L'ELU :	67
III.1.4.1. Vérification de la condition de non fragilité	67
III.1.4.2. Vérification au cisaillement	68
III.1.4.3. Vérification de l'adhérence des barres :	68
III.1.5. Vérification des contraintes à L'ELS :	68
III.1.5.1. Dans le béton:	68
III.1.5.2. Dans l'acier :	69
III.1.6. Vérification de l'écartement des barres :	70
III.1.6.1. Armatures verticales :	70
III.1.6.2. Armatures de répartition :	70
III.1.7. Vérification au flambement :	70
III.1.7.1. Calcul de l'élancement :	70
III.1.7.2. Vérification à l'élancement :	71
III.1.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	71
III.2. Calcul du Balcon :	72
III.2.1. Détermination des efforts:	72
III.2.1.1. Combinaisons de charges:	72
III.2.1.2. Schéma statique de calcul :	72
III.2.1.3. Les moments et Les efforts tranchant	73
III.2.2 Ferrailage de balcon:	74
III.2.2.1. Armature principale :	74
III.2.2.2. Armature de répartition :	74
III.2.2.3. Vérifications :	75
III.2.2.3.1. Vérification à l'ELU :	75
III.2.2.3.2. Vérification à L'ELS :	76

Sommaire

III.2.2.4.Schéma de ferrailage de balcon :	77
III.3.Plancher en dalle pleine de RDC :	78
III.3.1. Dimensionnement :	78
III.3.2. Les sollicitations de calcul :	78
III.3.2.1. Evaluation des moments :	79
III.3.2.2. Calcul des armatures en flexion simple :	82
III.3.2.2.1 Ferrailage dans le sens x-x :	82
III.3.2.2.2.Ferrailage dans le sens y-y :	83
III.3.3. Vérifications :	85
III.3.3.1. Vérification de la condition de non fragilité	85
III.3.3.2. Vérification des diamètres maximaux des barres:	85
III.3.3.3.Vérifications des contraintes dans l'acier :	86
III.3.3.4. Vérification au cisaillement :	86
III.3.3.5.Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS :	87
III.3.3.6. Vérification de la flèche :	87
III.3.4. Schéma de ferrailage :	89
III.4.Calcul du plancher:	90
III.4.1.Dalle de compression.....	90
III.4.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :	91
III.4.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :	91
III.4.2. Etude des poutrelles :	92
III.4.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :	92
III.4.2.2. 1ere étape : avant le coulage de la dalle de compression :	93
III.4.2.2.1 Charges et surcharges :	93
III.4.2.2.2. Ferrailage à l'ELU:	94
III.4.2.3. 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:	95
III.4.2.3.1. Charge et surcharge et La combinaison de charge :	95
III.4.2.3.2. Choix de la méthode de calcul :	97
III.4.2.4. Application de la méthode forfaitaire :	97
III.4.2.4.1. Sens X-X :	100
III.4.2.4.2. Sens Y-Y :	109
III.4.3.Ferrailage des poutrelles	113
III.4.3.1. Sens X-X :	113
III.4.3.1.1. Calcul des armatures longitudinales :	113

Sommaire

III.4.3.1.2. Calcul des armatures transversales :	116
III.4.3.1.3. Vérifications :	116
III.4.3.1.4. Schémas de ferrailage du plancher :	122
III.4.3.2. Sens Y-Y :	123
III.4.3.2.1 Calcul des armatures longitudinales :	123
III.4.3.2.2. Calcul des armatures transversales :	125
III.4.3.2.3. Vérifications :	125
III.4.3.2.4. Schémas de ferrailage du plancher :	129
III.5. CALCUL DES ESCALIERS :	130
III.5.1. Définition:	130
III.5.2. Terminologie :	130
III.5.3. Les différents types d'escaliers :	131
III.5.4. Combinaison des charges :	132
III.5.5. Escalier des étages courants :	132
III.5.5.1. Combinaison des charges :	132
III.5.5.2. Les schémas statiques :	133
III.5.5.3. Les réactions aux appuis :	134
III.5.5.4. Calcul des armatures :	135
III.5.5.4.1. Armature principale :	135
III.5.5.4.2. Armatures de répartition :	137
III.5.5.5. Vérification à L'ELU :	137
III.5.5.5.1. Condition de non fragilité:	137
III.5.5.5.2. Vérification de l'effort tranchant :	137
III.5.5.5.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :	137
III.5.5.5.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :	138
III.5.5.5.5. Calcul la longueur d'Ancrage :	138
III.5.5.5.6. Etat limite d'ouverture des fissures :	139
III.5.5.6. Vérification à ELS :	139
III.5.5.6.1. Vérification des contraintes du béton :	139
III.5.5.6.2. Vérification de la flèche :	139
III.5.5.7. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :	141
III.5.5.7.1. PREDIMENSIONNEMENT	141
III.5.5.7.2. Détermination des charges :	141
III.5.5.7.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :	142

Sommaire

III.5.5.7.3.1.Calcul à l'ELU :	142
III.5.5.7.3.2. VERIFICATIONS DIVERS :	143
III.5.6. Escalier type 2 :	144
III.5.6.1. Schéma statique :	144
III.5.6.2. Calcul des efforts interne (M ; T) :	145
III.5.6.3. Calcul de ferrailage :	145
III.5.6.4 Vérifications divers :.....	145
III.5.6.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :	147
III.5.6.5.1. PREDIMENSIONNEMENT :	147
III.5.6.5.2. Détermination des charges :	147
III.5.6.5.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :	148
III.5.6.5.4.VERIFICATIONS DIVERSES :	149

CHAPITRE IV

IV.L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE :	150
IV.1 ETUDE SISMIQUE :	150
IV.1.1. Généralité :	150
IV.1.2. Introduction :	150
IV.1.3. Le choix de la méthode de calcul :	150
IV.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale :	151
IV.1.4.1. Principe :	151
IV.1.4.2. Spectre de réponse de calcul :.....	151
IV.2. Etude dynamique pour notre structure :	153
IV.2.1.Objectif de l'étude dynamique	154
IV.2.2. Modélisation :.....	154
IV.2.2.1. Modélisation mathématique :	154
IV.2.2.2. Détermination des fréquences et modes propres.....	154
IV.2.3. La modélisation de la structure :	156
IV.2.3.1. Présentation du logiciel ETABS :	156

Sommaire

IV.2.3.2. Modélisation de la rigidité :	157
IV.2.3.3. Modélisation de la masse :	157
IV.2.3.4. Centres de masse et inerties des différents niveaux :	159
IV.2.3.5. Calcul de l'excentricité :	160
IV.2.3.6. Excentricité théorique :	160
IV.2.3.7. Excentricité accidentelle :	160
IV.2.3.8. Calcul de la période fondamentale :	161
IV.2.3.9. Nombre de modes à considérer	161
IV.2.4. Proposition de variante :	162
IV.2.4.1 Disposition des voiles :	163
IV.2.4.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :	164
IV.2.5. Justification du système de contreventement « détermination du R » :	166
IV.2.6. Calcul de l'effort tranchant modal à la base :	167
IV.2.7. Combinaisons des réponses modales :	169
IV.3. Méthode statique équivalente :	170
IV.3.1.1. Principe :	170
IV.3.1.2. Calcul de la force sismique totale :	171
IV.4. Vérification des exigences de RPA99/2003 :	172
IV.4.1. Résultante des forces sismiques de calcul :	172
IV.4.2. Vérification des déplacements latéraux inter – étage :	173
IV.4.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ :	175
IV.4.4. Vérification au renversement :	177
IV.4.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	178
IV.4.6. Vérification des sollicitations normales :	183

Sommaire

CHAPITRE V

V	Etude de vent	185
V.1.	Introduction	185
V.2.	Détermination du coefficient dynamique C_d	185
V.3.	La pression dynamique q_{dyn}	187
V.4.	Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	189
V.5.	Coefficient de pression intérieur C_{pi}	193
V.6.	Détermination des pressions sur les différentes zones q_j	193
V.7.	Vérification des forces des frottements	194
V.8.	Force résultante	195
V.9.	Excentricité de la force globale horizontale	196
V.10.	Vérification de stabilité.....	197
V.11.	Conclusion.....	198
V.11.	ETUDE DE TOUTURE :	198
V.11.	.1. Introduction :	198
V.11.	.2. Etude de la charpente :	199
V.11.	.2.1 Les différents éléments de la charpente :	199
V.11.	.2.2. Le dimensionnement selon X-X :	199
V.11.	.2.2.1.Détermination des charges :	199
V.11.	.2.2.2. Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU :.....	199
V.11.	.2.2.3. Effort revenant à la panne :.....	199
V.11.	.2.2.4. Effort revenant aux chevrons :	200
V.11.	.2.2.5.Effort revenant aux liteaux :	200
V.11.	.2.3. Dimensionnement des pannes :	200
V.11.	.2.3.1. Vérification de la section et de la contrainte admissible du bois :.....	200
V.11.	.2.3.2. Vérification de la flèche	201

Sommaire

V.11. .2.4. dimensionnement de chevrons.....	202
V.11. .2.4.1. Vérification des contraintes :	202
V.11. .2.5. dimensionnement de liteaux.....	204
V.11. .2.5.1. Vérification des contraintes :	204
V.11. .2.5.2. Vérification de la flèche :.....	205
V.11. .2.6. Assemblage de la charpente :	205
V.11. .3. Le dimensionnement selon Y-Y :	206
VII.12. Conclusion.....	206

CHAPITRE VI

VI. Calcul des éléments principaux :	207
VI.1. Introduction :	207
VI.2. Etude des poutres :	207
VI.2.1. Les combinaisons de calcul :	208
VI.2.2. Ferrailage des poutres :	208
VI.2.2.1 Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres	208
VI.2.2.1.1. Armatures longitudinales	208
VI.2.2.1.2. Armatures transversales	209
VI.2.2.2. Recommandation du BAEL 91 :	209
VI.2.2.2.1 Armatures longitudinales:.....	209
VI.2.2.2.2 Armatures transversales :	209
VI.2.3. Exemple de calcul :	211
VI.2.3.1. Calcul d'armatures longitudinales :.....	212
VI.2.3.1.1.Poutres principales (30x45) cm2 : La zone 1.....	212
VI.2.3.1.2. Poutres secondaires (30x40) cm2 : La zone1.....	214
VI.2.3.1.3. Résultats des calculs de ferrailage des poutres :.....	215
VI.2.3.2. Calcul d'armatures transversales :	219

Sommaire

VI.2.3.3. Vérifications :	220
VI.2.3.3.1 La condition de non fragilité :	220
VI.2.3.3.2 Etat limite d'ouverture des fissures :	221
VI.2.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant	221
VI.2.3.3.4. vérification de l'adhérence :	222
VI.2.3.3.5. Contraint de compression dans le béton :	223
VI.2.3.3.6. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :.....	225
VI.2.3.4. Schémas de ferrailage des poutres :	227
VI.3. Etude des voiles :	229
VI.3.1 Introduction :	229
VI.3.2. Les combinaisons d'action :	229
VI.3.3. Recommandations de RPA99/v.2003 :	230
VI.3.3.1 Armatures verticales :	230
VI.3.3.2. Armatures horizontales :	230
VI.3.3.3. Règle communes :	230
VI.3.3.4. Armatures transversales :	231
VI.3.3.5 Armature de potelet :	231
VI.3.3.6. Armature de couture	231
VI.3.4. Ferrailage des voiles :	231
VI.3.4.1 Exposé de la méthode :	231
VI.3.5. Vérification :	232
VI.3.5.1. Vérification à l'ELS :	232
VI.3.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :	233
VI.3.6. Exemple de calcul :	233
VI.3.6.1. Détermination des sollicitations :	233
VI.3.6.2. Calcul des armatures verticales.....	235

Sommaire

VI.3.6.3. Armature horizontale :	235
VI.3.6.4. Armature transversale :	235
VI.3.6.5. Vérification de contrainte de cisaillement :	225
VI.3.7. Résultats du calcul :	235
VI.3.7.1. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage :	235
VI.3.7.2. Vérification a l'ELS :	240
VI.3.7.3. Schémas de ferrailage des voiles :	242
VI.4. Etude des poteaux :	243
VI.4.1. Introduction:	243
VI.4.2. Ferrailage des poteaux :	243
VI.4.2.1. Caractéristiques des matériaux :	243
VI.4.2.2. Les combinaisons des charges :	243
VI.4.2.3. Calcul des armatures :	244
VI.4.2.4. Calcul des armatures longitudinales.....	246
VI.4.2.4.1. Exemple de calcul :	247
VI.4.2.4.1.1. Ferrailage longitudinal :	247
VI.4.2.4.1.2. Ferrailage transversales :	250
VI.4.3. Vérifications diverses :	254
VI.4.3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :	254
VI.4.3.1.1. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux :.....	254
VI.4.3.1.2 Vérification des contraintes :	254
VI.4.3.1.3. Vérification du flambement :	255
VI.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux :	257
CHAPITRE VII	
VII Etude de l'infrastructure (Fondation)	258
VII.1. Introduction	258

Sommaire

VII.2. Choix de type de fondations	259
VII.2.1.Semelles isolées sous poteaux	259
VII.2.2. Semelles filantes	260
VII.3. Radier général.....	262
VII.3.1. Pré dimensionnement	262
VII.3.1.1. Condition de rigidité (de la raideur)	262
VII.3.1.2. Condition forfaitaire	263
VII.3.1.3. Calcul de surface minimale du radier	263
VII.3.1.4. Le calcul de D (débordement)	263
VII.3.2. Détermination des efforts	264
VII.3.2.1 Détermination des charges et des surcharges	264
VII.3.2.2 Caractéristiques géométrique du radier	264
VII.3.3. Vérifications nécessaires	264
VII.3.3.1. Vérification au poinçonnement	265
VII.3.3.2 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	265
VII.3.3.3. Vérification au cisaillement	266
VII.3.3.4. Vérification de la contrainte normale	266
VII.3.3.5. Vérification de stabilité	267
VII.3.3.6. Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E)	268
VII.3.3.7. Vérification de soulèvement (G+Q+ E)	269
VII.3.4. Ferrailage de la dalle du radier	270
VII.3.4.1. Détermination des efforts	270
VII.3.4.2. Calcul des moments	270
VII.3.4.3. Diagrammes des moments	272
VII.3.4.4. Pourcentage minimal	273
VII.3.4.5. Section minimale	273
VII.3.4.6. Espacement maximal	273

Sommaire

VII.3.4.7. Calcul des armatures.....	274
VII.3.5. Ferrailage de débord du radier	274
VII.3.5.1. Vérification	276
VII.3.5.2. Schéma de ferrailage du radier	277
VII.3.6. Etude de voile périphérique	278
VII.3.6.1. Préconisation du RPA 99.....	279
VII.3.6.2. Dimensionnement des voiles	279
VII.3.6.3. Ferrailage du voile périphérique	279
VII.3.7. Ferrailage du mur de soutènement	280
VII.3.7.1. Caractéristiques du sol	281
VII.3.7.2. Evaluation des charges et surcharges	281
VII.3.7.3. Ferrailage de mur de soutènement	281
VII.3.7.4. Schéma de ferrailage du mur de soutènement	284
Conclusion générale	285

*Liste
des tableaux*

*Liste
des figures*

Tableau I.1 Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre.....	18
Tableau I.2 Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	18
Tableau II.1 Loi de dégression	47
Tableau II.2 Décence des charges (Poteau central).....	54
Tableau II.3 Décence des charges (Poteau de rive)	55
Tableau II.4 Décence des charges (Poteau d'angle)	56
Tableau II.5 Calcul du démentions des poteaux (Poteau central)	57
Tableau II.6 Calcul du démentions des poteaux (Poteau de rive)	58
Tableau II.7 Calcul du démentions des poteaux (Poteau d'angle	59
Tableau II.8 Vérification des conditions l'RPA.....	60
Tableau II.9 Vérification du flambement.....	60
Tableau III.1. Sollicitations dans l'acrotère	63
Tableau III.2. Vérification les contraintes dans le béton à L'ELS (acrotère).....	69
Tableau III.3. Vérification des Contrainte de compression dans le béton (balcon)..	76
Tableau III.4. Sollicitations de calcul de la dalle pleine.....	78
Tableau III.5. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU	80
Tableau III.6. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....	80
Tableau III.7. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X.....	83
Tableau III.8. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y.....	84
Tableau III.9. Vérification de la condition de non fragilité.....	85
Tableau III.10. Valeurs des efforts dans l'ELU et l'ELS (dalle pleine).....	86
Tableau III.11. la contrainte de compression dans le béton ELS (sens x-x).....	87
Tableau III.12. la contrainte de compression dans le béton ELS (sens y-y).....	87

Tableau III.13. Vérification +e la flèche (dalle pleine).....	89
Tableau III.14. Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression.....	93
Tableau III.15. Les charges supportées par la poutrelle.....	96
Tableau III.16. les charges supportées par la poutrelle	96
Tableau III.17. Calcule des moments et des efforts (sens x-x)	101
Tableau III.18. Calcule des moments et des efforts (sens x-x)	103
Tableau III.19. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (sens x-x)	106
Tableau III.20. Calcule des moments et des efforts a l'ELS(sens x-x)	107
Tableau III.21. Calcule des moments et des efforts (sens y-y)	110
Tableau III.22. Les résultats du calcul d'Armatures en Travée (plancher x-x).....	115
Tableau III.23. Les résultats du calcul d'Armatures en appui (plancher x-x).....	116
Tableau III.24. Les résultats contraints maximales dans le béton comprimé	119
Tableau III.25. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée	124
Tableau III.26. Les résultats du calcul d'Armatures aux appuis (plancher y-y).....	124
Tableau III.27. Les contraintes de compression dans le béton (plancher y-y)	126
Tableau III.28. Calcul des combinaisons des charges	132
Tableau III.29. Le chargement de la rampe.....	133
Tableau III.30. Valeurs des réactions aux appuis (escalier type 01).....	134
Tableau III.31. Valeurs des moments fléchissant (escalier type 01).....	135
Tableau III.32. Résultats du calcul d'Armatures en Travée (escalier type 01).....	136
Tableau III.33. Résultats du calcul d'Armatures en appuis (escalier type 01).....	137
Tableau III.34. Vérification des contraintes du béton (escalier type 01)	139
Tableau III.35. Vérification de la flèche (escalier type 01).....	140

Tableau III.36. Résultats de ferrailage de la poutre palière type1	142
Tableau III.37. Vérification de contrainte de béton (poutre palière type1).....	143
Tableau III.38. Charges appliquées sur l'escalier type 2	144
Tableau III.39. Calcul des efforts interne l'escalier type 2	145
Tableau III.40. Calcul de ferailage d'escalier	145
Tableau III.41. Vérifications divers à ELU	146
Tableau III.42. Vérifications des contraintes l'escalier type 2.....	146
Tableau III.43. Vérifications de la flèche l'escalier type 2	147
Tableau III.44. Calcul des sollicitations a l'ELU (poutre palière).....	148
Tableau III.45. Résultats de ferrailage de la poutre palière	148
Tableau III.46. Vérifications divers à ELU	149
Tableau III.47. Vérifications des contraintes poutre (palière type 2).....	149
Tableau IV.1. Calcul de facteur de qualité Q	153
Tableau IV.2 : Centre de masse et Centre de rigidité de la structure	160
Tableau IV.3. Vérification de pourcentage de masse modale effective	162
Tableau IV.4. mode de vibration et participation massique	164
Tableau IV.5 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques.....	167
Tableau IV.6 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques.....	167
Tableau IV.7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX).....	168
Tableau IV.8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY).....	168
Tableau IV.9 : Combinaisons des responses modal	169
Tableau IV.10: Résumé des résultats	172

Tableau IV.11. Résultante des forces sismiques à la base	173
Tableau IV.12 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	174
Tableau IV.13: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY	175
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	176
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	177
Tableau IV.16 :résultats des efforts sismique dans le sens x-x	180
Tableau IV.17 résultats des efforts sismique dans le sens y-y	181
Tableau IV.18 : valeurs des moments Mr suivant les deux axes xx et yy.....	182
Tableau IV.19: vérification du renversement.....	183
Tableau IV.20: vérification de l'effort normal.....	184
Tableau V.1.Les valeurs de la pression dynamique	188
Tableau V.2.Valeur de C_{pe} la paroi verticale.....	190
Tableau V.3. Valeurs de pour la toiture avec deux verseaux.	192
Tableau V.4. Valeurs de pour chaque zone de la toiture ($\theta = 0^\circ$)..	192
Tableau V.5. Valeurs de pour chaque zone de la toiture ($\theta = 90^\circ$)... ..	193
Tableau V.6. Les valeurs de pression.....	194
Tableau V.7. Force résultante.....	196
Tableau V.8.Verification de la section de la panne	206
Tableau VI.1: Caractéristiques des poutres.....	212
Tableau VI.2: Caractéristiques des matériaux.....	212
Tableau .VI.3 . Ferrailage des poutres principales (30x45) cm^2	216
Tableau .VI.4 . Ferrailage des poutres secondaires (30x40) cm^2	217
Tableau .VI.5 . Conclusion de ferrailage des poutres principales.....	218

Tableau .VI.6 . Conclusion de ferrailage des poutres secondaires.....	218
Tableau .VI.7.Vérification de l'effort tranchant (PP)	221
Tableau .VI.8. Vérification de l'effort tranchant (PP)	222
Tableau . VI.9. Vérification de l'adhérence.....	223
Tableau . VI.10. Contraint de compression dans le béton (PP).....	234
Tableau . VI.11. Contraint de compression dans le béton (PS).....	225
Tableau.VI.12.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1m) .	236
Tableau.VI.13.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.5m)	237
Tableau.VI.14.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=2m) ..	238
Tableau.VI.15.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=2.5m)	239
Tableau.VI.16.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles 1m.	240
Tableau.VI.17.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles1.5m	240
Tableau.VI.18.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles 2m.	241
Tableau.VI.19.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles2.5m	241
Tableau . VI.20. Caractéristiques mécanique des matériaux	243
Tableau . VI.21. Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables.....	244
Tableau . VI.22. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G+E	245
Tableau . VI.23. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles G+0.8G+E	245
Tableau . VI.24. Calcul des armatures longitudinales des poteaux.....	247
Tableau . VI.25. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux	249
Tableau . VI.26. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)	252
Tableau . VI.27. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	253
Tableau . VI.28. Vérification des contraintes tangentielles.	254

Tableau . VI.29. Vérification des contraintes dans le béton.....	255
Tableau . VI.30. Vérification vis-à-vis au flambement.....	256
Tableau VII.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X	261
Tableau VII.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y	262
Tableau VII.3. Vérification des contraintes (Radier)	268
Tableau VII.4. Vérification de renversement (Radier).....	269
Tableau VII.5. Vérification Vérification La stabilité au renversement (Radier)	269
Tableau VII.6. Vérification de soulèvement (Radier).....	270
Tableau VII.7. Les moments en travées et aux appuis à L'ELU (Radier)	272
Tableau VII.8. Les moments en travées et aux appuis à L'ELU et à l'ELS (Radier)	272
Tableau VII.9. Calcul des armatures à L'ELU (Radier)	276
Tableau VII.10. Résultat de ferrailage de débord a L'ELU	277
Tableau VII.11. Vérification des contraintes à l'ELS (débord)	278
Tableau VII.12. Calcul de ferrailage du voile périphérique	280
Tableau VII.13. ferrailage du mur de soutènement.....	283
Tableau VII.14. Vérification des contraintes (Mur de soutènement).....	284

Figure I.1	Coupe en plan	3
Figure I.2	Coupe verticale A-A.....	4
Figure I.3	Plancher à corps creux.....	6
Figure I.4	Brique creuse	7
Figure I.5	Acrotère	7
Figure I.6	Eprouvette 16x32.....	10
Figure I.7	Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure I.8	Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	11
Figure I.9	Diagramme des déformations limites de la section	13
Figure I.10	Diag Contraintes - Déformations du béton à l'ELU (parabole rectangle).....	15
Figure I.11	Diagramme rectangulaire simplifié	16
Figure I.12	Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	16
Figure I.13	Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	19
Figure I.14	Diagramme contraintes- déformations de calcul.....	20
Figure II.1	Schéma d'une dalle à corps creux	23
Figure II.2	Schéma d'une poutrelle.....	24
Figure II.3	Schéma d'une Acrotère	27
Figure II.4	Dimensions à respecter pour les poutres	34
Figure II.5	Poutres PP (30x45 cm ²)	36
Figure II.6	Poutres PS (30x40 cm ²)	36
Figure II.7	Coupe de voile en élévation	36
Figure II.8	Coupe de voile en plan.....	37
Figure II.9	choix des poteaux les plus sollicitent	49

Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère	61
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère	61
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère	71
Figure III.4. Schéma statique pour calcul du balcon a l'ELU et a l'ELS	72
Figure III.5. Diagramme des sollicitations à l'ELU	73
Figure III.6. Diagramme des sollicitations à l'ELS.....	73
Figure III.7. Schéma de ferrailage de balcon	77
Figure III.8. Dimensions de la dalle rectangulair	78
Figure III.9. Diagrammes des moments à L'ELU	81
Figure III.10. Diagrammes des moments à L'ELS	81
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	89
Figure III.12. Coupe A-A.....	89
Figure III.13. Schéma coupe verticale de plancher.....	90
Figure III.14. Treillis soudés (20x20) cm ²	91
Figure III.15. Schéma d'une poutrelle.....	92
Figure III.16. Schéma de la nervure	93
Figure III.17.Schéma des charges appliquées sur la poutrelle	93
Figure III.18.Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU (Poutrelle a 2 travées).	101
Figure III.19.Diagramme des moments à L'ELU (Poutrelle a 2 travées)	102
Figure III.20.Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS (Poutrelle a 2 travées).....	104
Figure III.21.Diagramme des moments à L'ELS (Poutrelle a 2 travées).....	104
Figure III.22.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (Poutrelle a 5 travées).....	107
Figure III.23.Diagramme des moments à l'ELU (Poutrelle a 5 travées)	108

Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (Poutrelle a 5 travées).....	108
Figure III.25. Diagramme des moments à l'ELS (Poutrelle a 5 travées)	109
Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (Poutrelle a 4 travées).....	111
Figure III.27. Diagramme des moments à l'ELU (Poutrelle a 4 travées)	111
Figure III.28. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (Poutrelle a 4 travées).....	112
Figure III.29. Diagramme des moments à L'ELS (Poutrelle a 4 travées).....	112
Figure III.30. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	114
Figure III.31. Schéma de ferrailage du plancher (sens x-x)	122
Figure III.32. Schéma de ferrailage du plancher (sens y-y)	129
Figure III.33. Schémas d'un escalier	130
Figure III.34. . Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs.....	131
Figure III.35. Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs	131
Figure III.36. Combinaison des charges selon chaque cas.....	132
Figure III.37. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01).....	133
Figure III.38. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 01)	134
Figure III.39.: Schéma Statique de la poutre palière (escalier type 01).....	141
Figure III.40. Schéma statique à L'ELU et à L'ELUS (escalier type 02)	144
Figure III.41. Schéma statique de poutre palière (escalier type 02)	148
Figure IV.1 :Spectre de réponse	152
Figure.IV. 2: Vue en 3D de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1	158
Figure IV.3 : Vue en plan de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1	159
Figure IV.4 : Disposition des voiles	161
Figure IV.5 : Vu en plan et en élévation mode 01	163

Figure IV.6 : Vu en plan et en élévation mode 02	163
Figure IV.7 : Vu en plan et en élévation mode 03	164
Figure IV.8 : Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure.....	176
Figure IV.9. Répartition des efforts sismiques sur la structure sens XX	178
Figure IV.10. Repartition des efforts sismiques sur la structure sens YY	181
Figure V.1. Action du vent sur la structure	186
Figure V.2. Répartition de la pression dynamique.....	188
Figure V.3. Légende pour les parois verticales	189
Figure V.4. Valeurs des pressions extérieures pour les parois verticales.....	190
Figure V.5. Valeurs des pressions extérieures pour les parois verticales.....	191
Figure V.6. Légende pour la toiture.	191
Figure V.7. Valeurs des pressions extérieures pour la toiture.....	192
Figure V.8.Valeurs des pressions extérieures pour la toiture.....	193
Figure V.9. Force résultante R	195
Figure V.10.Excentricité de la force globale.....	197
Figure V..11. Schémas de la toiture	198
Figure V..12. Composants d'une toiture	199
Figure V..13. schémas de chargement de panne dans les deux sens.....	200
Figure V..14. Schéma statique de la panne	201
Figure V..15. schémas de chargement de chevron	202
Figure .VI.1. Identification des poutres (les plus sollicitées).....	211
Figure.VI.2. Schémas de ferrailage des poutres par zone	227
Figure .VI.3. Disposition constructif en RDC.....	228

Figure .VI.4. Disposition des armatures verticales dans le voile.	230
Figure .VI.5. Diagramme des contraintes.....	232
Figure .VI.6 . Schémas de ferrailage des voiles	242
Figure .VI.7. Zone nodale	247
Figure .VI.8. Détail des armatures transversales.....	253
Figure .VI.9. Schéma de ferrailage des poteaux	257
Figure .VII.1. Dispositions des semelles.....	261
Figure VII.2: de zone d'impact de la charge compactée.....	265
Figure VII.3. Présentation d'un zone d'impact de la charge compacté	267
Figure VII.4. Diagramme des contraintes	271
Figure VII.5. Diagrammes des moments à L'ELU	273
Figure VII.6. Diagrammes des moments à L'ELS.....	273
Figure VII.7. Schéma statique du débord.....	276
Figure VII.8. Schéma de ferrailage du radier.....	278
Figure VII.9. Schéma du voile périphérique	279
Figure VII.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	279
Figure VII.11. Mur de soutènement en contact avec le sol.....	280
Figure VII.12. Répartition des contraintes sur le mur de soutènement.....	281
Figure VII.13. Ferrailage du mur de soutènement	283
Figure VII.14. Ferrailage du mur de soutènement (Coupe transversale).....	284

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

Liste des symboles

- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- V_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.

Liste des symboles

- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement œdométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لبناية سكنية, من سبعة طوابق + طابق ارضي + طابق تحت الأرض + طابق علوي سكني , ذات استخدام متعدد, محققة بواسطة الأعمدة و الجدران المسلحة . و هذا المشروع متواجد ببلدية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003.

قياس و تسليح العناصر الأساسية و الثانوية, تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس BAEL 91, و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 , و مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري (RPA99/version2003), الدراسة الديناميكية للبناية تمت باستعمال برنامج الحساب بتقنيات العناصر المنتهية ETABS.9.7.1 . كما تهدف هذه الدراسة إلى معرفة تأثير الجدران المسلحة و دورها في البناية.

Résumé

Le présent mémoire est une étude d'une structure R+7+Sous-sol +Comble habitable à usage multiple, contreventée par des poteaux et voiles porteurs, implantée à BOUIRA. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA-99 / version 2003.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été fait conformément au BAEL 91, CBA93 et RPA99/version2003. L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ETABS.9.7.1.

Une étude sur l'influence des voiles sur la stabilité du bâtiment et leurs rôles dans la structure a été aussi faite.

Abstract

This memory is a study of a structure R + 7 + Basement + Attic living, for multiple uses, braced by structural columns and bearing walls, located in BOUIRA. This region is classified as seismic zone (IIa) according to the RPA-99/2003 version.

Pre-design carriers and secondary elements was done in accordance with the BAEL 91, CBA93 and RPA99 / version2003. Dynamic analysis of the structure was performed out by calculating finite element software ETABS.9.7.1.

A study on the influence of bearing walls on the building's stability, and their roles in the structure was also made.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment sous-sol + R + 7 + comble habitable à usage multiple contreventé par des voiles porteurs, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 9.7.1.



CHAPITRE I

**Description
de l'ouvrage et
des matériaux utilisés**



I. Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés :**I.1. Introduction:**

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

I.2. Présentation du projet :

Notre projet a pour objectif d'étude d'un bâtiment à usage d'habitation collective et de bureaux (**Sous-sol + RDC + 7 étages + comble habitable**) en béton armé, et implanté dans lotissement 94 lots N° 49 / Pos AU1 / section 36 ILOT 164 commune de BOUIRA, qui fait une partie de la zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon les règles (**Art 3.1 RPA 99/ version 2003**). D'après la classification de ces règles le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m (**Art 3.2 RPA 99/ version 2003**).

- Le sous-sol comporte 03 dépôts de stockage.
- Galerie
- Le rez-de-chaussée comporte des locaux commerciaux.
- Le premier étage a usage de bureaux.
- Le deuxième étage a usage d'habitation avec deux appartements F3 et un appartement F2.
- Pour chaque étage du 3ème à 6ème a usages d'habitation avec trois appartements F3.
- Le septième étage a usage d'habitation avec un appartement F5 et un appartement F7.
- Le comble habitable avec deux appartements.
- La toiture.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.3.1. En plan :**

- La longueur totale 20.00 m
- La largeur totale (Sous-sol, RDC et 1^{er} étage) 18.00 m
- La largeur totale (2^{ème} à 7^{ème} étage + comble) 19.20 m

I.3.2. En élévation :

- Hauteur de sous-sol **3.23 m**
- Hauteur de galerie **7.48 m**

- Hauteur du RDC ----- 4.08 m
- Hauteur de premier étage ----- 3.40 m
- Hauteur des étages courants ----- 3.06 m
- Hauteur de comble habitable ----- 2.45 m
- Hauteur d'acrotère ----- 0.60 m
- Hauteur totale sans acrotère ----- 28.34 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 28.94 m

I.4. Données sismique de site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).selon le règle (Art 3.1 RPA 99/ version 2003).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$.
- Le site est considéré comme meuble (S3) (Art 3.3.1 RPA 99/ version 2003).

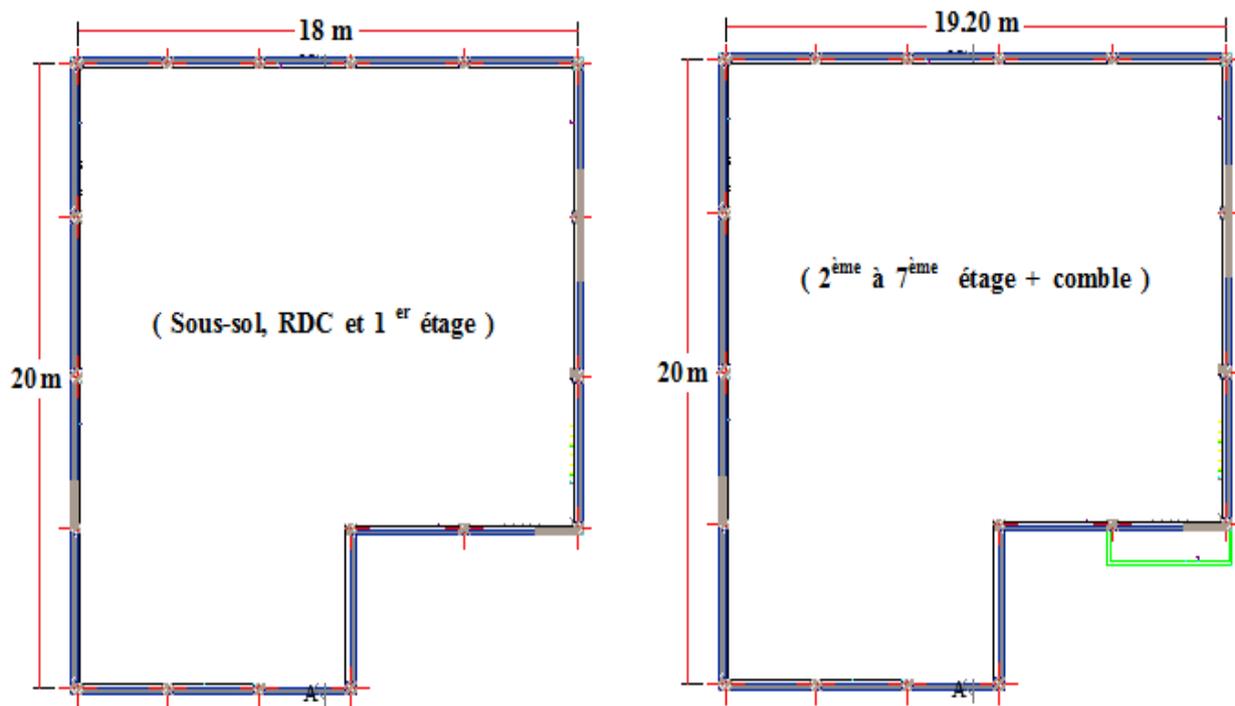


Figure I.1 Vue en plan de la structure

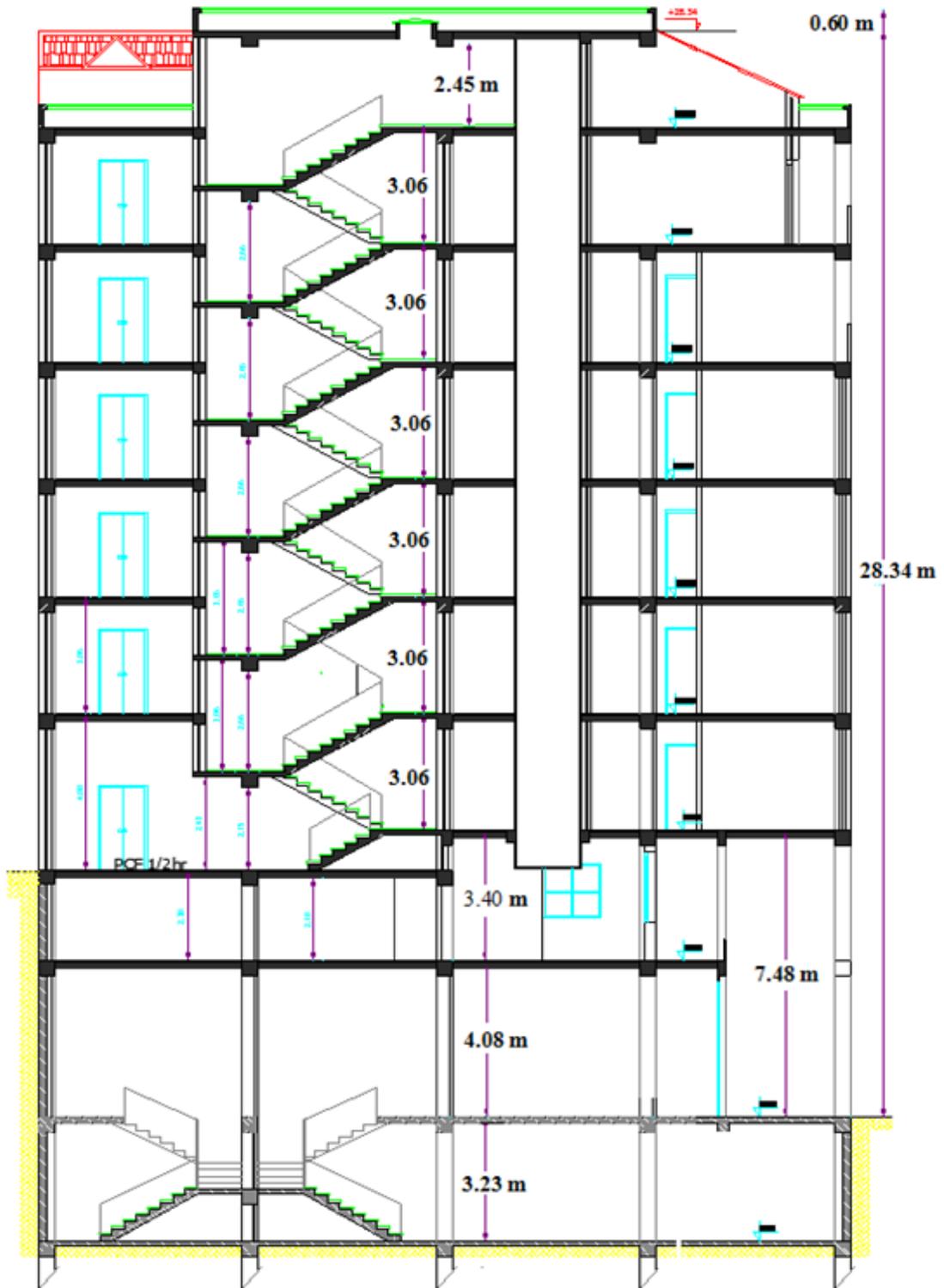


Figure I.2 Coupe verticale A-A de la structure

I.5. Conception structurelle :

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différentes bases de critère de cette conception sont :

- L'importance de l'ouvrage,
- L'usage auquel il est destiné
- Le confort souhaitable
- Nature du sol
- Superstructure
- Structure porteuse
- Assuré la stabilité de l'ouvrage.

I.5.1. Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter sur une ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques auto-stables en béton armé transversaux et longitudinaux.
- Voiles de contreventement en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal). Au niveau du sous-sol, le mure voile périphérique est considéré comme un mur de soutènement contre la poussée des terres.
- Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :
- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

I.5.2. Infrastructure :

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La limitation des tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I.5.3. Les planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur :

1. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de **60 cm**, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (**4 à 5 cm**) en béton armé.

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

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

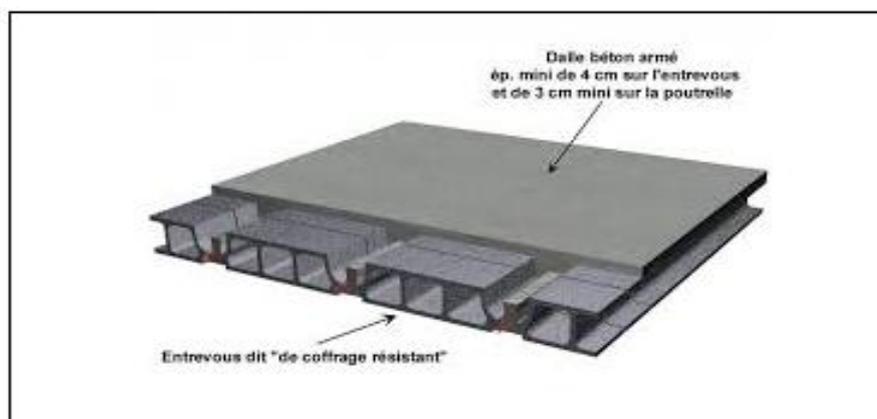


Figure I.3 Plancher à corps creux

2. Planchers en dalle pleine :

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers.

I.5.4. Maçonnerie :

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

- **Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de **15** et **10 cm** d'épaisseur séparées d'une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs** : seront réalisés en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

I.5.5. Escaliers :

Les escaliers servent à relier par gradins successifs les divers niveaux d'une construction. Notre bâtiment présente 2 types d'escalier :

1. Escaliers composés de deux volées et un palier de repos seront exécutés en dalle pleine en béton arme. Ils sont coulés surplace.
2. Escaliers balancés :
 - en béton arme
 - en bois.

I.5.6. Acrotère :

Au niveau de terrasse, on a un acrotère en béton armé d'une hauteur égale à **60 cm** et de **10 cm** d'épaisseur.

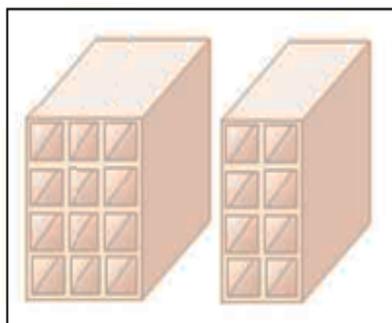


Figure I.4 Brique creuse



Figure I.5 Acrotère

I.5.7. Terrasse : dans notre bâtiment, on distingue deux types de terrasse :

- Une terrasse du bâtiment est inaccessible.
- Une autre accessible (comble et toiture).

I.5.8. Balcons :

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones en dalle en corps creux.

I.5.9. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de **2 cm** pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (**e = 2 cm**).
- Mortier de ciment (**e=3cm**). pour crépissages des façades extérieurs.
- Mortier de pose de carrelage (**e = 2 cm**).
- Lit de sable sous le carrelage de (**e = 1 cm**).

I.5.10. La toiture :

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevreaux, de liteaux et de tuiles à emboitements.

I.6. Réglementation utilisée :

- **RPA, DTR B.C 2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)** (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- **DTR B.C 2-4.7** (règlement neige et vent R.N.V 1999)
- **Eurocode 5 + DTU 31.1** (toiture en bois).

I.7. Les caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93** et les règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites **BAEL91** ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version2003**.

I.7.1. Le Béton :**I.7.1.1. Définition:**

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" :

1. la masse volumique de béton est égale à **2500 Kg/m³**.
2. le poids volumique de béton :
 - **2300 à 2400 daN / m³** s'il n'est pas armé
 - **2500 daN / m³** s'il est armé

I.7.1.2. Compositions du béton :

- **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.
- **Granulats:** comprennent les sables et les pierrailles:
- **Sables :** sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
- **Graviers :** sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures .

I.7.1.3. Dosage de béton : Le dosage d'un mètre cube de béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment portland artificiel **CPA 325** bar.
- 400 l de sable (**D < 5 mm**).
- 800 l de gravillons (**D ≤ 25mm**).
- 175 l d'eau.

I.7.1.4. Résistance caractéristique à la compression: f_{cj} ,

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} .

On utilise le plus souvent la valeur de **fc28**. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16 x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement

Pour notre présent projet on prend :

fc28 = 25 MPa

En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de **f_{cj}** à (**j**) jours, à partir de **fc28**, par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95.j} \times f_{c28} & \text{Si... } j \leq 28 j. \\ f_{c28} & \text{Si... } J > 28 j. \end{cases}$$

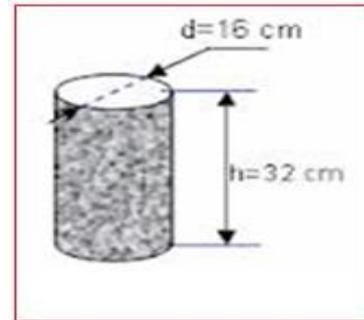


Figure I.6 Eprouvette 16x32

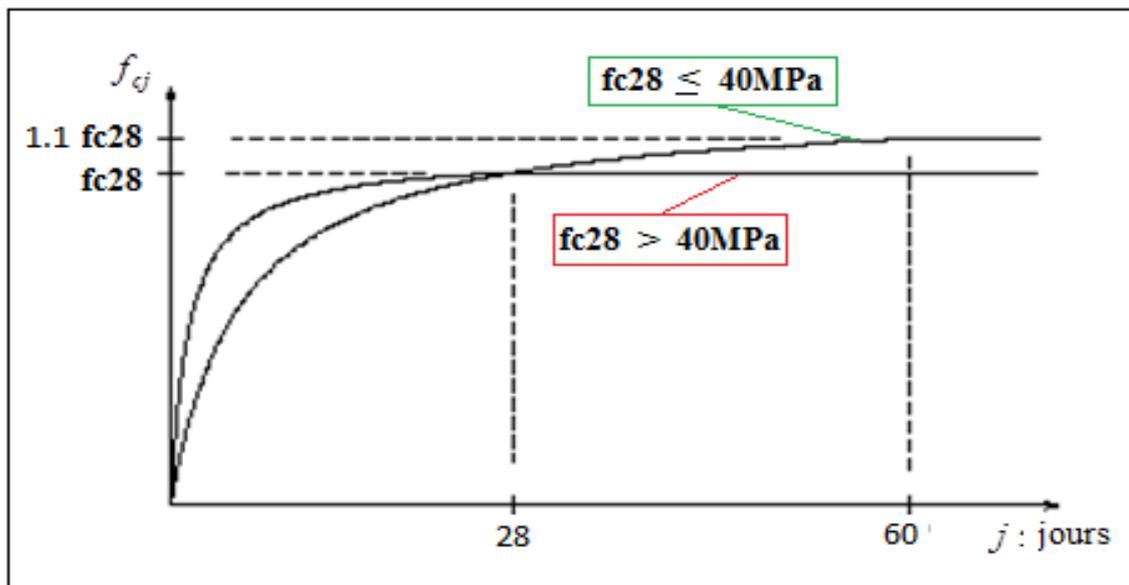


Figure I.7 Evolution de la résistance **f_{cj}** en fonction de l'âge du béton

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon **BAEL 91(Art 2-1-11)** comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.7.1.5. Résistance à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91):

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

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

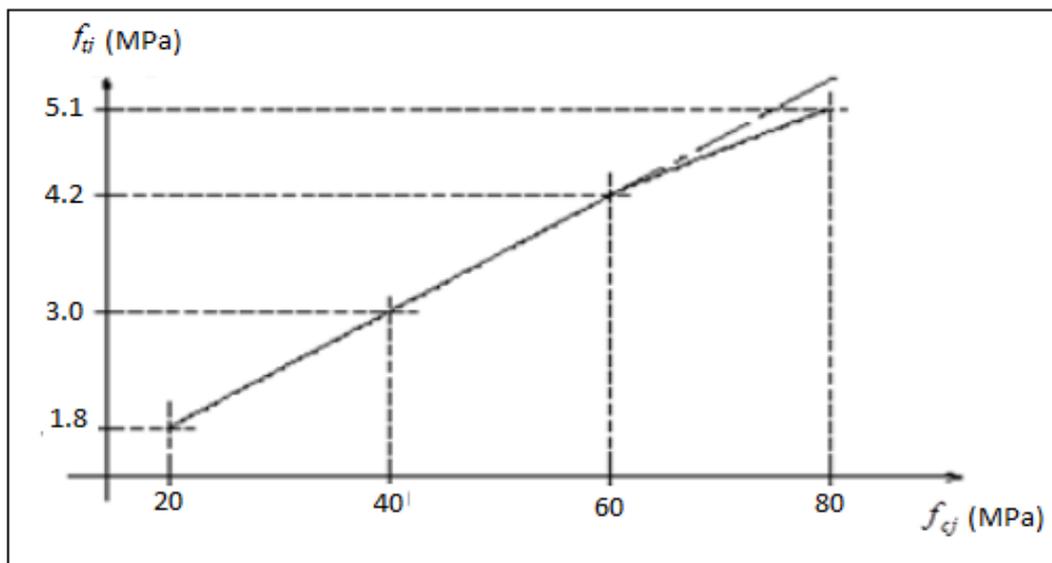


Figure I.8 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :
 $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ avec $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ (BAEL91/Art A2, 1, 12)

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

I.7.1.6. Déformation du béton :

1 Module de déformation longitudinale : On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL 91.

• **Module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (**J**) jours note E_{ij} est égale à (**art A – 2.1.21 BAEL91**): dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\mathbf{BAEL\ 91\ Art\ 2.1.21}) \\ E_{ij} = 32\ 164.2\ \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } \mathbf{f_{cj} = 25\ \text{MPa}} \end{cases}$$

• **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule (**art A – 2.1.22 BAEL91**) : dans note cas :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\mathbf{BAEL\ 91\ Art\ 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10\ 818.87\ \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } \mathbf{f_{cj} = 25\ \text{MPa}} \end{cases}$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: ($E_{ij} = 3E_{vj}$).

2 Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{MPa})$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

3 Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A 2.1.3) :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal :

$$\begin{cases} \nu = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations } \dots\dots\dots (\text{Section fissurée à ELU}). \\ \nu = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations } \dots\dots\dots (\text{Section non fissurée à ELS}). \end{cases}$$

I.7.1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

1 Définition de l'état limite:

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée. Suivant les règles **BAEL 91**, on distingue des deux états de calcul :

a) Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3, 41)

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

Hypothèse de calcul à L'ELU:

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

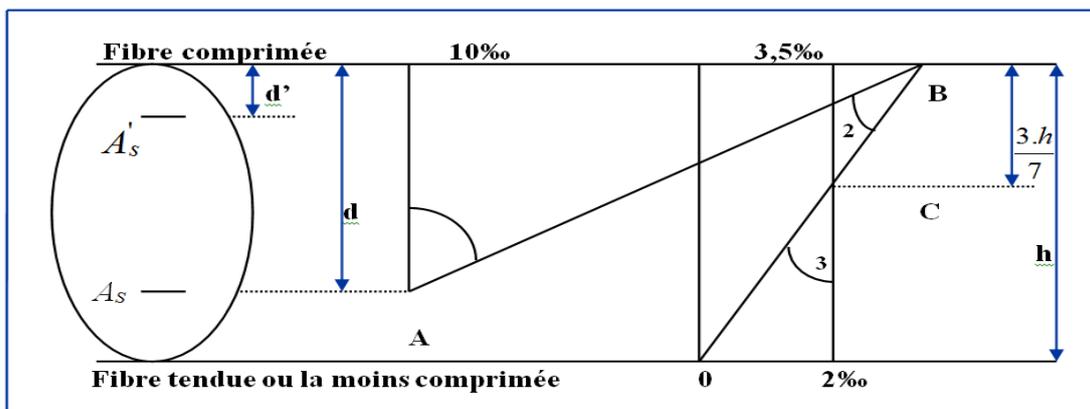


Figure I.9 Diagramme des déformations limites de la section

b) Etat limite de service (ELS): (BAEL91/ Art 4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

Hypothèse de calcul à L'ELS:

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = E_s / E_b$: coefficient d'équivalence.

2 Les contraintes limites :

- **À l'état limite ultime (ELU) :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

Tel que : γ_b = Coefficient de sécurité partiel

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

θ : est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{en (S.D)} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en (S.A)} \end{cases}$

• À l'état limite de service (ELS):

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{art 4-5 .2 BAEL91})$$

Pour notre cas: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

3 Diagramme contraintes déformations :

a) À l'état limite ultime (ELU) :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans le diagramme réel de déformation donné sur la Figure I.11 ce diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique), $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$.
- D'une partie rectangle (état plastique), $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (compression avec flexion).

ϵ_{bc} : La déformation (raccourcissement) du béton à la compression.

Si : $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2}\right)\right]}$

Si : $2 \text{ ‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

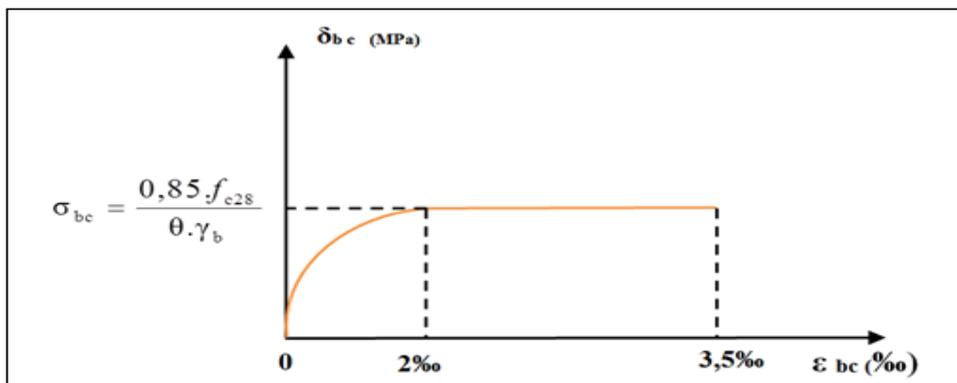


Figure I.10 Diag Contraintes - Déformations du béton à l'ELU (parabole rectangle)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (B.A.E.L91 modifié 99.p81) :

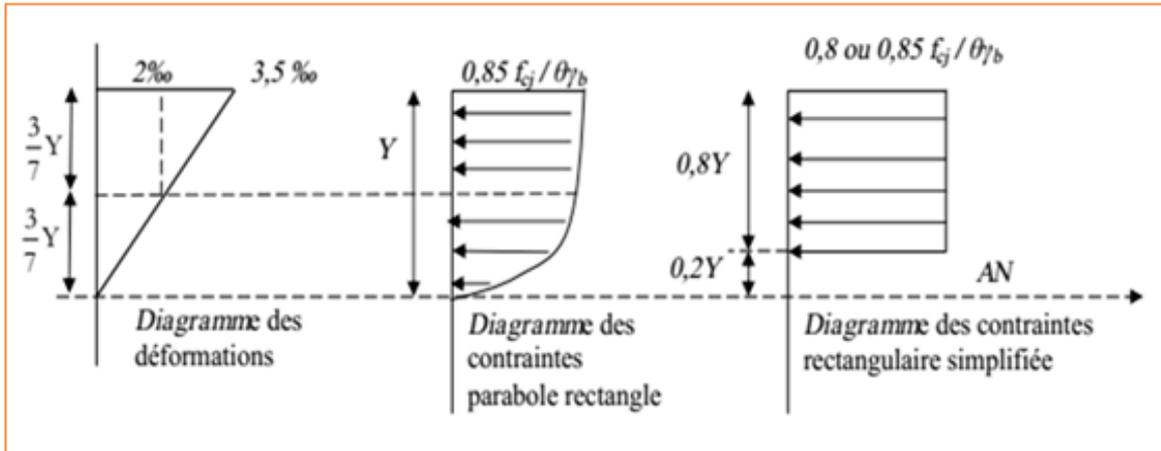


Figure I.11 Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distante de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte à pour valeur :

$\frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont le largeur est croissant ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0.8 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

b) À l'état limite de service (ELS):

Le béton est considéré comme élastique et linéaire .la relation contrainte déformation est illustré dans la figure suivante:

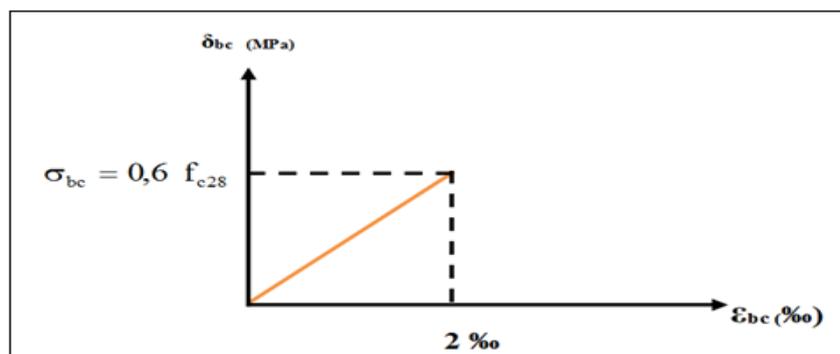


Figure I.12 Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

c) Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art5.1, 1})$$

V_u = valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

b = valeur de la longueur de la section cisailée.

d = Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$).

d) Contrainte tangente conventionnelle :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 art A. 5.1.21})$$

b_0 : Longueur de la section cisailée.

d_{bc} : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.7.2. L'Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à **5%**.

I.7.2.1. Caractéristiques des aciers :

1 Caractéristiques géométriques :

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Tableau I.1 Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

2 Caractéristiques mécaniques :

Fe (résistance caractéristique) = C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de **2‰** (limite d'élasticité garantie) en **MPa**.

Tableau I.2 Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant (étriers, cadres.....etc.)
	F_eE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant (armatures longitudinales)
	F_eE50	500	Emploi courant (armatures longitudinales)
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	$TL50\Phi > 6mm$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant (dalles de compression).
	$TL50\Phi \leq 6mm$	520	

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$ selon (BAEL 91, art A.2.2, 1).

- **Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de POISSON (ν) des aciers est pris égal à 0,3.

3 Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

a) Contrainte limite ultime à l'ELU:

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le **BAEL91 (art .A.4.3.2) :**

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \begin{cases} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier : } f_e = 400\ \text{Mpa.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{cases}$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{pour les situations durables .} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348\ \text{MPa.....situations durables.} \\ 400\ \text{MPa.....situation accidentelles.} \end{cases}$$

- **Diagramme contraintes - déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante

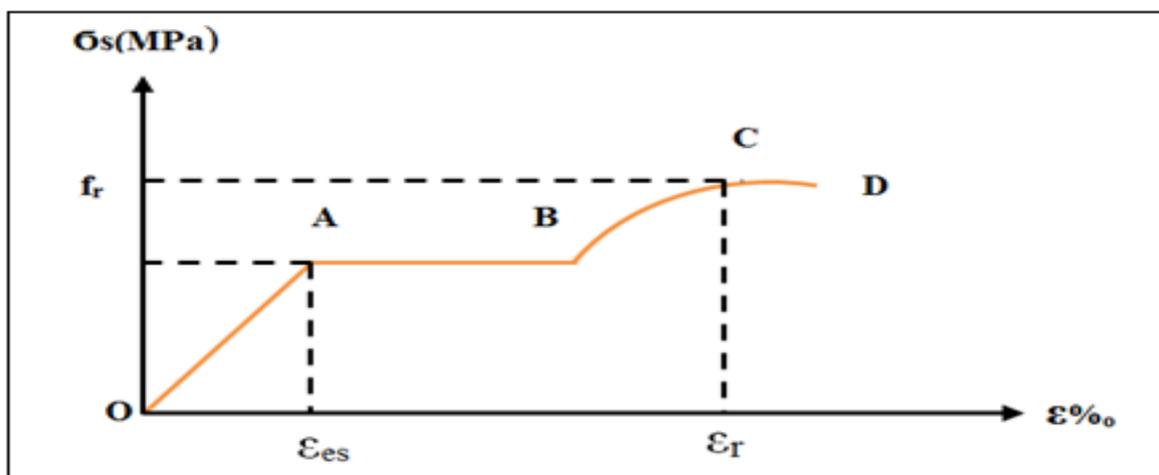


Figure I.13 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone 0A** : Domaine élastique linéaire.
- **Zone AB** : Domaine plastique.
- **Zone BC** : Domaine de raffermissement.
- **Zone CD** : Domaine de striction

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon (BAEL91/Art 2.2.2) :

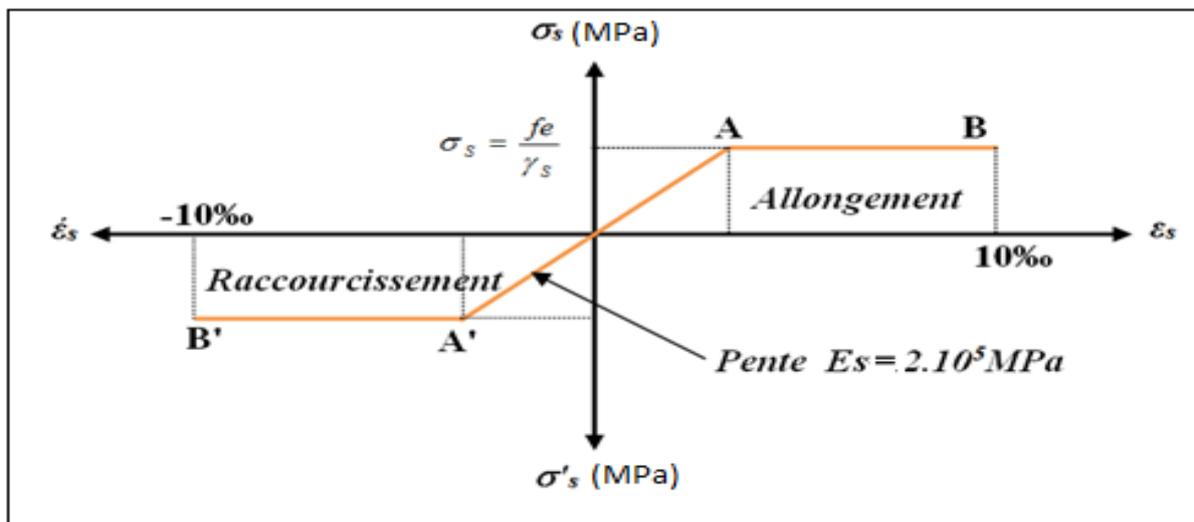


Figure I.14 Diagramme contraintes- déformations de calcul

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}.$$

$$\text{Si } \zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s. \quad \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

b) Contrainte limite de service à l'ELS :

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles **BAEL91 (A.4.5.3)**, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2)** aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3)** cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

n : coefficient de fissuration.

n=1.6..... pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si $\varnothing \geq 6\text{mm}$

n=1, 3 ... pour les aciers à Haute Adhérence avec $\varnothing < 6\text{mm}$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4)** cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

n=1 pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6 pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

4 Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux. Canal d'eau)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Donc dans notre bâtiment on prend :

$$\begin{cases} C = 3 \text{ cm} & \text{les éléments situés au contact d'un liquide.} \\ C = 2 \text{ cm} & \text{les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.} \end{cases}$$

I.8. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

- 1 les actions permanentes (G):** Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :
 - Poids propre des éléments.
 - Poussée des terres,...etc.
- 2 les actions variables (Q_i) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :
 - Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
 - Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,...etc.
- 3 les actions accidentelles (F_a) :** Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application: (séisme, explosion,...etc.).

I.8.1. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

1 Combinaison du BAEL 91:

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

2 Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003:

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

I.9. Les logiciels utilisés :

- E-TABS, RDM6, SOCOTEC. ROBOT.
- Office 2010.
- AUTOCAD 2014 (Pour les dessins des plans).

N.B : Si une construction à contreventement mixte, la combinaison $G + Q \pm 1,2 E$ va être négligée.



CHAPITRE II

**Pré dimensionnement
des éléments et
Descente de charges**



II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/Version 2003), (BAEL99 modifié 99) et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

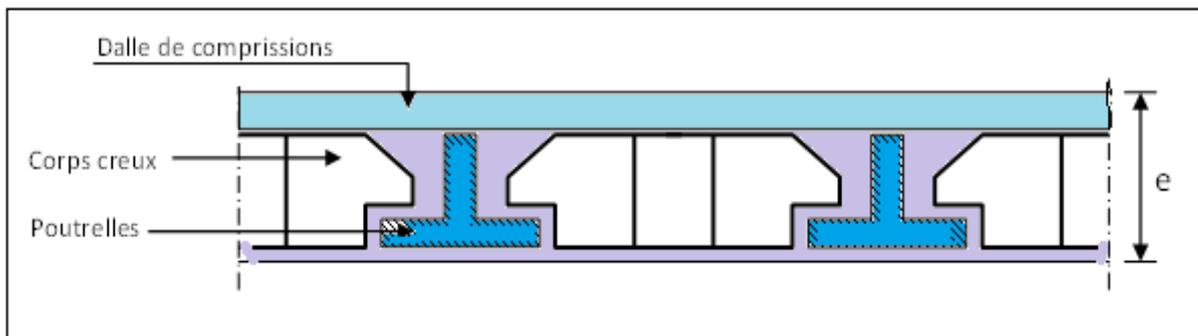


Figure II.1 Schéma d'une dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

l : $\min(L_{x\max}; L_{y\max}) = (400 ; 500)$

$$e \geq \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher de $20\text{cm} = (16+4)\text{ cm}$ $e = 20\text{ cm}$

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en **T** dont nous devons déterminer la largeur **b** (largeur de la table de compression)

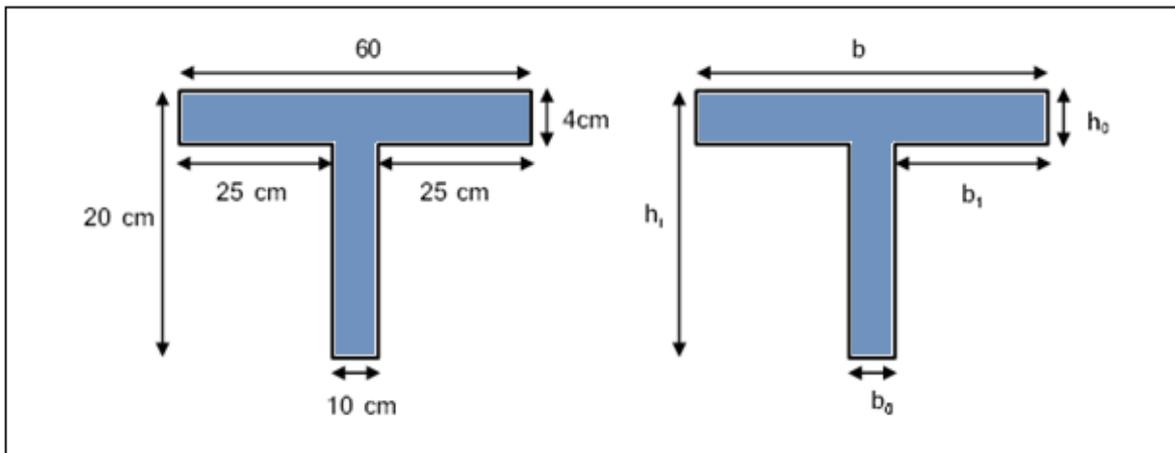


Figure II.2 Schéma d'une poutrelle

h_t : La hauteur de la nervure $h_t = 20\text{ cm}$

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression

b_0 : Le largeur de la nervure

D'après le pré dimensionnement on a un plancher $(16 + 4)\text{ cm}$

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

$$h_0 = 4\text{ cm}$$

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

$$0,3.d \leq b_0 \leq 0,7.d$$

$$\text{Avec } : d = 0,9.h_t = 18\text{cm}$$

$$\text{Donc } : 5,4 \leq b_0 \leq 12,6$$

On prend $b_0 = 10\text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_1}{2}\right)$$

$$L_1 = 60 - 10 = 50\text{ cm}$$

$$L_x = 320\text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{320}{10}; \frac{50}{2}\right) \rightarrow b_1 = 25\text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 60\text{ cm}$$

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

$$b_0 = 10\text{ cm}$$

II.2.1.2. Planchers à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- **Résistance au feu :**

$e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

On admet que : $e = 11\text{ cm}$

- **Condition isolation acoustique :**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : $e = 14\text{ cm}$

- **Résistance à la flexion :**

D'après les règles (BAEL 91), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \begin{cases} 0.4 \leq \alpha \leq 1 & \text{planchier porter sur 2 sens} \\ \alpha \leq 0.4 & \text{planchier porter sur 1 seul sens} \end{cases}$$

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{500} = 0.8 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ planchier porter sur 2 sens}$$

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$L_x = 4.00$ m .Ceci engendre donc :

$$400 / 50 \leq e \leq 400 / 40 \quad \Rightarrow \quad 8 \text{ cm} \leq e \leq 10\text{cm}$$

On prend : **$e = 10$ cm**

- **Condition de flèche** : Selon (CBA93 :B65.3).

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$ (\bar{F} : flèche admissible)

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$\bar{F} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{si la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m.}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur **$b = 1$ m** avec une épaisseur **$e = 15$ cm** (préalablement déterminé).

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

Avec :

$$F_{\max} : \text{ Flèche maximale du } \frac{5qL^4}{384EI} \text{ plancher.}$$

L : Portée du panneau = 5 m

e : Epaisseur du plancher.

q : Charge uniformément répartie déterminé à l'E L S.

E : Module d'élasticité différée du béton.

I : Moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} = 1.00 \text{ cm} \quad E = 321642 \cdot 10^4 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé).

Charge permanente : **$G = 517 \text{ Kg/m}^2$**

Charge d'exploitation : **$Q = 500 \text{ Kg/m}^2$**

$$q = (G + Q) \times b \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q = 1017 \text{ Kg/m}}$$

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \mathbf{0.92 \text{ cm}} \leq 1.00 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \geq \sqrt[3]{\frac{30000 q L^3}{384 E b}} \geq \mathbf{14.56 \text{ cm}}$$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max (11cm, 14cm, 10cm, 14.56cm)}$$

Alors on adopte : **$e = 15$ cm**

II.2.2. L'acrotère:

$$S = ((0.05 \times 0.2) / 2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.48)$$

$$S = 0,067\text{m}^2$$

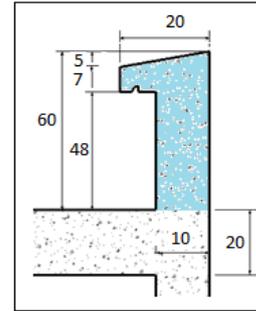


Figure II.3 Schéma d'une Acrotère

II.2.3. Les balcons:

II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur de balcon}$$

On a trois types de balcons :

$$L = 110 \text{ cm}$$

$$e \geq 110 / 10 \quad \text{on opte} \quad e = 15 \text{ cm}$$

II.2.3.2. Balcon (dalle corps creux) :

Le balcon est constitué d'une dalle corps creux ; l'épaisseur de la dalle: $e = 20 \text{ cm}$

II.2.4. Les escaliers (caractéristiques techniques) :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre structure :

- les escaliers balancés en béton armée sont trouvés dans S-sol, RDC, première étage.
- Les escaliers balancés en bois sont trouvés dans septième étage et le comble.
- Les escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire R D C et les autres niveaux.

II.2.4.1. Le sous-sol :

II.2.4.1.1. Escalier 01 et 02 :

Hauteur : $H=3,23 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$$

Pour: $h=18 \text{ cm}$ $N_c = H/h = 323 / 18 = 18$

On aura 18 contre marche

Il y a 3 volées :

- **2 volées à 7 contres marches :**

$$n = N_c - 1 = 6 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 7 * 18 = 1.26 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 6 * 0.3 = 1.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse: $Tg \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{126}{180} = 0.7 \Rightarrow \alpha_1 = 35^\circ$

La longueur de volée est : $L'_1 = \frac{126}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 2.20 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{220}{30} < e < \frac{220}{20} \quad e = 13 \text{ cm.}$

Largeur de la paillasse est : $d = \frac{280-20}{2} = 1.30 \text{ m.}$

Le vide entre les deux paillasses : $b = 20 \text{ cm.}$

- **volée de tournement à 4 contres marches :**

Dans la volée de tournement les deux premières et les deux dernières marches sont sous forme d'un triangle droit de cotés (1.20m * 1.26m).

$$n = 5 \text{ marches}$$

$$H_2 = N_c \cdot h = 4 * 18 = 72 \text{ cm} \quad \text{et} \quad L_2 = 2.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse: $Tg \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{72}{280} = 0.26 \Rightarrow \alpha_2 = 14.57^\circ$

La longueur de volée est : $L'_2 = \frac{72}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_2 = 2.86 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{286}{30} < e < \frac{286}{20} \quad e = 13 \text{ cm.}$

Largeur de la paillasse est : $d = 1.20 \text{ m.}$

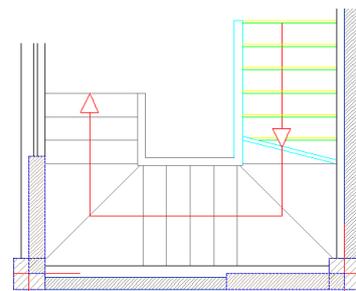
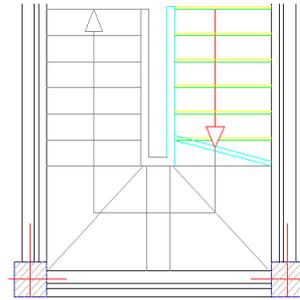
II.2.4.1.2. Escalier 03 :

Hauteur : $H=3,23 \text{ m.}$

Giron : $g=30 \text{ cm.} \quad 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm.}$

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$$

Pour: $h=18 \text{ cm}$ $N_c = H/h = 323 / 18 = 18$



On aura 18 contre marche

Il y a 3 volées :

- **volées à 7 contres marches :**

$$n = N_c - 1 = 6 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 7 \cdot 18 = 1.26 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 6 \cdot 0.3 = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse } \alpha_1 = 35^\circ$$

$$\text{longueur de volée } L'_1 = 2.20 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse } e = 13 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur de la paillasse est : } d = 1.30 \text{ m.}$$

- **volée de tournement à 7 contres marches :**

Dans la volée de tournement les deux premières et les deux dernières marches sont sous forme d'un triangle droit de cotés (1.30m * 1.26m).

- **volées à 4 contres marches :**

$$n = N_c - 1 = 3 \text{ marches}$$

$$H_3 = N_c \cdot h = 4 \cdot 18 = 0.72 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_3 = 3 \cdot 0.3 = 0.9 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse: } \text{Tg } \alpha_3 = \frac{H_3}{L_3} = \frac{72}{90} = 0.8 \Rightarrow \alpha_3 = 38.66^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L'_3 = \frac{72}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_3 = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } e = 13 \text{ cm.}$$

$$\text{Largeur de la paillasse est : } d = 1.30 \text{ m.}$$

II.2.4.2. Le RDC :

Hauteur : H=4.08 m.

Giron : g =30 cm. 25 cm < g < 32 cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$$

$$\text{Pour: } h=17 \text{ cm} \quad N_c = H / h = 408 / 17 = 24$$

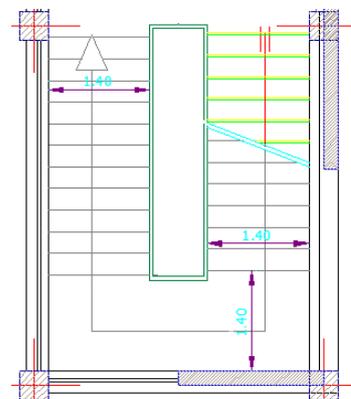
II.2.4.2.1. Escalier 01 :

On aura 24 contre marche

Il y a 2 volées : chaque volée à 12 contre marches avec

$$n = N_c - 1 = 11 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 12 \cdot 17 = 2.04 \text{ m}$$



$$L_1 = (n - 1).g = 11 * 0.3 = 3.30 \text{ m}$$

Inclinaison de la pailleasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{204}{330} = 0.62 \Rightarrow \alpha_1 = 31.8^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{204}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 3.87 \text{ m}$$

L'épaisseur de la pailleasse est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3.87}{30} < e < \frac{3.87}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$

Largeur de la pailleasse est : $d = \frac{360-80}{2} = 1.40 \text{ m.}$

Le vide entre les deux pailleasses : $b = 80 \text{ cm.}$

L'épaisseur de la dalle de palet de repos est telle de pailleasse $e = 15 \text{ cm.}$

Longueur de palet de repos : 3.60 m

Largeur de palet de repos $L - L_1 = 4.70 - 3.30 = 1.40 \text{ m}$

II.2.4.2.2. Escalier 02 :

- volée 1 et 3 à 7 contres marches :

$n = N_c - 1 = 6 \text{ marches}$

$H_1 = N_c .h = 7 * 17 = 1.19 \text{ m}$

$L_1 = (n - 1).g = 6 * 0.3 = 1.80 \text{ m}$

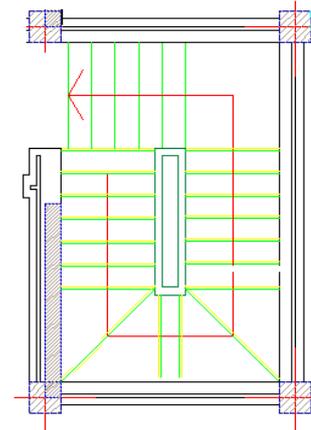
Inclinaison de la pailleasse $\alpha_1 = 33.42^\circ$

longueur de volée $L'_1 = 2.16 \text{ m}$

L'épaisseur de la pailleasse $e = 10 \text{ cm}$

largeur de la pailleasse est : $d = 1.20 \text{ m}$

le vide entre volées $= 2.80 - (2 * 1.20) = 0.40 \text{ m}$



- volée de tournement à 4 contres marches :

Dans la volée de tournement les 2 premières et les 2 dernières marches sont tournées d'un angle de 45° et sous forme d'un triangle droit de cotés (1.20m *1.20m).

$n = 5 \text{ marches}$

$H_2 = N_c .h = 4 * 17 = 0.68 \text{ m}$

$L_2 = 2.80 \text{ m}$

Inclinaison de la pailleasse $\alpha_2 = 13.5^\circ$

longueur de volée $L'_2 = 2.91 \text{ m}$

L'épaisseur de la pailleasse $e = 10 \text{ cm}$

largeur de la pailleasse est : $d = 1.20 \text{ m}$

- **Palier de repos:**

largeur : $d = 1.20 \text{ m}$

longueur = 1.40 m

L'épaisseur de la paillasse $e = 10 \text{ cm}$

- **volées 4 à 6 contre marche :**

$n = N_c - 1 = 5 \text{ marches}$

$H_3 = N_c \cdot h = 6 \cdot 17 = 1.02 \text{ m}$

$L_3 = (n - 1) \cdot g = 5 \cdot 0.3 = 1.50 \text{ m}$

Inclinaison de la paillasse $\alpha_3 = 34.22^\circ$

longueur de volée $L'_3 = 1.81 \text{ m}$

largeur de la paillasse est : $d = 1.40 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse $e = 10 \text{ cm}$

II.2.4.3. Escalier entre la dalle d'entrée et 2ème étage :

Hauteur : $H=1.02 \text{ m}$.

Giron : $g=30 \text{ cm}$. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$.

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$

Pour: $h=17 \text{ cm}$ $N_c = H / h = 102 / 17 = 6$

On aura 6 contres marches

$n = N_c - 1 = 5 \text{ marches}$

$H_1 = N_c \cdot h = 6 \cdot 17 = 1.02 \text{ m}$

$L_1 = (n - 1) \cdot g = 5 \cdot 0.3 = 1.50 \text{ m}$

Inclinaison de la paillasse $\alpha_1 = 34.22^\circ$

longueur de volée $L'_1 = 1.81 \text{ m}$

largeur de la paillasse est : $d = 1.30 \text{ m}$

l'épaisseur de paillasse $e = 14 \text{ cm}$

L'épaisseur de la dalle de palet de repos est telle de paillasse $e = 14 \text{ cm}$.

Longueur de palet de repos : 2.80 m

Largeur de palet de repos : 1.85 m

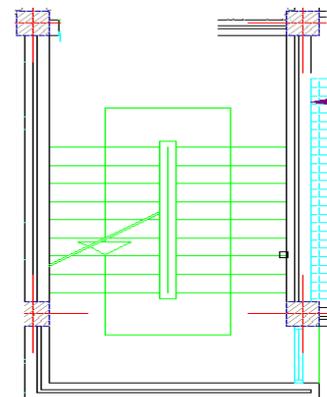
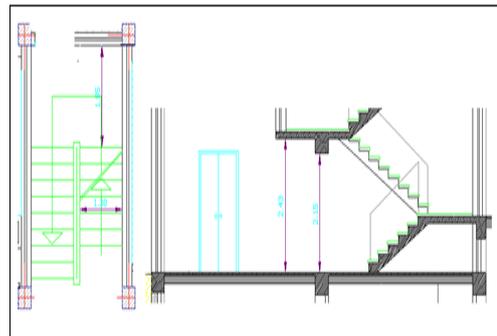
II.2.4.4. Les étages courants :

Hauteur : $H=3.06 \text{ m}$.

Giron : $g=30 \text{ cm}$. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$



Pour: $h=17$ cm $N_c = H / h = 306 / 17 = 18$

On aura 18 contre marche

Il y a 2 volées : chaque volée à 9 contre marches avec

$$n = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 9 \cdot 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 8 \cdot 0.3 = 2.40 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse: $Tg \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \Rightarrow \alpha_1 = 32.62^\circ$

La longueur de volée est : $L'_1 = \frac{1.53}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 2.84 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} < e < \frac{285}{20} \quad e = 14 \text{ cm.}$

Largeur de la paillasse est : $d = \frac{280-20}{2} = 1.30 \text{ m.}$

Le vide entre les deux paillasses : $b = 20 \text{ cm.}$

L'épaisseur de la dalle de palet de repos est telle de paillasse $e = 14 \text{ cm.}$

Longueur de palet de repos : 2.80 m

Largeur de palet de repos intermédiaire : 1.50 m

Largeur de palet d'arrivée: $L - L_1 - 1.50 = 5.75 - 2.40 - 1.50 = 1.85 \text{ m}$

II.2.4.5. Le septième étage et le comble (escalier en bois) :

Hauteur : $H=3,06$ m.

Giron : $g=30$ cm. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm.}$

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$

Pour: $h=17$ cm $N_c = H / h = 306 / 17 = 18$

On aura 18 contre marche

Il y a 3 volées :

- **volée à 6 contres marches :**

$$n = N_c - 1 = 5 \text{ marches}$$

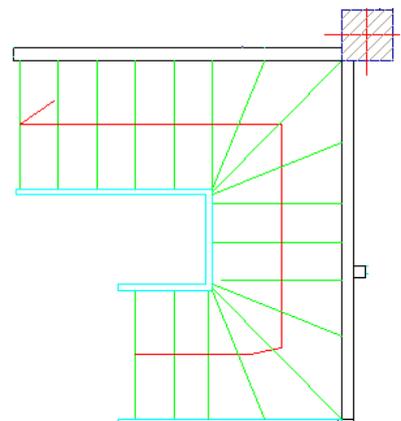
$$H_1 = N_c \cdot h = 6 \cdot 17 = 1.02 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 5 \cdot 0.3 = 1.50 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse $\alpha_1 = 34.22^\circ$

longueur de volée $L'_1 = 1.81 \text{ m}$

largeur de la paillasse est : $d = 1.00 \text{ m}$



- **volée de tournement à 9 contres marches :**

Les 3 premières et les 3 dernières marches sont tournées d'un angle de 31.7° .

$$n = N_c + 1 = 10 \text{ marches}$$

$$H_2 = N_c \cdot h = 9 \cdot 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison de la pailleasse } \alpha_2 = 28.23^\circ$$

$$\text{longueur de volée } L'_2 = 3.23 \text{ m}$$

$$\text{largeur de la pailleasse est : } d = 1.00 \text{ m}$$

- **volées à 3 contres marches :**

$$n = N_c - 1 = 2 \text{ marches}$$

$$H_3 = N_c \cdot h = 3 \cdot 17 = 0.51 \text{ m}$$

$$L_3 = (n - 1) \cdot g = 2 \cdot 0.3 = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison de la pailleasse } \alpha_3 = 40.36^\circ$$

$$\text{longueur de volée } L'_3 = 0.79 \text{ m}$$

$$\text{largeur de la pailleasse est : } d = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Le vide entre les volées 1 et 3 : } d = 280 - (2 \cdot 100) = 80 \text{ cm}$$

II.2.5. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée)

Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère suivant :

- **Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91 :**

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b: largeur de la section.

- **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} = 1.5 \cdot h_1 + b_1$$

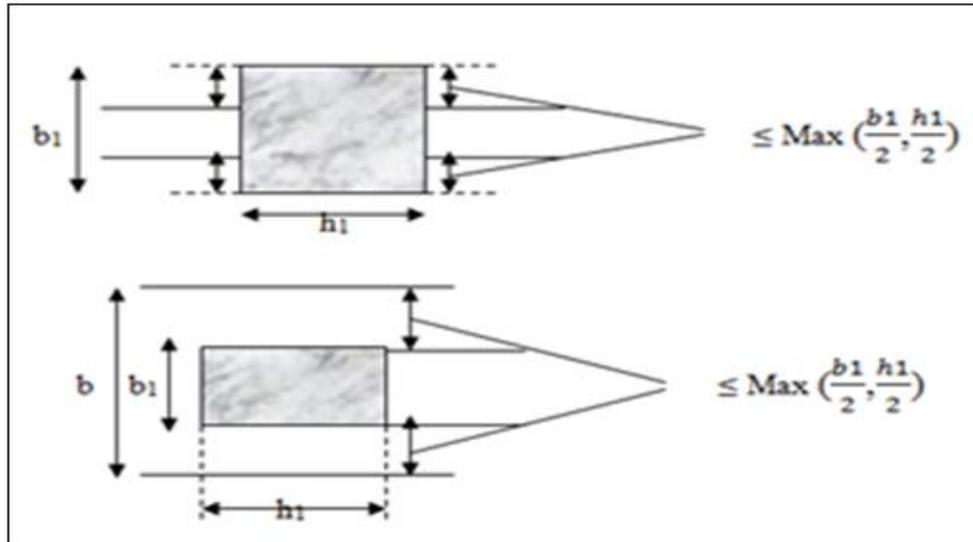


Figure II.4 Dimensions à respecter pour les poutres

- Critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

II.2.5.1. Les poutres principales (porteuses):

$L = 5.00 - 0.40 = 4.60 \text{ m}$

$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.67 \leq h \leq 46 \text{ on prend } h = 45 \text{ cm}$

$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $45 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.5 < 4$ (cv)

Vérifications critère de rigidité :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{460} = 0.098 > 0.063$ (cv)

II.2.5.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :

Elles sont conçues pour le contreventement du bâtiment ; elles jouent un rôle de chaînage.

$L = 4.00 - 0.40 = 3.60 \text{ m}$

$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36 \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$

$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $40 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.33 < 4$ (cv)

Vérifications critère de rigidité :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{360} = 0.11 > 0.063$ (cv)

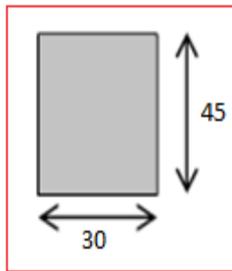


Figure II.5 Poutres PP (30x45 cm²)

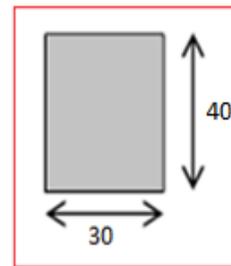


Figure II.6 Poutres PS (30x40 cm²)

II.2.6. Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l’**article 7.7.1 du RPA99**. Ils servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d’autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D’après le **RPA99V2003 article 7.7.1**« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l’épaisseur du voile. De plus l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

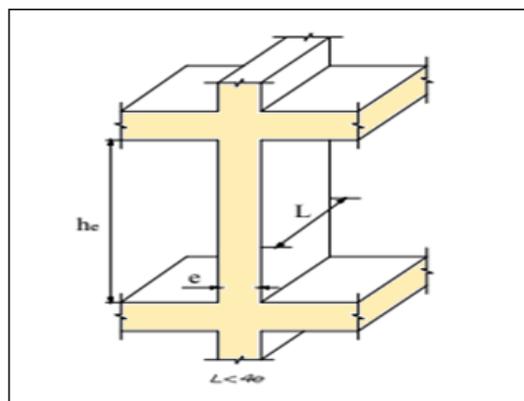


Figure II.7 Coupe de voile en élévation

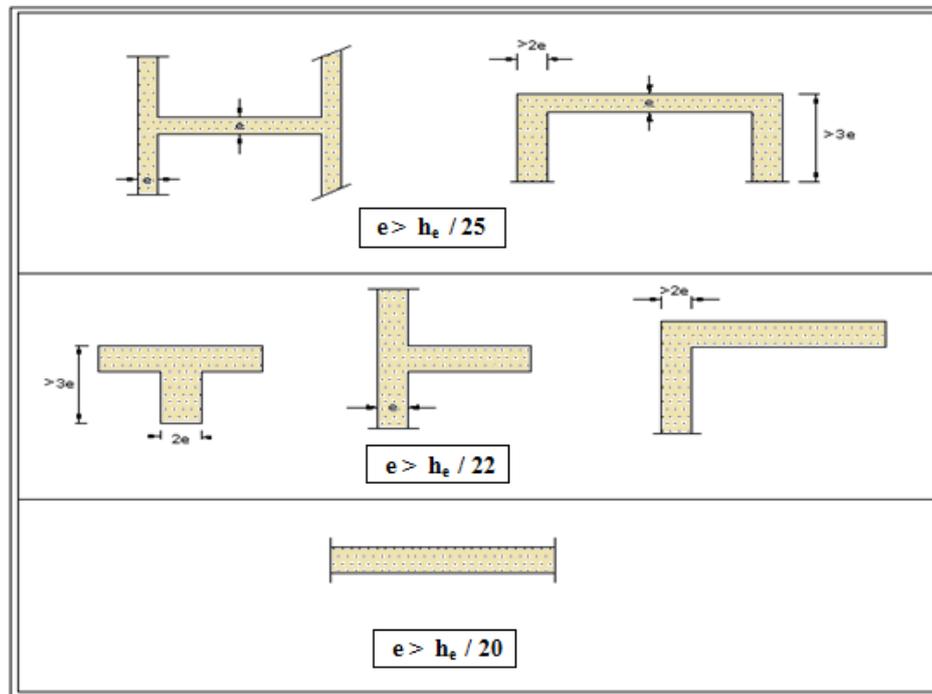


Figure II.8 Coupe de voile en plan.

II.2.6.1. Calcul de l'épaisseur (e) : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99) $e_{min} = 15cm$.

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour sous-sol : $he = 3.23 - 0.2 = 3.03 m$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 12.1, 13.8, 15.2) \Rightarrow e = 20cm$$

- Pour RDC : $he = 4.08 - 0.20 = 3.88 m$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 17.6, 19.4) \Rightarrow e = 20 cm$$

- Pour 1ere étage : $he = 3.40 - 0.20 = 3.20 m$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 14.5, 16) \Rightarrow e = 20 cm$$

- Pour les étages courants : $he = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m}$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max(15, 14.3) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- Pour le comble habitable : $he = 2.50 - 0.20 = 2.30 \text{ m}$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max(15, 11.5) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

II.2.6.2. Vérification des exigences du RPA99 (l'article 7. 7.1):

- Pour le sous-sol et RDC et pour les autres étages :

$$\begin{cases} L_{min} = 1.50 \text{ m} \\ L_{min} \geq 4e \geq 4 * 0.2 \geq 0.80 \text{ m} \end{cases} \dots \dots \dots (cv)$$

- Pour le comble habitable :

$$\begin{cases} L_{min} = 2.00 \text{ m} \\ L_{min} \geq 4e \geq 4 * 0.2 \geq 0.80 \text{ m} \end{cases} \dots \dots \dots (cv)$$

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Toiture :

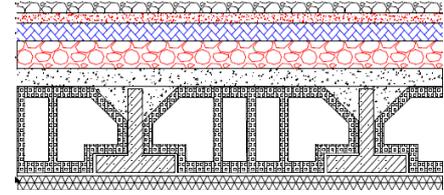
- **Charges permanentes G :**

Elément	Poids (KN/m ²)
Tuile mécanique à emboitement (litesaux compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Mur pignon (cloison)	0.9
	G = 1.4 KN/m²

- **Charges d'exploitation Q :**

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

II.3.2. Terrasse inaccessible :



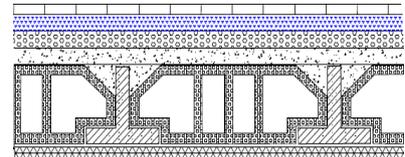
- Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle de compression +corps creux	14	0.16 +0.0 4	2.8
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Papier kraft		2 feuilles	0.5
		Total	G = 6.78 KN/m²

- Charges d'exploitation Q :

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

II.3.3. Plancher des étages courants :



- Charges permanentes G :

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Plancher en corps creux	14	0.2	2.8
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Total	G = 4.02 KN/m²

- Charges d'exploitation Q :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{pour les etages courant Habitation})$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{pour 1ere etage Bureaux})$$

II.3.4. Plancher de RDC (dalle pleine) :

- Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.01	0.18
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
		Total	G = 5.13 KN/m²

- Charges d'exploitation Q :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{pour RDC commercial})$$

II.3.5. Acrotère :

Charges	Surface	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
G	0.067	25	1.675
Q	/	/	1

II.3.6. Escaliers :

II.3.6.1. Le sous-sol :

II.3.6.1.1. Escalier 01 :

$$h = 18 \text{ cm} \quad e = 13 \text{ cm}$$

- 2 volées à 7 contre $\alpha_1 = 35^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.18/0.3)	0.26
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.18/0.3)	0.24
Lit de sable	18	0.01	0.18
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.18/2	1.98
Poids propre de la paillasse	25	0.13/cos (35°)	3.97
Garde-corps métallique	/	/	0.15
		G	8.16 KN/m²
		Q	4 KN/m²

• volée de tournement à 4 contre marche : $\alpha_2 = 14.57^\circ$

Désignation	P. Volum (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.18/0.3)	0.26
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.18/0.3)	0.24
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.09	1.98
Poids propre de la paillasse	25	0.13	3.36
Garde-corps métallique	/	/	0.15
		G	7.55 KN/m²
		Q	4 KN/m²

II.3.6.1.2. Escalier 02 : h= 18 cm e =13 cm

- volées à 7 contre marche

$\alpha_1 = 35^\circ$

G	8.16 KN/m ²
Q	4 KN/m ²

- volée de tournement à 7 contre marche $\alpha_2 = 18.8^\circ$

G	7.62 KN/m ²
Q	4 KN/m ²

- volées à 4 contre marche

$\alpha_3 = 38.66^\circ$

G	8.35 KN/m ²
Q	4 KN/m ²

II.3.6.2. Le RDC : h = 17 cm

II.3.6.2.1. Escalier 01 : $\alpha_1 = 31.8^\circ$ e = 15 cm.

VOLEE			
Désignation	P volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.17/0.3)	0.25
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.18/0.3)	0.23
Lit de sable	18	0.01	0.18
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.085	1.87
Poids propre de la paillasse	25	0.18	4.41
Garde-corps métallique	/	/	0.15
		G	8.47 KN/m²
		Q	4 KN/m²

PALIER			
Désignation	P volumique (KN/m³)	e (m)	Poids (KN/m²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Dalle en béton armée	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
		G	5.31 KN/m²
		Q	4 KN/m²

II.3.6.2.2. Escalier 02 $e = 10\text{ cm}$

- volée 1 et 3 à 7 contre marche

$\alpha_1 = 33.42^\circ$

G	7.11 KN/m²
Q	4 KN/m²

- volée de tournement à 4 contre marche : $\alpha_2 = 13.5^\circ$

G	6.63 KN/m²
Q	4 KN/m²

- Palier de repos:

G	4.06 KN/m²
Q	4 KN/m²

- volées 4 à 6 contre marche :

$\alpha_3 = 34.22^\circ$

G	7.08 KN/m²
Q	4 KN/m²

II.3.6.3. volée entre la dalle de l'entrée et le niveau 2eme étage :

Pour: $h = 17\text{ cm}$

$e = 14\text{ cm}$

$\alpha_1 = 34.22^\circ$

G	8.29 KN/m²
Q	2.5 KN/m²

II.3.6.4. Les étages courants :

$h=17$ cm

- 2 volées à 7 contre marche

$\alpha_1 = 32.62^\circ$ $e = 14$ cm.

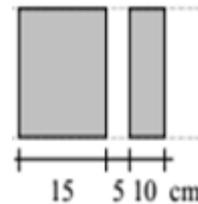
- Palier :

G	8.22 KN/m ²
Q	2.5 KN/m ²

G	5.06 KN/m ²
Q	2.5 KN/m ²

II.3.7. Murs extérieures :

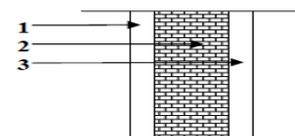
La maçonnerie utilisée est en brique avec 30 % d'ouverture :



Désignation	P volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse extérieure	9	0.15	1.35
Brique creuse intérieure	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Total			2.85 KN/m²

$$G = 2.85 * 0.7 = 1.995 \text{ KN/m}^2$$

II.3.8. Murs intérieures :



Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Total			1.46 KN/m²

$$G = 1.5 * 0.7 = 1.02 \text{ KN/m}^2$$

II.3.9. Balcons :

II.3.9.1. Charges permanentes G :

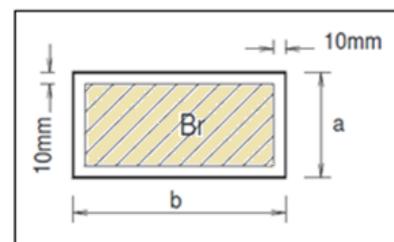
- Balcon en dalle creux : $G = 4.02 \text{ KN/m}^2$
- Balcon en dalle pleine :

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Garde-corps métallique	/	/	0.15
		Total	G = 5.32 KN/m²

II.3.9.2. Charges d'exploitation Q : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.4. Pré- dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «**1cm**» sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.



II.4.1. Principe :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges, et les étapes de calcul sont comme suite:

- On considère les 3 différents poteaux (central, de rive et d'angle) les plus sollicités.
- On cherche les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.

Le calcul sera fait à L'ELU (**Pratique du BAEL 91**) et la vérification sera faite selon le (**RPA99/V2003**).

II.4.2. La formule générale :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{Br} f_{ed}}$$

Avec : $\frac{A}{Br} = 1 \%$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours}$$

$k = 1$ pour les autres cas

Br : section réduite du poteau en (cm²)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ;$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa ;
- $\gamma_b = 1,5$;
- $\gamma_s = 1,15$;
- θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \quad : 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \quad : T < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots si \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots si 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^3}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.8 \times 0.85}{100}} \cdot 10^{-2} = 0.66 \cdot Nu$$

On adopte un poteau carré :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

II.4.3. Loi de dégression (DTRBC 2.2 5) :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10 % par étage jusqu'à 0.5×Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots\dots\dots + Q_n)$. "BAEL 91 modifié 99"

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers pour les autres étages.

Tableau II.1 Loi de dégression

Niveau	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$
Comble	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$
Entrée	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$
P1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots\dots\dots +Q_9)$
RDC	Q_{10}	$\Sigma_9=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{10})$

Le pré-dimensionnement se fait en considèrent le poteau le plus sollicité
 Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

- En doit majorer la surface de 10%.
- Charge Permanente : $N_G = G \times S$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.

- Charge d'exploitation $N_Q = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

- Calcul de la charge limite ultime : $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$
- Calcul de la section réduite : $Br = 0,66 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$
- Calcul de la section adoptée : $a = \sqrt{Br} + 2$

II.4.4. Le minimum requis par (RPA99/V2003) :

Pour une zone sismique (IIa) on doit avoir au minimum:

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

avec : $(a ; b)$: dimension de la section de poteau.

h_e : la hauteur d'étage.

II.4.5. Vérification a l'ELS :

Vérification de la section a l'ELS selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal a l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$)

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 0.8 \% B$).

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$).

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant les différents termes par leur valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.12B} \leq 15\text{MPa}$$

II.4.6. Vérification (solicitation normale) :

L'art (7.4.3.1) du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

II.4.7. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :

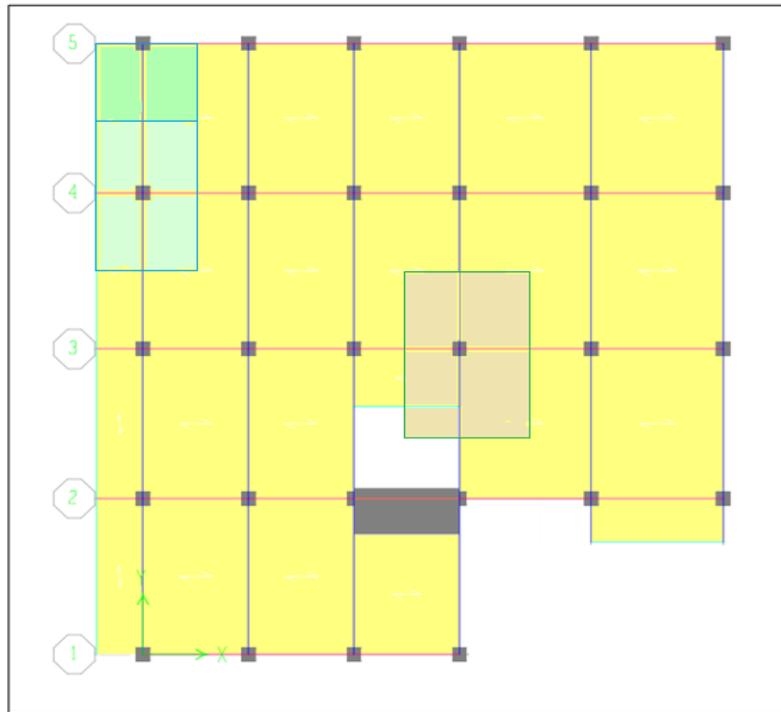


Figure II.9 choix des poteaux les plus sollicités

II.4.7.1. Poteau central :

1) Niveau de terrasse :

$$S = (5/2 + 4.8/2) \times (3.2/2 + 0.3/2) = 8.575 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (10%) est : $S' = S \times 1.1$

$$S' = 9.433 \text{ m}^2$$

2) Niveau de comble habitable:

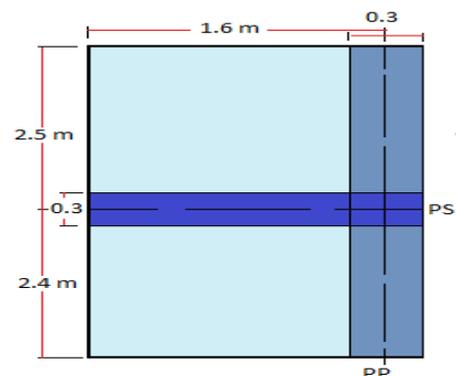
$$S = (5/2 + 4.8/2) \times (4/2 + 3.2/2) = 17.64 \text{ m}^2$$

Le vide entre les volées occupe une surface : $S_v = 0.4 \times 0.15 = 0.06 \text{ m}^2$

Les marches des escaliers occupent une surface : $S_1 = 0.4 \times 1.3 = 0.52 \text{ m}^2$

Le palier de repos occupe une surface : $S_2 = 1.85 \times ((1.6 - (0.3/2)) = 2.683 \text{ m}^2$

La terrasse inaccessible a une surface : $S_3 = (2.4 + (2.5 - 0.88)) \times 1.85 = 7.437 \text{ m}^2$



Le plancher corps creux a une surface : $S_4 = S - (S_1 + S_2 + S_3 + S_v) = 6.94 \text{ m}^2$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

- Les marches des escaliers occupent une surface :

$$S_1' = 0.572 \text{ m}^2$$

- Le palier de repos occupe une surface :

$$S_2' = 2.951 \text{ m}^2$$

- La terrasse inaccessible a une surface :

$$S_3' = 8.181 \text{ m}^2$$

- Le plancher corps creux a une surface : $S_4' = 7.634 \text{ m}^2$

3) Niveau des autres étages :

Le plancher corps creux a une surface :

$$S = S_3 + S_4 = 7.437 + 6.94 = 14.377 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

- Les marches des escaliers occupent une surface :

$$S_1' = 0.572 \text{ m}^2$$

- Le palier de repos occupe une surface :

$$S_2' = 2.951 \text{ m}^2$$

- Le plancher corps creux a une surface : $S' = 15.815 \text{ m}^2$

4) Niveau de l'entrée aux étages d'habitation :

$$S = (4/2 + 3.2/2) \times (4.8/2 + 0.3/2) = 9.18 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (10%) est :

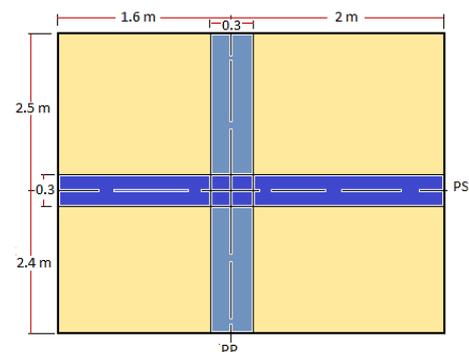
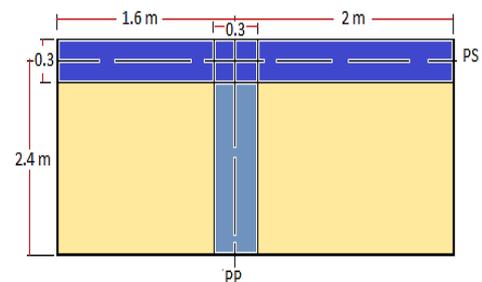
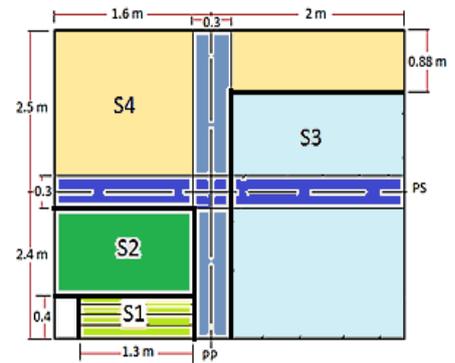
$$S' = S \times 1.1 = 10.10 \text{ m}^2$$

5) Niveau de 1er étage :

$$S = (5/2 + 4.8/2) \times (4/2 + 3.2/2) = 17.64 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (10%) est :

$$S' = 19.404 \text{ m}^2$$



6) Niveau de RDC :

$$S = (5/2 + 4.8/2) \times (4/2 + 3.2/2) = 17.64 \text{ m}^2$$

Le vide entre les volées occupe une surface :

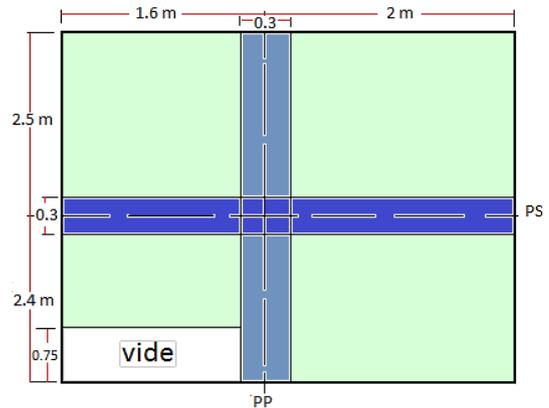
$$S_v = 1.45 \times 0.75 = 1.088 \text{ m}^2$$

Le plancher dalle pleine a une surface :

$$S_1 = S - (S_v) = 16.552 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

- Le plancher dalle pleine a une surface :



$$S_1' = 18.207 \text{ m}^2$$

II.4.7.2. Poteau de rive :

1) Niveau de toiture :

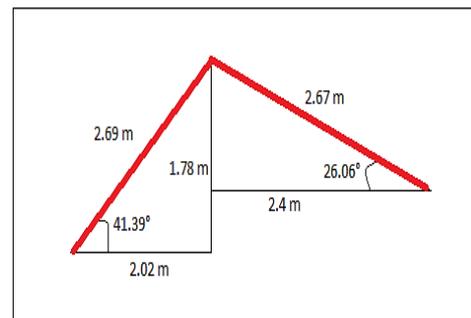
$$S_1 = 2.67 \times 3 = 8.01 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.69 \times 3 = 8.07 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (15%) est : $S' = S \times 1.15$

$$S_1' = 9.21 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 9.28 \text{ m}^2$$



2) Niveau de comble habitable:

$$S = 3 \times 4.9 = 14.7 \text{ m}^2$$

La terrasse inaccessible a une surface :

$$S_1 = 0.5 \times 1.75 = 0.875 \text{ m}^2$$

La terrasse inaccessible a l'extérieur du poteau :

$$S_2 = 1.25 \times 0.5 = 0.625 \text{ m}^2$$

Le plancher corps creux a une surface :

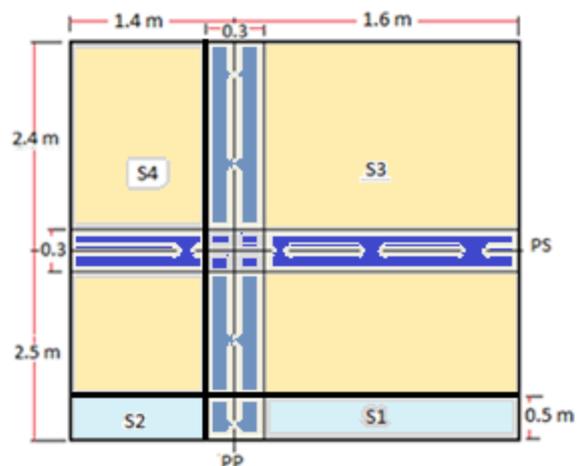
$$S_3 = 1.75 \times 4.4 = 7.7 \text{ m}^2$$

Le plancher corps creux à l'extérieur du poteau:

$$S_4 = 1.25 \times 4.4 = 5.5 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (15%) sont :

- $S_1' = 1.006 \text{ m}^2$
- $S_2' = 0.719 \text{ m}^2$
- $S_3' = 8.855 \text{ m}^2$
- $S_4' = 6.325 \text{ m}^2$



3) Niveau des autres étages :

Le plancher corps creux a une surface :

$$S_1 = 4.9 \times 1.75 = 8.575 \text{ m}^2$$

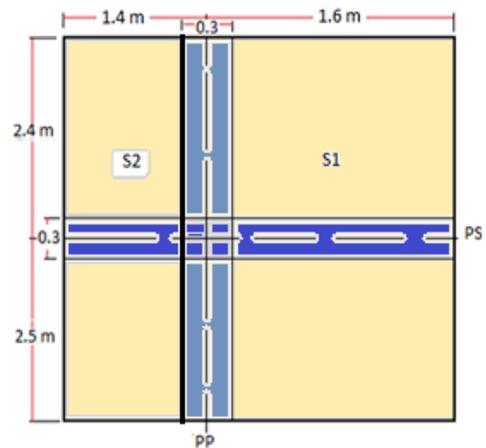
Le plancher corps creux à l'extérieur du poteau:

$$S_2 = 1.25 \times 4.9 = 6.125 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (15%) sont :

$$S_1' = 9.861 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 7.044 \text{ m}^2$$

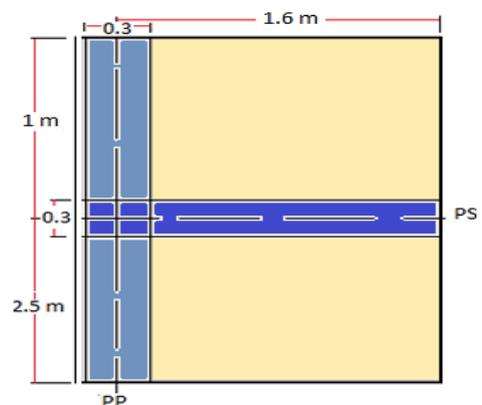


4) Niveau de 1er étage :

$$S = 1.75 \times 3.5 = 6.125 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (15%) est :

$$S' = 7.044 \text{ m}^2$$

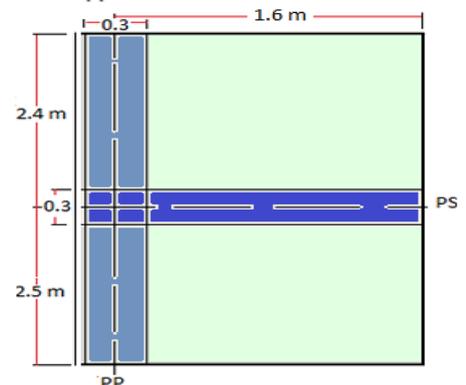


5) Niveau de RDC :

$$S = 1.75 \times 4.9 = 8.575 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (15%) est :

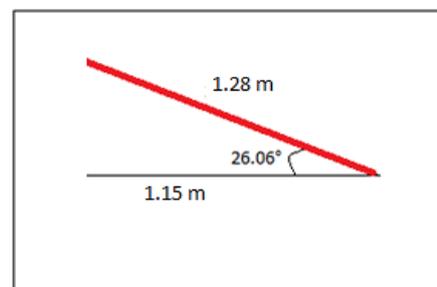
$$S' = 9.861 \text{ m}^2$$



II.4.7.3. Poteau d'angle :

1) Niveau de toiture :

$$S = 1.28 \times 3.3 = 4.224 \text{ m}^2$$



2) Niveau de comble habitable:

$$S = (3.4 \times 1.85) + (1.15 \times 3) = \mathbf{9.74 \text{ m}^2}$$

La terrasse inaccessible a une surface :

$$S_1 = 1.85 \times 1.75 = \mathbf{3.238 \text{ m}^2}$$

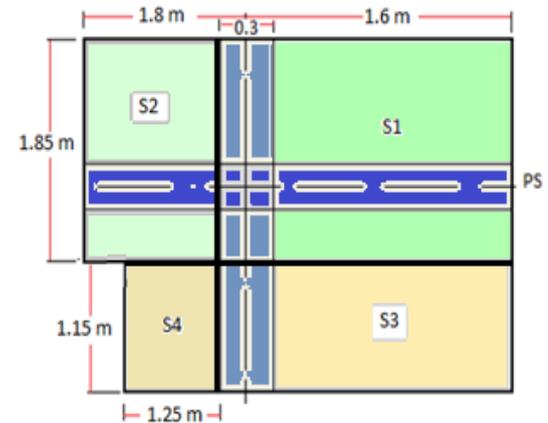
La terrasse inaccessible à l'extérieur du poteau :

$$S_2 = 1.85 \times 1.65 = \mathbf{3.053 \text{ m}^2}$$

Le plancher corps creux a une surface :

$$S_3 = 1.75 \times 1.15 = \mathbf{2.012 \text{ m}^2}$$

Le plancher corps creux à l'extérieur du poteau:



$$S_4 = 1.25 \times 1.15 = \mathbf{1.437 \text{ m}^2}$$

3) Niveau de 7ème étage :

$$S = (2.4 \times 0.15) + 3 = \mathbf{7.65 \text{ m}^2}$$

Le plancher corps creux a une surface :

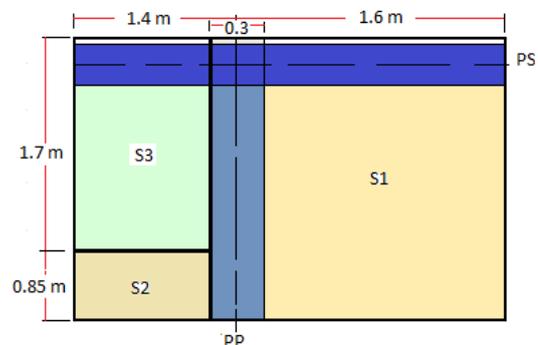
$$S_1 = 1.25 \times 1.75 = \mathbf{2.19 \text{ m}^2}$$

Le plancher corps creux à l'extérieur du poteau:

$$S_2 = 1.25 \times 1.25 = \mathbf{1.56 \text{ m}^2}$$

Le balcon (plancher corps creux) a une surface :

$$S_3 = 1.3 \times 3 = \mathbf{3.9 \text{ m}^2}$$



4) Niveau des autres étages :

$$S = (2.4 \times 0.15) + 3 = \mathbf{7.65 \text{ m}^2}$$

Le plancher corps creux a une surface :

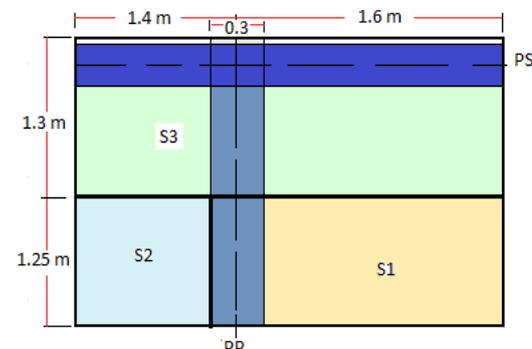
$$S_1 = 2.55 \times 1.75 = \mathbf{4.462 \text{ m}^2}$$

Le plancher corps creux à l'extérieur du poteau:

$$S_2 = 1.25 \times 0.85 = \mathbf{1.063 \text{ m}^2}$$

Le balcon (plancher corps creux) a une surface :

$$S_3 = 1.25 \times 1.7 = \mathbf{2.125 \text{ m}^2}$$



5) Niveau de 1er étage :

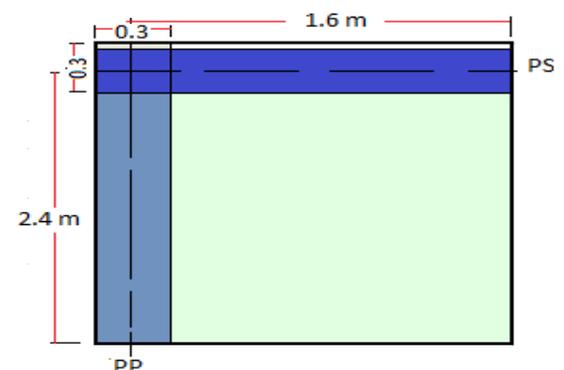
Il n'est y a pas de plancher dans ce niveau :

$$S = \mathbf{0.00 \text{ m}^2}$$

6) Niveau de RDC :

$$S = 1.75 \times 2.55$$

$$S = \mathbf{4.463 \text{ m}^2}$$



II.4.8. Décente des charges :

Tableau II.2 Décente des charges (Poteau central)

POTEAU CENTRAL			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
Terrasse	Plancher terrasse	$9.433 \times 6.78 = 63.96$	$9.433 \times 1 = 9.43$
	Acrotère	$4.9 \times 1.675 = 3.77$	$4.9 \times 1 = 4.90$
	Total	67.72	14.33
Comble habitable	Plancher terrasse	$8.181 \times 6.78 = 55.47$	$8.181 \times 1.0 = 8.18$
	Plancher corps creux	$7.634 \times 4.02 = 30.69$	$7.634 \times 1.5 = 11.45$
	Palier de repos	$2.951 \times 5.06 = 14.93$	$2.951 \times 2.5 = 7.38$
	Volée	$0.572 \times 8.22 = 4.70$	$0.572 \times 2.5 = 1.43$
	Murs extérieurs	$4.6 \times 2.05 \times 1.995 = 18.81$	
		$1.85 \times 0.72 \times 1.995 = 2.66$	
Total	127.26	28.44	
Etages courants 7-3ème	Plancher corps creux	$15.815 \times 4.02 = 63.58$	$15.815 \times 1.5 = 23.72$
	Palier de repos	$2.951 \times 5.06 = 14.93$	$2.951 \times 2.5 = 7.38$
	Volée	$0.572 \times 8.22 = 4.70$	$0.572 \times 2.5 = 1.43$
	Murs extérieurs	$14.84 \times 1.995 = 29.61$	
	Murs intérieurs	$5.66 \times 1.02 = 5.77$	
	Total	118.59	32.53
2 ^{ème} étage	Plancher corps creux	$15.815 \times 4.02 = 63.58$	$15.815 \times 1.5 = 23.72$
	Palier de repos	$2.951 \times 5.06 = 14.93$	$2.951 \times 2.5 = 7.38$
	Volée	$0.572 \times 8.29 = 4.74$	$0.572 \times 2.5 = 1.43$
	Murs extérieurs	$14.84 \times 1.995 = 29.61$	
	Murs intérieurs	$5.66 \times 1.02 = 5.77$	
	Total	118.63	32.53
Entrée	Plancher corps creux	$10.1 \times 4.02 = 40.60$	$10.1 \times 1.5 = 15.15$
	Murs extérieurs	$3.328 \times 1.995 = 9.68$	
	Total	50.28	15.15
1 ^{ère} étage	Plancher corps creux	$19.404 \times 4.02 = 78.00$	$19.404 \times 2.5 = 48.51$
	Murs intérieurs	$11.270 \times 1.02 = 11.50$	
	Total	89.50	48.51
RDC	Plancher dalle pleine	$18.207 \times 5.13 = 93.40$	
	Murs extérieurs	$9.08 \times 2.00 = 18.11$	$18.207 \times 5 = 91.04$
	Murs intérieurs	$8.53 \times 1.02 = 8.70$	
	Total	120.22	91.04

Tableau II.3 Décente des charges (Poteau de rive)

POTEAU DE RIVE			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
Toiture	Toiture inclinée 26.06°	$9.21 \times \cos (26.06) \times 1.4 =$ 11.58	$8.274 \times 1 =$ 8.27
	Toiture inclinée 41.39°	$9.28 \times \cos (41.39) \times 1.4 =$ 9.74	$6.96 \times 1 =$ 6.96
	Total	21.33	15.23
Comble habitable	Plancher terrasse 1	$1.006 \times 6.78 =$ 6.82	$1.006 \times 1 =$ 1.01
	Plancher terrasse 2	$0.719 \times 6.78 =$ 4.87	$0.719 \times 3.5 =$ 2.52
	Plancher corps creux 1	$8.855 \times 4.02 =$ 35.6	$8.855 \times 2.5 =$ 22.14
	Plancher corps creux 2	$6.325 \times 4.02 =$ 25.43	$6.325 \times 3.5 =$ 22.14
	Acrotère	$0.50 \times 1.675 =$ 0.84	$0.5 \times 1 =$ 0.5
	Murs extérieurs	$6.23 \times 0.9 \times 1.995 =$ 11.19	
	Total	84.75	48.30
7ème étage	Plancher corps creux 1	$9.861 \times 4.02 =$ 39.64	$9.861 \times 1.5 =$ 14.79
	Plancher corps creux 2	$7.044 \times 4.02 =$ 28.32	$7.044 \times 3.5 =$ 24.65
	Murs extérieurs	$3.73 \times 2.66 \times 1.995 =$ 19.79	
	Murs intérieurs	$4.28 \times 2.66 \times 1.02 =$ 11.61	
	Total	99.36	39.45
Etages courants 6-2ème	Plancher corps creux 1	$9.861 \times 4.02 =$ 39.64	$9.861 \times 1.5 =$ 14.79
	Plancher corps creux 2	$7.044 \times 4.02 =$ 28.32	$7.044 \times 3.5 =$ 24.65
	Murs extérieurs	$7.85 \times 1.995 =$ 15.65	
	Murs intérieurs	$6.251 \times 1.02 =$ 6.38	
	Total	89.99	39.45
1ère étage	Plancher corps creux	$7.044 \times 4.02 =$ 28.32	$7.044 \times 2.5 =$ 17.61
	Murs intérieurs	$1.96 \times 1.02 =$ 2	
	Total	30.32	17.61
RDC	Plancher dalle pleine	$9.861 \times 5.13 =$ 50.59	$9.861 \times 5 =$ 49.31
	Murs extérieurs	$10.45 \times 1.995 =$ 20.85	
	Total	71.43	49.31

Tableau II.4 Décente des charges (Poteau d'angle)

POTEAU D'ANGLE			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
Toiture	Toiture inclinée 26.06° :	$4.224 \times \cos(26.06) \times 1.4 =$ 5.313	$3.795 \times 1 =$ 3.795
	Total	5.31	3.80
Comble habitable	Plancher terrasse 1	$3.238 \times 6.78 =$ 21.95	$3.238 \times 1 =$ 3.24
	Plancher terrasse 2	$3.053 \times 6.78 =$ 20.70	$3.053 \times 3.5 =$ 10.69
	Plancher corps creux 1	$2.012 \times 4.02 =$ 8.09	$2.012 \times 2.5 =$ 5.03
	Plancher corps creux 2	$1.437 \times 4.02 =$ 5.78	$1.437 \times 3.5 =$ 5.03
	Murs extérieurs	$4.15 \times 0.9 \times 1.995 =$ 7.45	
	Total	63.97	23.98
7ème étage	Plancher corps creux 1	$2.19 \times 4.02 =$ 8.80	$2.19 \times 1.5 =$ 3.29
	Plancher corps creux 2	$1.56 \times 4.02 =$ 6.27	$1.56 \times 3.5 =$ 5.46
	Balcon (corps creux)	$3.9 \times 4.02 =$ 15.68	$3.9 \times 3.5 =$ 13.65
	Acrotère	$4.3 \times 1.675 =$ 7.20	$4.3 \times 1 =$ 4.30
	Murs extérieurs	$7.58 \times 1.995 =$ 15.12	
	Total	53.08	26.70
Etages courants 6-2ème	Plancher corps creux 1	$4.462 \times 4.02 =$ 17.94	$4.462 \times 1.5 =$ 6.69
	Plancher corps creux 2	$1.063 \times 4.02 =$ 4.27	$1.063 \times 3.5 =$ 3.72
	Balcon (corps creux)	$2.125 \times 4.02 =$ 8.54	$2.125 \times 3.5 =$ 7.44
	Acrotère	$2.95 \times 1.675 =$ 4.94	$2.95 \times 1 =$ 2.95
	Murs extérieurs	$8.38 \times 1.995 =$ 16.72	
	Total	52.41	20.80
1ère étage		0	0
	Total	0	0
RDC	Plancher dalle pleine	$4.463 \times 5.13 =$ 22.9	$4.463 \times 5 =$ 22.32
		(le voile supporte 20% de G):	
		$22.9 \times 0.8 =$ 18.32	
	Total	18.32	22.32

II.4.9. Calcul du démentions des poteaux

II.4.9.1. Poteau central :

Tableau II.5 Calcul du démentions des poteaux (Poteau central)

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort Nu (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\sigma < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$v < 0.3$	
Terrasse	67.72	74.50	/	14.33	/	/	/	/	/	/	/	/
Comble	127.26	139.99	74.50	28.44	14.33	122.07	80.57	10.98	35 x 35	0.65	0.040	CV
7	118.59	130.45	214.48	32.53	42.77	353.71	233.45	17.28	35 x 35	1.88	0.115	CV
6	118.59	130.45	344.93	32.53	72.25	574.04	378.87	21.46	40 x 40	2.33	0.144	CV
5	118.59	130.45	475.38	32.53	98.48	789.49	521.06	24.83	40 x 40	3.20	0.197	CV
4	118.59	130.45	605.83	32.53	121.46	1000.05	660.04	27.69	45 x 45	3.21	0.198	CV
3	118.59	130.45	736.28	32.53	141.18	1205.74	795.79	30.21	45 x 45	3.87	0.238	CV
2	118.63	130.49	866.72	32.53	157.65	1406.55	928.32	32.47	50 x 50	3.66	0.225	CV
Entrée	50.28	55.31	997.22	15.15	173.10	1605.90	1059.89	34.56	50 x 50	4.18	0.257	CV
1	89.50	98.45	1052.52	48.51	179.08	1689.53	1115.09	35.39	50 x 50	4.40	0.270	CV
RDC	120.22	132.24	1150.97	91.04	203.94	1859.72	1227.41	37.03	55 x 55	4.00	0.246	CV
Sous-sol	/	/	1283.21	/	260.24	2122.69	1400.97	39.43	55 x 55	4.56	0.281	CV

II.4.9.2.

Poteau de rive :

Tableau II.6 Calcul du démentions des poteaux (Poteau de rive)

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort N_u (KN)	Br (cm ²)	1.2 Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\sigma < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$v < 0.3$	
Toiture	21.33	23.46	/	15.23	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Comble	84.77	93.22	23.46	48.30	15.23	54.52	35.98	43.18	8.57	35 x 35	0.28	0.018	CV
7	99.36	109.29	116.68	39.45	63.53	252.82	166.86	200.23	16.15	35 x 35	1.31	0.083	CV
6	89.99	98.99	225.98	39.45	98.59	452.95	298.95	358.74	20.94	40 x 40	1.81	0.113	CV
5	89.99	98.99	324.96	39.45	129.70	633.26	417.95	501.54	24.40	40 x 40	2.54	0.158	CV
4	89.99	98.99	423.95	39.45	156.87	807.64	533.04	639.65	27.29	45 x 45	2.56	0.160	CV
3	89.99	98.99	522.94	39.45	180.10	976.11	644.24	773.08	29.80	45 x 45	3.10	0.193	CV
2	89.99	98.99	621.93	39.45	199.38	1138.67	751.52	901.82	32.03	50 x 50	2.93	0.182	CV
1	30.32	33.35	720.91	17.61	217.56	1299.58	857.72	1029.27	34.08	50 x 50	3.35	0.208	CV
RDC	71.43	78.58	754.26	49.31	224.01	1354.28	893.82	1072.59	34.75	55 x 55	2.89	0.179	CV
Sous-sol	/	/	832.84	/	247.48	1495.55	987.06	1184.48	36.42	55 x 55	3.19	0.198	CV

II.4.9.3. Poteau d'angle :

Tableau II.7 Calcul du démentions des poteaux (Poteau d'angle)

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort N_u (KN)	Br (cm ²)	1.2 Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\bar{\sigma} < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$v < 0.3$	
Toiture	5.31	5.84	/	3.80	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Comble	63.97	70.37	5.84	23.98	3.80	13.58	8.96	10.76	5.28	35 x 35	0.07	0.0044	CV
7	53.19	58.39	76.21	26.70	27.78	144.55	95.40	114.48	12.70	35 x 35	0.76	0.0472	CV
6	52.56	57.65	134.60	20.80	51.94	259.61	171.34	205.61	16.34	40 x 40	1.04	0.065	CV
5	52.56	57.65	192.25	20.80	68.13	361.73	238.74	286.49	18.93	40 x 40	1.45	0.090	CV
4	52.56	57.65	249.90	20.80	82.23	460.72	304.07	364.89	21.10	45 x 45	1.46	0.091	CV
3	52.56	57.65	307.56	20.80	94.26	556.59	367.35	440.82	23.00	45 x 45	1.77	0.110	CV
2	52.56	57.65	365.21	20.80	104.21	649.34	428.57	514.28	24.68	50 x 50	1.68	0.104	CV
1	0.00	0.00	422.86	0.00	113.62	741.30	489.26	587.11	26.23	50 x 50	1.92	0.119	CV
RDC	18.32	20.15	422.86	22.32	110.53	736.66	486.19	583.43	26.15	55 x 55	1.57	0.097	CV
Sous-sol	/	/	443.01	/	120.61	778.99	514.13	616.96	26.84	55 x 55	1.66	0.103	CV

II.4.10. Vérification des sections :

II.4.10.1. Vérification de l’RPA :

L’article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Tableau II.8 Vérification des conditions l’RPA (Poteaux)

Conditions	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	
Min (b_1, h_1)	55	50	45	40	35	cv
$h_e/20$	20.4	15.3	15.3	15.3	12.5	cv
b_1/h_1	1	1	1	1	1	cv

D’après l’article 7.4.1 de RPA 99, il est recommandé de donner aux poteaux d’angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

II.4.10.2. Vérification au flambement :

On vérifie que $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a : $L_f = 0,7 L$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b.h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12}$$

Tableau II.8 Vérification du flambement (Poteaux)

Section (cm ²)	L_f	i	λ	
55x55	285.6	15.88	17.98	cv
50x50	214.2	14.43	14.84	cv
45x45	214.2	12.99	16.49	cv
40x40	214.2	11.55	18.55	cv
35x35	214.2	10.10	21.21	cv



CHAPITRE III

**Calcul des
éléments secondaires**



III. Calcul des éléments secondaires :

III.1. Etude de l'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de **1 ml**.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**E.L.U** et à **E.L.S**.

- **Dimension de l'acrotère :**

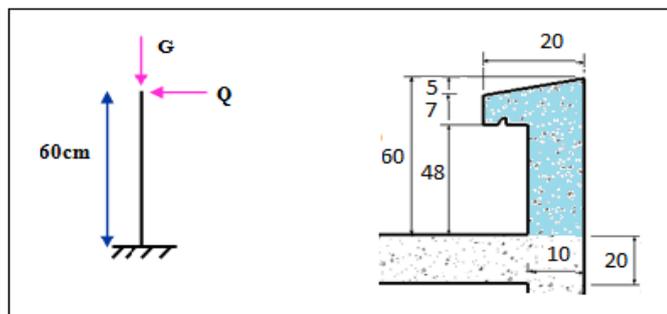


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

- **Schéma statique :**

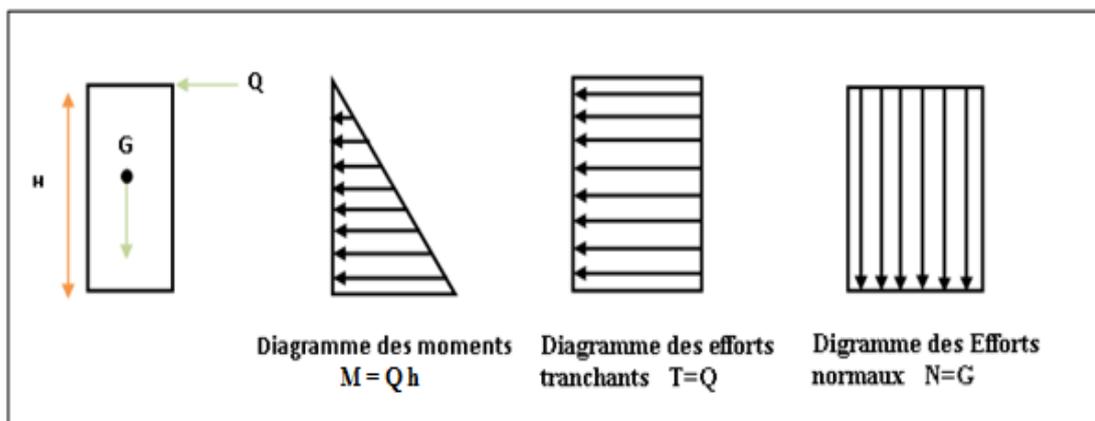
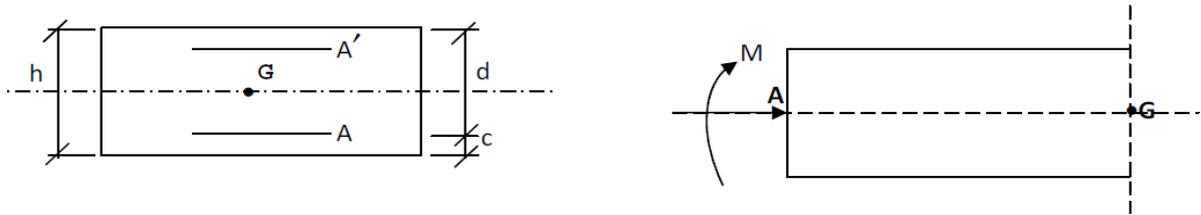


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.1.2. Vérification au séisme :



D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

- **A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4.1) du RPA** suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$
- **C_P**: facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8** (**tableau (6.1) du RPA**)
- **C_P = 0,80** (élément en console)
- **W_P**: poids de l'acrotère **W_P = 1.675KN/ml**

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675$

Donc : **$F_p = 0.804 \text{ KN/ml}$**

1) **Les charges :**

Poids propre de l'acrotère: **$G = 1.675 \text{ KN/ml}$**

$Q = \max (1 \text{ KN/m} , F_p)$

Surcharge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ KN/ml}$**

Force sismique : **$F_p = 0.804 \text{ KN/ml}$**

$Q = \max \{ 1 ; 0.804 \} \text{ KN/m} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml.}$

2) **Sollicitations :**

G : Créé un effort normal : **$N_G = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$**

Crée un Moment : **$M_G = 0 \text{ KN m}$**

Q : Créé un effort normal : **$N_Q = 0 \text{ KN}$**

Crée un Moment : **$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$**

F_p : Créé un effort normal : **$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$**

Crée un Moment : **$M_{F_p} = F_p \times 2.h/3 = 0.32 \text{ KNm}$**

3) Combinaison des sollicitations :

• **ELU :**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

• **ELS :**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Combinaison accidentelle : $G + 0.75 Q + F_p$

• **ELA :**

$$N_A = N_G + 0.75 N_Q + N_{Fp}$$

$$M_A = M_G + 0.75 M_Q + M_{Fp}$$

Tableau III.1. Sollicitations dans l'acrotère

Cas	Combinaisons	M (KNm)	N (KN)
ELU	1.35G+1.5Q	0.9	2.26
ELS	G+Q	0.6	1.675
ELA	G + 0.75Q + F_p	0.77	1.675

III.1.3.Ferraillage de l'acrotère:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (**b x h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : **h = 10 cm**

b : largeur de la section : **b = 100 cm**

cet **c'** : Enrobage : **c = c' = 2 cm**

d = h – c : Hauteur utile **d = 8 cm**

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (**CDG**) des armatures tendues.

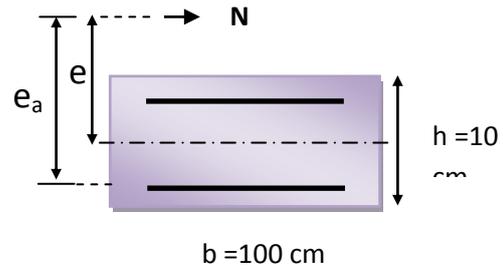
III.1.3.1. Calcul des armatures à L'ELU:

1) Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.26} = 39.82 \text{ cm} \approx \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \mathbf{3 \text{ cm}} < e_u = \mathbf{40 \text{ cm}}$$



⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple à l'état limite ultime, sous l'effet du moment fictif (**M**), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

2) **Calcule en flexion simple:**

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u e_f$$

$$e_f = \frac{h}{2} - C + e_u = \frac{10}{2} - 2 + 40 = \mathbf{43 \text{ cm}}$$

$$M_f = N_u e_f = 2.26 \times 0.43 = \mathbf{0.972 \text{ KN m}}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0107}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.972}{0.6} = \mathbf{1.62}$$

$$\mu_{lim} = ((3440 \times 1.62) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0.375}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0107} < \mu_{lim} = \mathbf{0.375} \Rightarrow \text{La section est simplement armée,}$$

Donc :

$$A'_s = \mathbf{0} \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

Tel que : $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0107)}) = \mathbf{0.0134}$

Donc : $\beta = \mathbf{0.995}$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_1 = 1.739 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.972 \times 10^5}{0.995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{0.351 \text{ cm}^2}$$

- 3) **Les armatures en flexion composée :** La section réelle des armatures

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.351 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \mathbf{0.286 \text{ cm}^2}$$

III.1.3.2. Calcul des armatures à L'ELA:

- 1) **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_a}{N_a} = \frac{0.77}{1.675} = 0.46 \text{ m} = \mathbf{46 \text{ cm}}$$

$$h/2 - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = \mathbf{46 \text{ cm}} > h/2 - c' = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

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 ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- 2) **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - c') = 0.46 + (0.1/2 - 0.02) = \mathbf{0.49 \text{ m}}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 1.675 \times 0.49 = \mathbf{0.82 \text{ KN.m}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21,7 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 21.7} = \mathbf{0.006}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{0.82}{0.6} = \mathbf{1.37}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.37 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0.289}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.006} < \mathbf{0.275} \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 \times (1 - 0.6 \times 0.006) = \mathbf{0.08 m}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.8 \times 10}{0.08 \times 400} = \mathbf{0.256 cm^2}$$

3) Les armatures en flexion composée :

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.256 - \frac{2.26}{400} = \mathbf{0.25 cm}$$

III.1.3.3. Calcul des armatures à L'E.L.S :

$$\text{On a: } N_{ser} = \mathbf{1.675 KN.m}$$

$$M_{ser} = \mathbf{0.6 KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \chi f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67, 201.63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{rb} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = \mathbf{20.94 KNm}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = \mathbf{0.00047}$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b_1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047) + 1}{(54 \times 0.00047) + 1} = \mathbf{7.45 \text{ cm}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b_1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.45 \times 201.63} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

III.1.4. Vérification à L'ELU :

III.1.4.1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} \frac{e_s - 0.45 d}{e_s - 0.185 d}$$

$$\text{Avec } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \cdot 10^2}{1.675} = \mathbf{35.82 \text{ cm}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \times \frac{35.82 - (0.45 \times 8)}{35.82 - (0.185 \times 8)} = \mathbf{0.906 \text{ cm}^2}$$

On remarque que : $A_{calcul} = A_s = \mathbf{0.286 \text{ cm}^2} < A_{min} = \mathbf{0,906 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{min} = \mathbf{0.906 \text{ cm}^2}$$

- **Conclusion de ferrailage :**

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u, A_a, A_{min}) = \text{Max}(0.4; 0.286, 0.256, 0.906) = \mathbf{0.906 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_s = \mathbf{4 \text{ HA8/ml}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$, avec un espacement

$$S_t \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = \mathbf{0.503 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Soit: $\mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ répartie sur $\mathbf{60 \text{ cm}}$ de hauteur, avec un espacement

$$S_t = \frac{60}{4} = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

III.1.4.2. Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

On a aussi pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_c 28}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.4.3. Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres.

ϕ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.1.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le

III.1.5.1. Dans le béton:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y : \text{position de l'axe neutre} \\ I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \end{array} \right.$$

- Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 1.91 \text{ cm}$$

- Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] = 1350.46 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-8}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 44.43 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0191 \times 44.43 = 0.849 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.849 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.2. Vérification les contraintes dans le béton à L'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
appuis	0.6	2.01	1.35 10³	1.91	44.43	0.849	15	C.V

III.1.5.2. Dans l'acier :

On doit vérifier que: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \min 226.6 \text{ MPa}; \max (200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \mathbf{201.6 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad \text{Tel que : } n = 15.$$

$$\sigma_s = 40.59 \text{ MPa} \leq 201.6 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

III.1.6. Vérification de l'écartement des barres :

III.1.6.1. Armatures verticales :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

III.1.6.2. Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

III.1.7. Vérification au flambement :

III.1.7.1. Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

Donc :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = \mathbf{8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4}$$

$$A = l b = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$L_f = 2 L_0 = 2 H = 1.2 \text{ m} \qquad \lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

III.1.7.2. Vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67 \sigma_{st}}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (268 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment

III.1.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

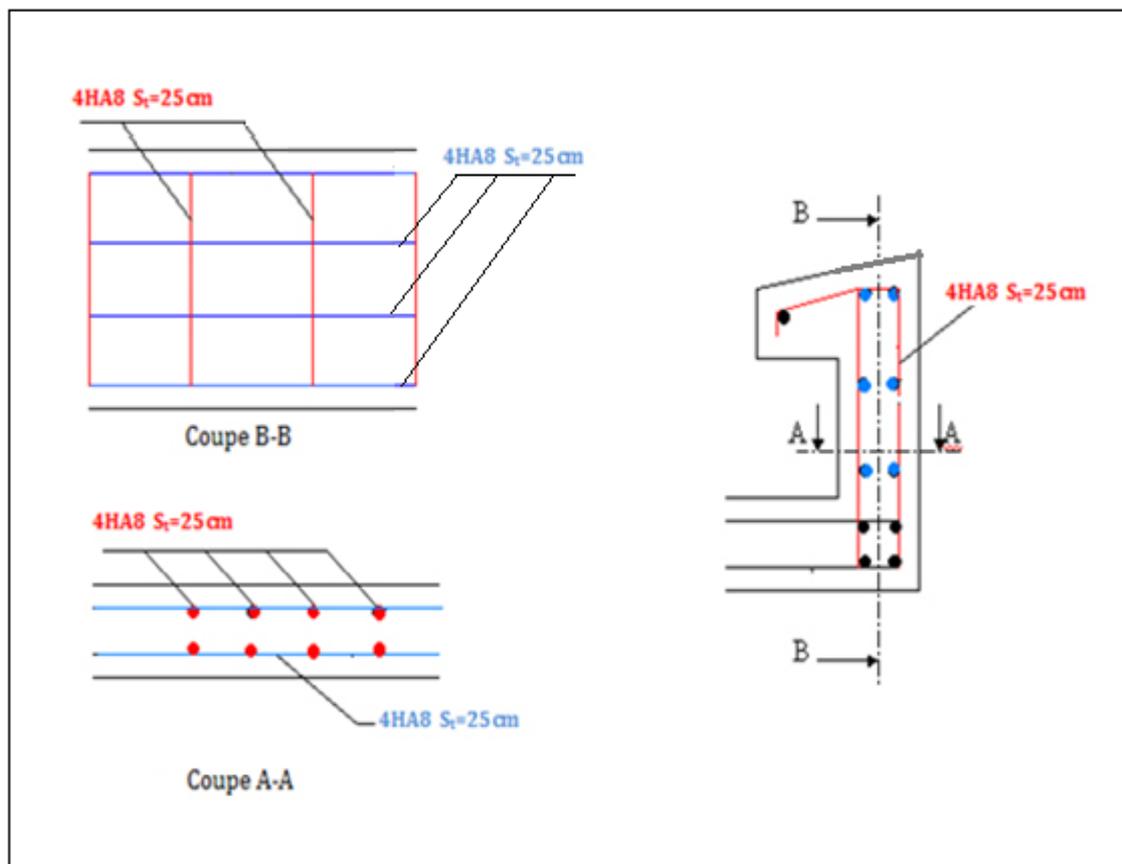


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul du Balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

III.2.1. Détermination des efforts:

- Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

III.2.1.1. Combinaisons de charges:

L'état limite ultime (ELU) :

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 3,5 = 12,432 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = 5,32 + 3,5 = 8,82 \text{ KN/ml}$$

$$P' = 1 \times G_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.2. Schéma statique de calcul :

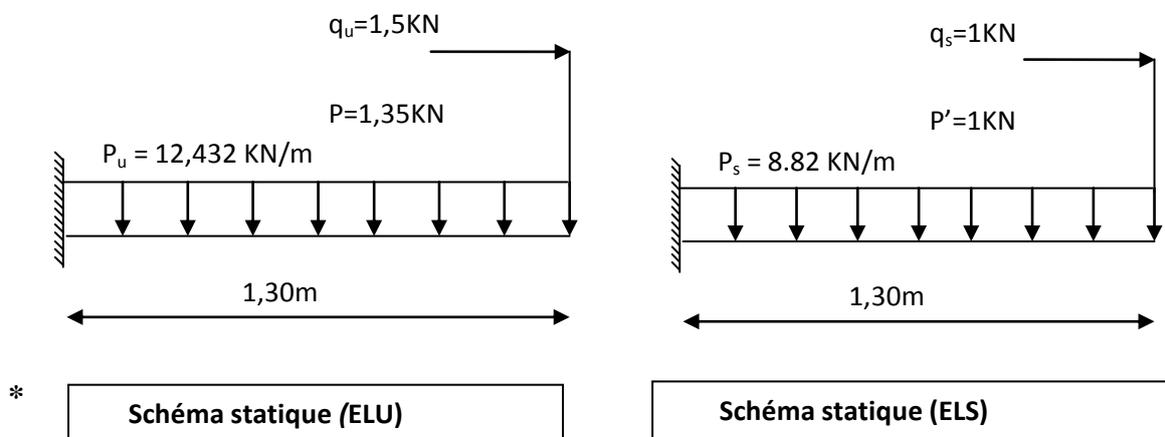


Figure III.4. Schéma statique pour calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS

III.2.1.3. Les moments et Les efforts tranchant :

- L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + p \times l + q_u = 12.071 \text{ KN.m}$$

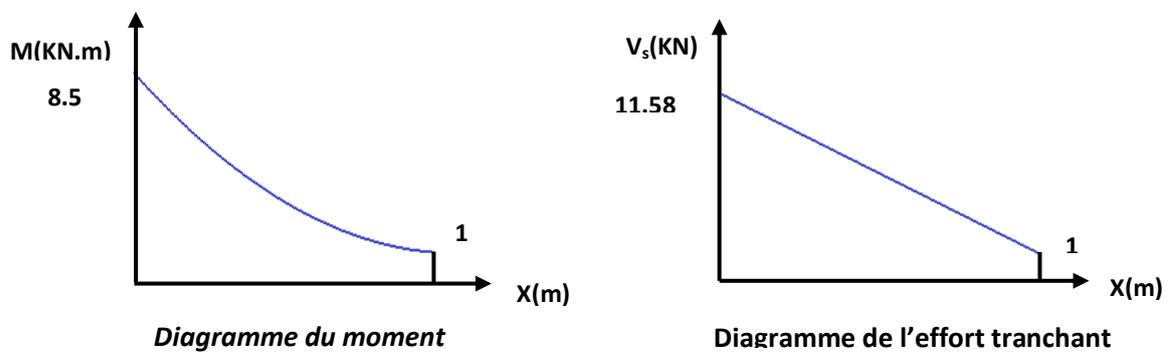
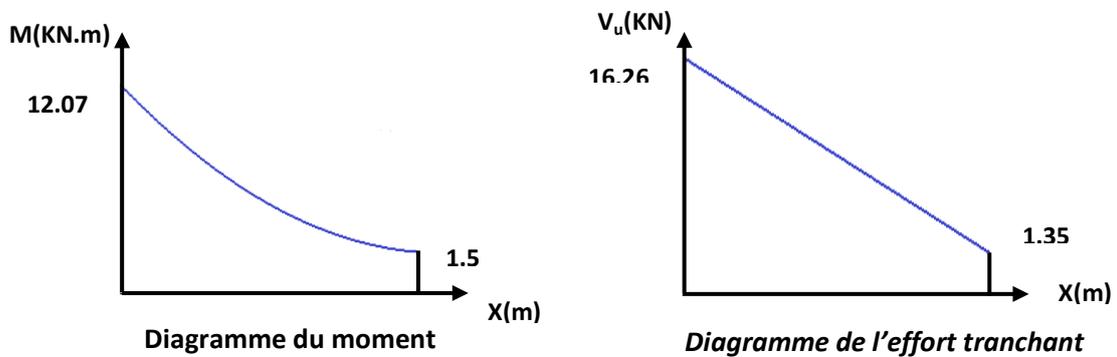
$$V_u = P_u l + P = 16.268 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$M_s = \frac{P_s l^2}{2} + P' l + q_s = 8.550 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s l + P' = 11.584 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des sollicitations :



III.2.2.Ferrailage de balcon:

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

En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

III.2.2.1. Armature principale :

$b = 1\text{m},$

$h = 15\text{ cm},$

$d = 0.9 h = 13.5\text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.071 \cdot 10^6}{1000 (135)^2 \cdot 14.2} = 0.047$$

avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.071}{8.55} = 1.41$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.302$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_{lu} = 0.302 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < 0.27 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.047)]$$

$$Z_b = 131.193\text{ mm}$$

- **Calcul de A_1 :**

$$A_1 = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{12.071 \times 10^6}{131.193 \times 348} = 264.395\text{ mm}^2 = 2.64\text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

III.2.2.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{2.64}{4} = 0.66\text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8 = 3.02 cm²** Avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$

III.2.2.3. Vérifications :

III.2.2.3.1. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies (cv) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies (cv) \end{cases}$$

2) Vérification de disposition des armatures :

• Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon h = 15cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies (cv)$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4 h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \implies (cv)$$

3) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad V_u = 16.268 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{16.268 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.12 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies (cv)$$

4) Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$V_u^{\max} = 16.268 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.268 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.5} = 0.71 \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$ =: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow (cv) \quad (\text{Pas de risque d'entraînement des barres.})$$

III.2.2.3.2. Vérification à L'ELS :

- **Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K y \qquad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \qquad \text{Avec : } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \qquad n : \text{ est le coefficient d'équivalence.}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.3. Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
8.55	5.65	9.782 10 ³	4.01	87.405	3.505	15	C.V

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{su}$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_s ; \text{Max} (0.5 f_s ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \{ 266.67 ; \text{Max} (200 ; 202) \} \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 87.405 \times (0.135 - 0.0401) = 124.420 \text{ MPa}$$

Tel que: $n = 15$

$$\sigma_s = 124.421 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{su} = 202 \text{ MPa} \Rightarrow (c.v)$$

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 2) \quad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{(cv)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \frac{2.237}{2.237} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{(cv)}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.185 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(cv)}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.2.4. Schéma de ferrailage de balcon :

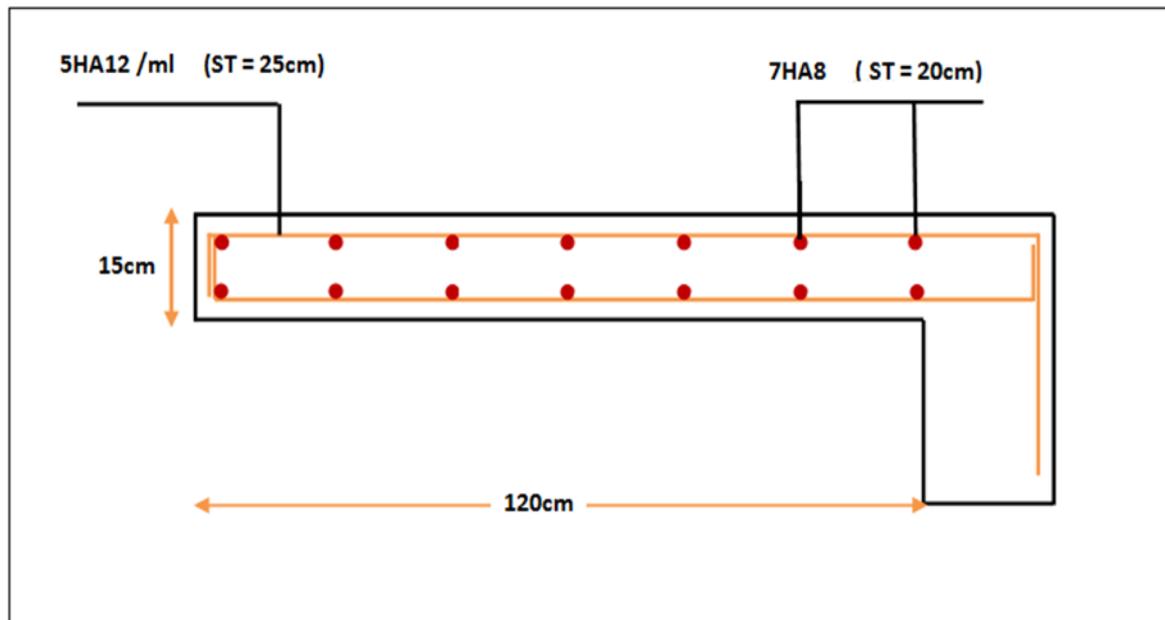


Figure III.7. Schéma de ferrailage de balcon

III.3. Plancher en dalle pleine de RDC :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

III.3.1. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{400}{30} = 13.33 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{min} = 12 \text{ cm}$.

Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$.

$$l_x = 4 \text{ m}$$

$$l_y = 5 \text{ m}$$

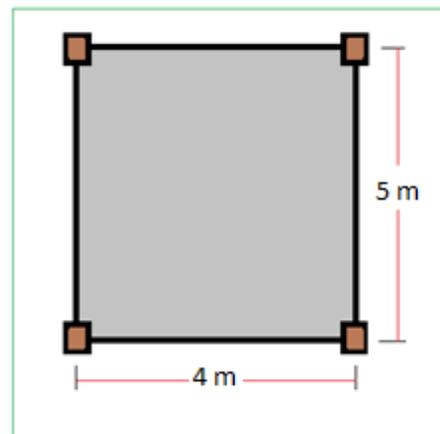


Figure III.8. Dimensions de la dalle rectangulaire.

III.3.2. Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul pour le panneau de dalle sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Sollicitations de calcul de la dalle pleine

Dalle pleine	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u = 1.35 G + 1.5 Q (KN /m ²)	q _s = G + Q (KN/m ²)
La charge	5.13	5	14.425	10.13

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de **1 m** de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

- Si $0,40 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\alpha < 0,40$: la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

III.3.2.1. Evaluation des moments :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{400}{500} = 0,8 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,8 \leq 1 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens.

Au centre de la dalle et pour une bande de **1 m** de largeur on aura :

$$M_x = \mu_x q u L^2 \quad (\text{Bande parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bande parallèle } L_y).$$

- ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0,2 & \implies \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 & \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

1) À L'ELU :

$$\nu = 0$$

Pour:

$$\alpha = 0,8 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q u L^2 = 12,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,72 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x & \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x & \implies M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU

Sens		Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-3.88
		En travée	11.01
	Y-Y	sur appuis	-2.32
		En travée	6.56

2) À L'ELS :

$v = 0.2$

Pour:

$$\alpha = 0.8 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q u L^2 = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.24 \text{ KN.m}$$

Tableau III.6. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS

Sens		Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-3.05
		En travée	8.65
	Y-Y	sur appuis	-2.17
		En travée	6.15

- Diagrammes des moments :

À L'ELU :

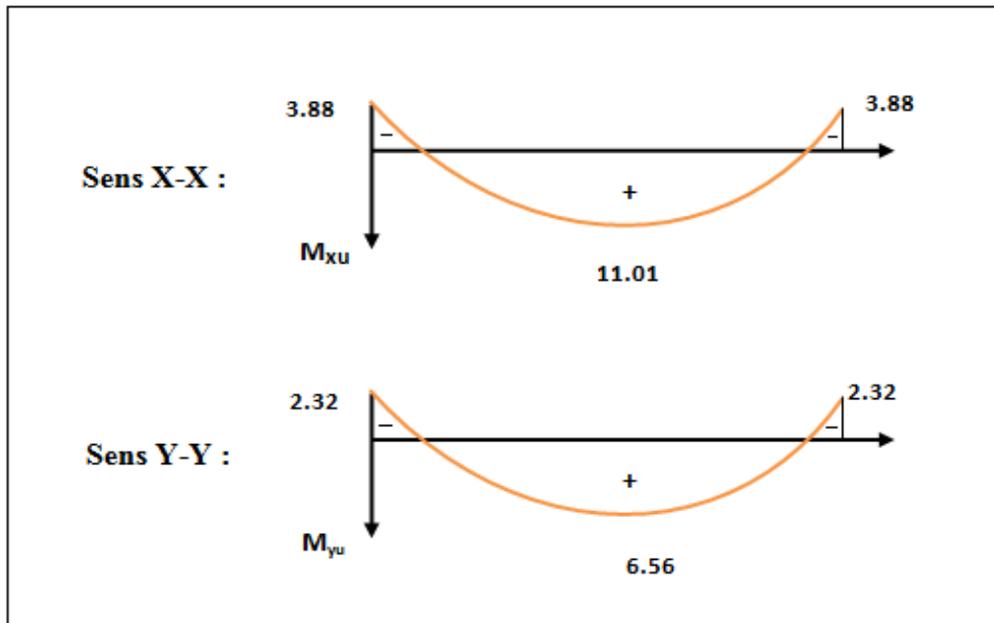


Figure III.9. Diagrammes des moments à L'ELU.

À L'ELS :

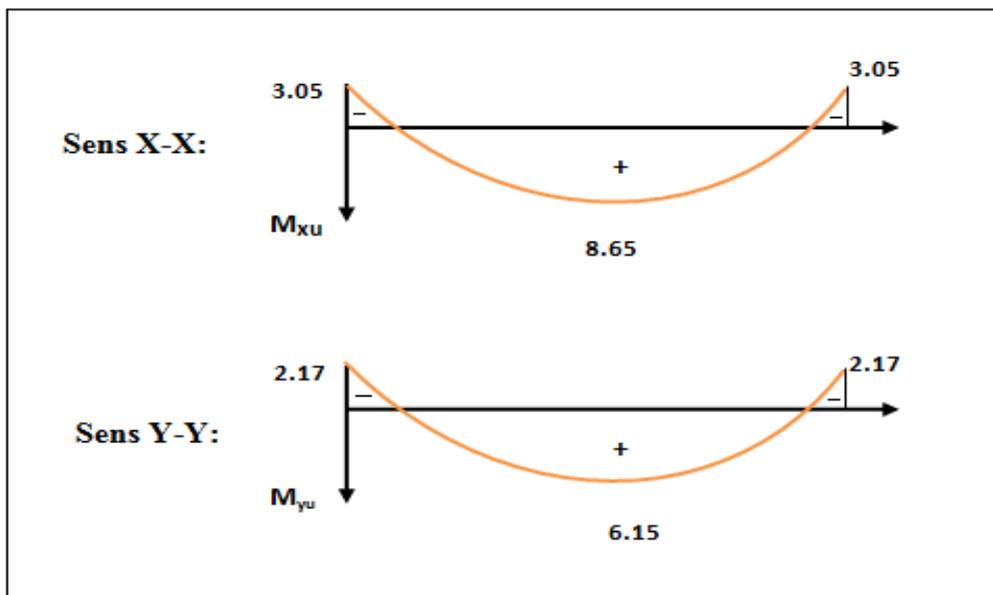


Figure III.10. Diagrammes des moments à L'ELS.

III.3.2.2. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à **L'ELU** pour une bande de **1m**.

H = 15cm; b = 100cm; d = 13.5cm; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400.

$F_{ed} = 348$ MPa; $f_{c28} = 25$ MPa; $f_{t28} = 2.1$ MPa; $F_{bu} = 14.20$ MPa. $A' = 0$

III.3.2.2.1. Ferrailage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis $\Rightarrow M_{app\ ELU} = 3.88$ kN.m

En travée : $\Rightarrow M_{tra\ ELU} = 11.01$ kN.m

• **Aux appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.88 \cdot 10^6}{1000 \cdot (135)^2 \cdot 14.2} = 0.015$$

Avec : $\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{3.88}{3.05} = 1.27$

$$\mu_{li} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.27) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.254$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_{lu} = 0.254 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135[1 - 0.6(0.015)] = 133.79 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ma_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3.88 \cdot 10^6}{133.79 \cdot 348} = 83.33 \text{ mm}^2 = 0.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA12}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{11.01 \cdot 10^6}{1000 \cdot (135)^2 \cdot 14.2} = 0.0425$$

Avec : $\gamma = \frac{Mt_u}{Mt_{ser}} = \frac{11.01}{8.65} = 1.27$

$$\mu_{li} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.27) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.254$$

$$\mu_{bu} = 0.0425 < \mu_{lu} = 0.254 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,0425 < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifié

$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135[1 - 0.6(0,0425)] = 131.55 \text{ mm}$

$A_s = \frac{M_{tU}}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{11.01 \times 10^6}{131.55 \times 348} = 240.5 \text{ mm}^2 = 2.405 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA12}$

avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X

Sens X-X						
	M_U (KN.m)	A' (cm^2)	A_S (calculer) (cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	3.88	0	0.83	5.65	5 HA12	20
En travée	11.01	0	2.404	5.65	5 HA12	20

III.3.2.2.2. Ferrailage dans le sens y-y :

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 2.32 \text{ KN.m}$

En travée : $\Rightarrow M_t = 6.56 \text{ KN.m}$

- Aux appuis :

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2.32 \times 10^6}{1000 * (135)^2 * 14.2} = 0.009$

Avec : $\gamma = \frac{M_{a_u}}{M_{a_{ser}}} = \frac{2.32}{2.17} = 1,069$

$\mu_{lu} = [3440(1,069) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,185$

$\mu_{bu} = 0,009 < \mu_{lu} = 0,185$ Pas d'armature comprimé $\Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} = 0,009 < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifié

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135[1 - 0.6(0,009)] = \mathbf{134.27 \text{ mm}}$$

$$A_s = \frac{Ma_u}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{2.32 \times 10^6}{134.27 \times 348} = 49.65 \text{ mm}^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **5 HA12** avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Aux travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{6.56 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0253}$$

Avec : $\gamma = \frac{Mt_u}{Mt_{ser}} = \frac{6.56}{6.15} = 1,067$

$$\mu_{lu} = [3440(1,066) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,184$$

$$\mu_{bu} = 0.0253 < \mu_{lu} = 0.184 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.0253 < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifié

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135[1 - 0.6(0.0253)] = \mathbf{132.95 \text{ mm}}$$

$$A_s = \frac{Mtu}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{6.56 \times 10^6}{132.95 \times 348} = 141.79 \text{ mm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **5 HA12** avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y

	Sens Y-Y					
	M _U (KN.m)	A' (cm ²)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
Sur appuis	2.32	0	0.5	5.65	5 HA 12	20
En travée	6.56	0	1.42	5.65	5 HA 12	20

III.3.3. Vérifications :

III.3.3.1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour FeE400 et $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.8$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.8)}{2} = 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_u^a \geq A_{min} \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \\ \text{En travées : } A_u^t \geq A_{min} \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \end{array} \right.$$

Tableau III.9. Vérification de la condition de non fragilité

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
Aux appuis	5.65	1,32	cv	5.65	1,32	cv
En travées	5.65	1,32	cv	5.65	1,32	cv

III.3.3.2. Vérification des diamètres maximaux des barres:

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \implies (CV)$$

Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures A_x// L_x : S_t = 20 cm < min(3h ; 33 cm) = 33 cm **CV**

Armatures A_y// L_y : S_t = 20 cm < min(4h ; 45 cm) = 45 cm **CV**

III.3.3.3. Vérifications des contraintes dans l'acier :

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (5.65)}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (13.5 \times 5.65)}{7.5 \times (5.65)^2}} - 1 \right] = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.65}{9781.97} 10^5 = 88.43 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 88.43 \times (0.135 - 0.0401) = 125.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 125.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies (CV)$$

III.3.3.4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour $\alpha = 0.8 \geq 0.4$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q L_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

Tableau III.10. Valeurs des efforts dans l'ELU et l'ELS (dalle pleine)

Zone		V (KN)
L'ELU	V _x	20.61
	V _y	19.23
L'ELS	V _x	14.47
	V _y	13.51

$$\tau_u = \frac{20.61 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.15 \leq 3.33 \implies (CV)$$

III.3.3.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{C28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K y$

- **Sens X-X :**

Tableau III.11. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS (sens x-x)

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Appui	3.05	5.65	9781.97	4.01	31.18	1.25	15	C.V
Travée	8.68	5.65	9781.97	4.01	88.73	3.56	15	C.V

- **Sens YY :**

Tableau III.12. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS (sens y-y)

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Appui	2.17	5.65	9781.97	4.01	22.18	0.89	15	C.V
travée	6.15	5.65	9781.97	4.01	62.87	2.52	15	C.V

III.3.3.6. Vérification de la flèche :

D'après le **BAEL91**, Il faut faire la vérification des trois conditions citées ci-dessous :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_s}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{0.15}{5} = 0.03 < 0.062 \implies \text{(CNV)}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Calcul de la flèche :

$$f_{max} = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que } \bar{f} = \frac{L}{500} = 1\text{cm} \quad \dots \text{ Si } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1\text{cm}$$

- Moment d'inertie de la section rectangulaire:

$$b y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30A (d - y) = 0$$

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I_0 = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

- Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 6551.873 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 8560.905 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.659 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.499 \text{ cm}$$

$$f_{max} = f_v - f_i = 1.499 - 0.659 = 0.84 \text{ cm}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0.128$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 5.018 \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 2.007 \quad : \text{coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_0} (d - y) = 126.314 \text{ MPa} \quad : \text{contrainte de traction des armatures tendues.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = 4.185 \cdot 10^{-3} \quad : \text{tel que } A_s \text{ section des armatures tendues.}$$

Tableau III.13. Vérification de la flèche (dalle pleine)

Mser (KN.m)	Y (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	I_0 (cm ⁴)	I_{F1} (cm ⁴)	I_{Fv} (cm ⁴)	f_{max} (cm)	\bar{f} (cm)	cv
8.68	4.01	126.314	5.018	2.007	9781.97	6551.87	8560.91	0.84	1	cv

III.3.4.Schéma de ferrailage :

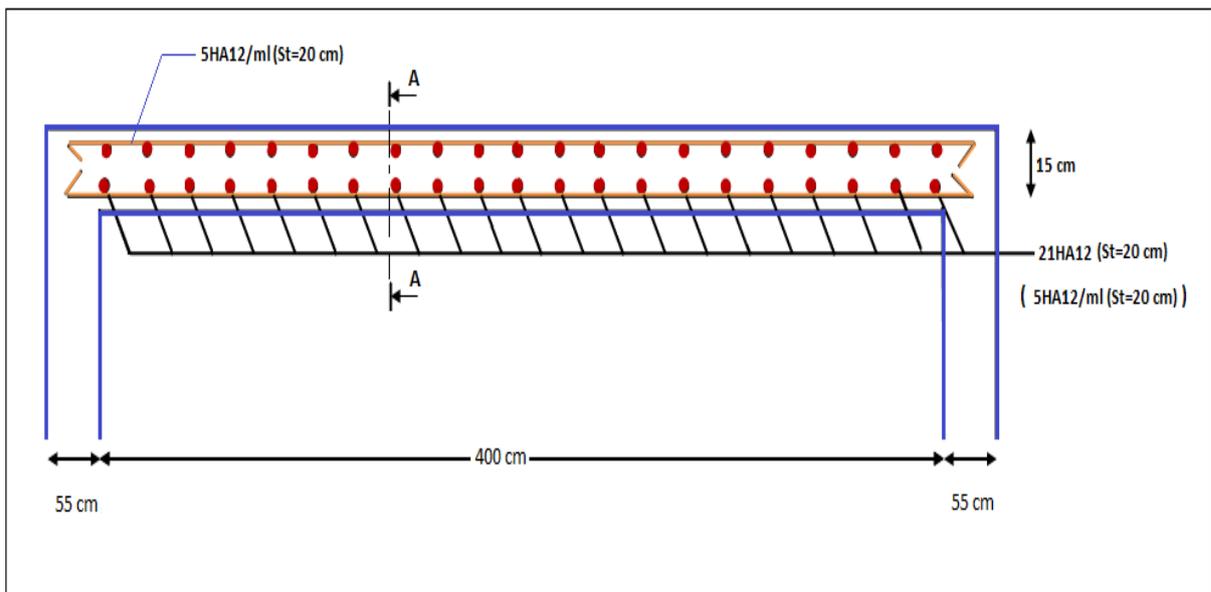


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

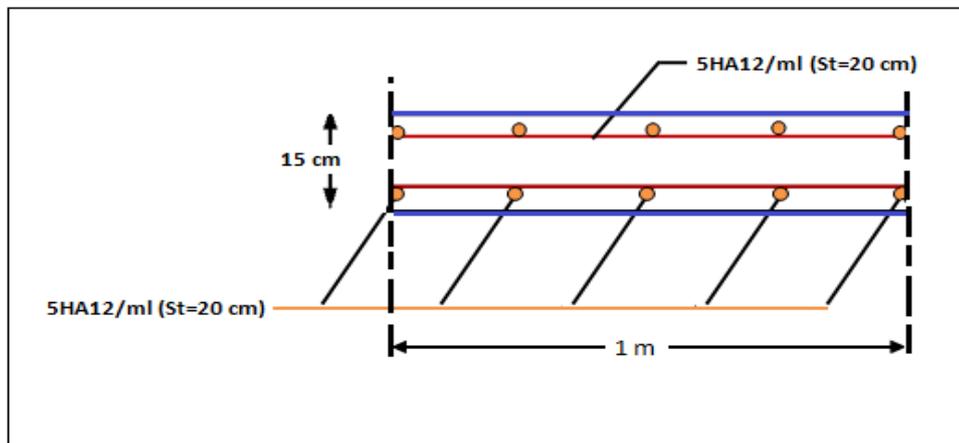


Figure III.12. Coupe A-A

III.4. Calcul du plancher:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux (Hourdis); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

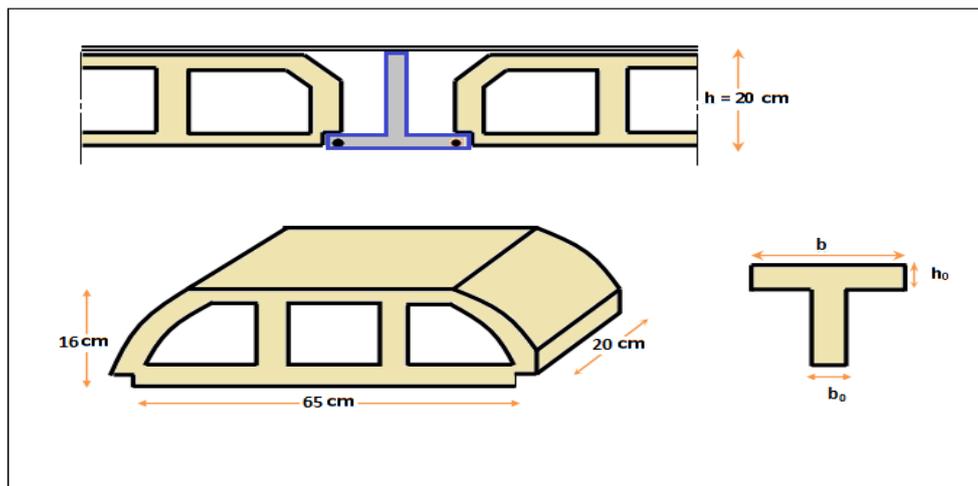


Figure III.13. Schéma coupe verticale de plancher

III.4.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20 cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

III.4.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$ La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$ donc la section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$ avec : (L_1 en cm)

l'espacement : **St = 20 cm**

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (F_e : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St = 20 cm**.

III.4.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{//} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

• **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**).

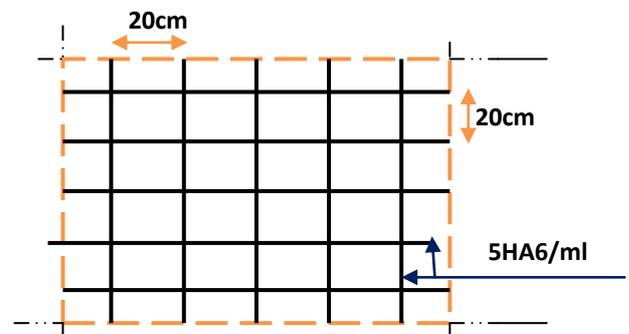


Figure III.14. Treillis soudés (20x20) cm^2

III.4.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes :** avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes :** après le coulage de la table de compression

III.4.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions comme suite (voir le deuxième chapitre) :

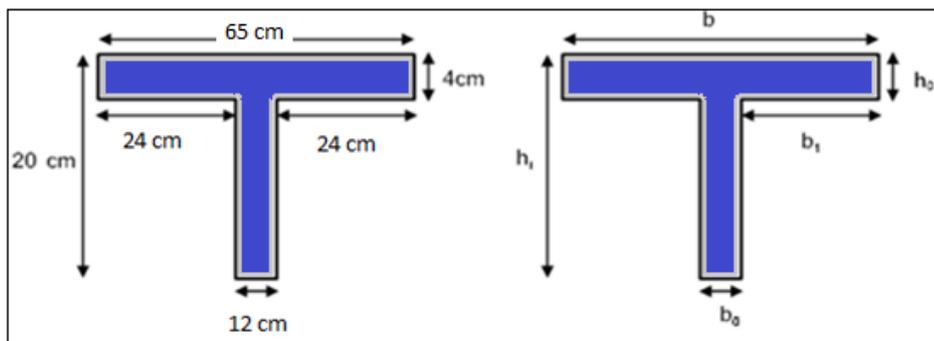


Figure III.15. Schéma d'une poutrelle

- **$h_0 = 4 \text{ cm}$** : L'épaisseur de la dalle de compression.
- **$h_t = 20 \text{ cm}$** : La hauteur de la nervure.
- **$b = 65 \text{ cm}$** : largeur de la table de compression.
- **$b_0 = 12 \text{ cm}$** : Le largeur de la nervure.
- **$b_1 = 12 \text{ cm}$**

D'après le pré dimensionnement on a un plancher **(16 + 4) cm**.

III.4.2.2. 1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.

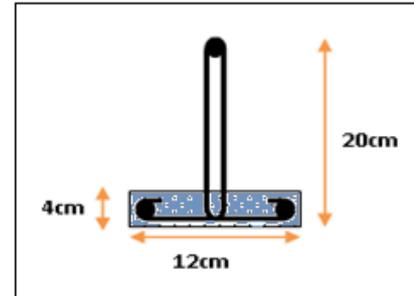


Figure III.16. Schéma de la nervure

III.4.2.2.1. Charges et surcharges :

Tableau III.14. Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression

Charge permanente (KN/ml)		Charge d'exploitation (KN/ml)
Poids propre de la poutrelle	$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Poids de corps creux	$0.65 \times 0.95 = 0.62$	
$G = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml		$Q = 0.65$ KN/ml

- (Sens x-x) $L_{x_{max}} = 4\text{ m}$: distance entre deux appui des poutres dans le panneau le plus sollicité
- (Sens y-y) $L_{y_{max}} = 5\text{ m}$: distance entre deux appui des poutres dans le panneau le plus sollicité

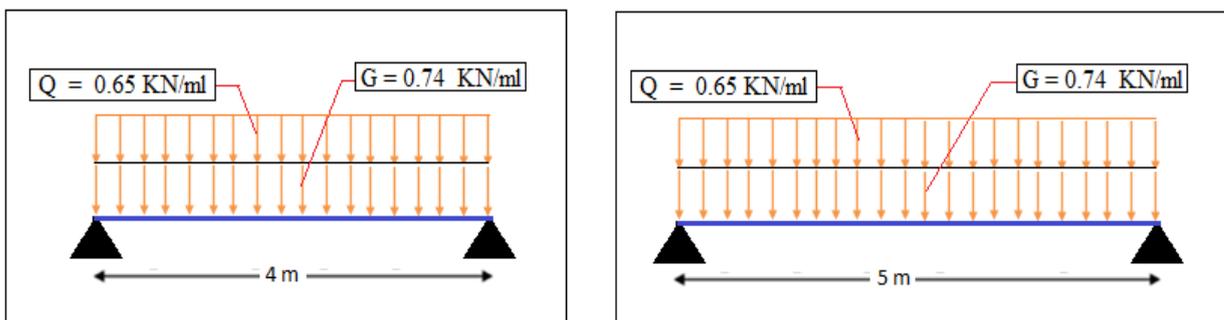


Figure III.17. Schéma des charges appliquées sur la poutrelle

III.4.2.2.2. Ferrailage à l'ELU:

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible

- **Combinaison des charges:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (0.65) = \mathbf{1.97 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.74 + 0.65 = \mathbf{1.39 \text{ KN/ml}}$$

- **Le moment en travée :**

$$M = q \times \frac{l^2}{8}$$

	M_u	M_{ser}
Sens x-x	3.94 KN.m	2.78 KN.m
Sens y-y	6.16 KN.m	4.34 KN.m

- **L'effort tranchant :**

$$R_a = R_b = q \times \frac{l}{2}$$

	ELU	ELS
Sens x-x	$R_a = R_b = \mathbf{3.94 \text{ KN}}$	$R_a = R_b = \mathbf{2.78 \text{ KN}}$
Sens y-y	$R_a = R_b = \mathbf{4.92 \text{ KN}}$	$R_a = R_b = \mathbf{3.47 \text{ KN}}$

- **Calcul des armatures :**

$$b = 0.12 \text{ m}, \quad h = 0.04 \text{ m},$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.036 \text{ m}. \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

- a) **Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.94 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times 14.2} = 1.78$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.94}{3.86} = 1,021$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050].10^{-4} = 0,169$$

$$\mu_{lu} = 0.306 \quad (\text{tableau des moments reduits - 2.3.1 - BAEL91})$$

$\mu_{bu} > \mu_{lu}$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

b) Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{6.16 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times 14,2} = 2.789$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.16}{4.34} = 1,419$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050].10^{-4} = 0,306$$

$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Conclusion:

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

III.4.2.3. 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

III.4.2.3.1. Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec : $g = 0.65 G$ et $q = 0.65 Q$

- **Suivant le sens X-X :** Les charges supportées par la poutrelle sont :

Tableau III.15. Les charges supportées par la poutrelle

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN.m)
Terrasse inaccessible	6.78	1.00	4.41	0.65	6.93	5.06
Étage courant	4.02	1.50	2.61	0.97	4.98	3.58
Étage bureau	4.02	2.50	2.61	1.62	5.95	4.23

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : **q_u = 6.92 KN/m**

et **q_{ser} = 5.06 KN/m** Donc on va travailler avec **G = 6.78KN/m²** et **Q = 1KN/m²**.

- **Suivant le sens Y-Y :** Les charges supportées par la poutrelle sont :

Les surcharges **Q = 3.5 KN/m²** dans la Terrasse inaccessible et dans les étages courants parce que on les considère comme des consoles.

Tableau III.16. les charges supportées par la poutrelle

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN.m)
Terrasse inaccessible	6.78	3.5	4.41	2.27	9.36	6.68
Étage courant	4.02	3.5	2.61	2.27	6.93	4.88

On calcule le console le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres consoles des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : **q_u = 9.36 KN/m** et

q_{ser} = 6.68 KN/m .Donc on va travailler avec **G = 6.78KN/m²** et **Q = 3.5 KN/m²**.

III.4.2.3.2. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- **Domaine d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

4) Fissuration peu nuisible.

- **Remarque :**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

III.4.2.4. Application de la méthode forfaitaire :

$$1) Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 13.56 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Sens x-x

Ln-1	Ln	Ln+1	Ln / Ln-1	Ln / Ln+1	observation
3.2	3.2	4	1	0.8	cv
3.2	4	4	1.25	1	cv

Sens y-y

Ln-1	Ln	Ln+1	Ln / Ln-1	Ln / Ln+1	observation
5	4.8	5	0.96	0.96	cv
4.8	5	4.8	1.04	1.04	cv

4) La fissuration est peu nuisible.CV

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, donc on applique la méthode forfaitaire dans les calculs suivant les deux sens.

• Calcul des coefficients :

Sens X-X :

Coefficients	valeur
$\alpha = Q/G + Q$	0.128
$1 + 0.3\alpha$	1.038
$(1.2 + 0.3\alpha)/2$	0.619

Sens Y-Y :

Coefficients	valeur
$\alpha = Q/G + Q$	0.34
$1 + 0.3\alpha$	1.1
$(1.2 + 0.3\alpha)/2$	0,65

On doit respecter les conditions suivantes :

1) **Les règles des moments** : Il faut respecter les deux conditions si dessous.

$$1 - M_t \geq \max \{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2 - M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$3 - M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

- $M_e \geq -0.6M_0$ et $M_w \geq -0.6M_0$ pour une poutre a deux travée
- $M_e \geq -0.5M_0$ et $M_w \geq -0.5M_0$

pour les appuis de voisins des appuis de rive d'une poutre à plusde 2 travée

- $M_e \geq -0.4M_0$ et $M_w \geq -0.4M_0$
pour les appuis intermediaire d'une poutre à plus de troi travée.

- $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

pour les appuis de voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de travée

Avec :

M_w et M_e sont des valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_0 : la valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaisant, dans une travée de portée **I** (entre nus des appuis).

2) **Règle de l'effort tranchant:**

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| \quad V_w : \text{l'effort tranchant sur l'appui gauche.}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| \quad V_e : \text{l'effort tranchant sur l'appui droit.}$$

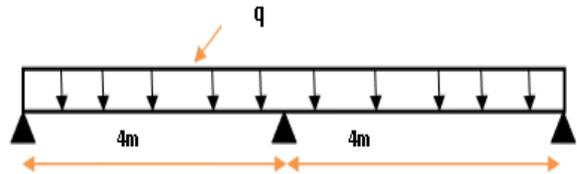
Tell que :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + |M_t|}{|M_w| + |M_t|}}} \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_w| + |M_t|}{|M_e| + |M_t|}}}$$

III.4.2.4.1. Sens X-X :

a) 1^{er} type : (Poutrelle a 2 travée)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à L'ELU} \Rightarrow q_u = 6.92 \text{ KN/m} \\ \text{à L'ELS} \Rightarrow q_s = 5.06 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$



À L'ELU :

Exemple de calcul travée 1-2 :

1) Calcul des moments :

- Moment fléchissant dans la travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.92 \times 4^2}{8} = 13.84 \text{ KN.m}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_{appuis} = -0.6M_0 = -0.6 \times 13.84 = -8.304 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

avec $1.05 \geq (1 + 0.3\alpha) = 1.038$ donc:

$$M_t \geq 1.05 M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 13.84 - \frac{0 + 8.304}{2} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.128)}{2} \times 13.84 = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(10.38 \text{ KN.m}; 8.57 \text{ KN.m}) = 10.38 \text{ KN.m}$$

Dans la travée 2-3 on trouve les mêmes résultats $M_t = 10.38 \text{ KN.m}$

2) l'effort tranchant:

- Calcul les paramètres a et b :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8.304 + 10.38}{0 + 10.38}}} = 1.708 \text{ m}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} = 4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + 10.38}{8.304 + 10.38}}} = 2.292 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{|M_w| + |M_t|}{a} = -2 \times \frac{0 + 10.38}{1.708} = -12.15 \text{ KN}$$

$$V_s = 2 \frac{|M_e| + |M_t|}{b} = 2 \times \frac{8.304 + 10.38}{2.292} = 16.31 \text{ KN}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **Forfaitaire**, les résultats trouvés sont :

Tableau III.17. Calcule des moments et des efforts à L'ELU (Poutrelle a 2 travées).

Travée	1-2	2-3	
q_u (KN/m)	6.92	6.92	
L(m)	4	4	
M_0	13.84	13.84	
Appui	1	2	3
M_a (KN.m)	0	-8.304	0
Travée	1-2	2-3	
M_w (KN.m)	0	-8.304	
M_e (KN.m)	-8.304	0	
a(m)	1.708	2.292	
b(m)	2.292	1.708	
V_w (KN)	-12.15	-16.31	
V_e (KN)	16.31	12.15	
M_t (KN.m)	10.38	10.38	

- **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :**

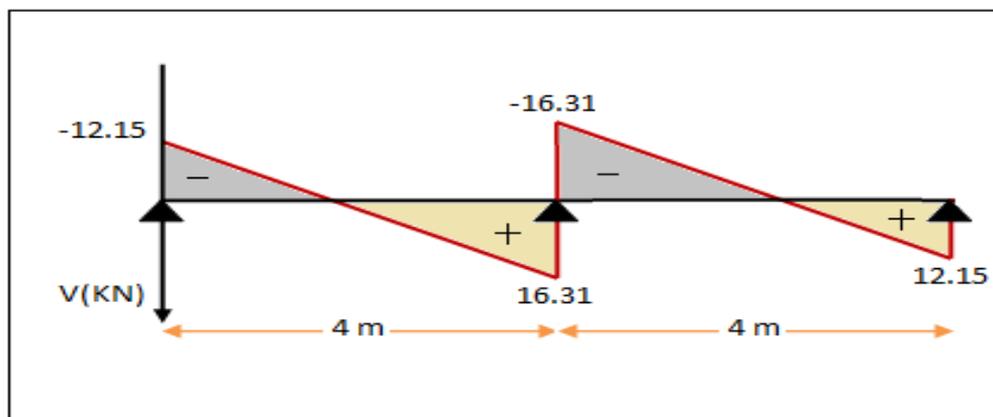


Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU (Poutrelle a 2 travées).

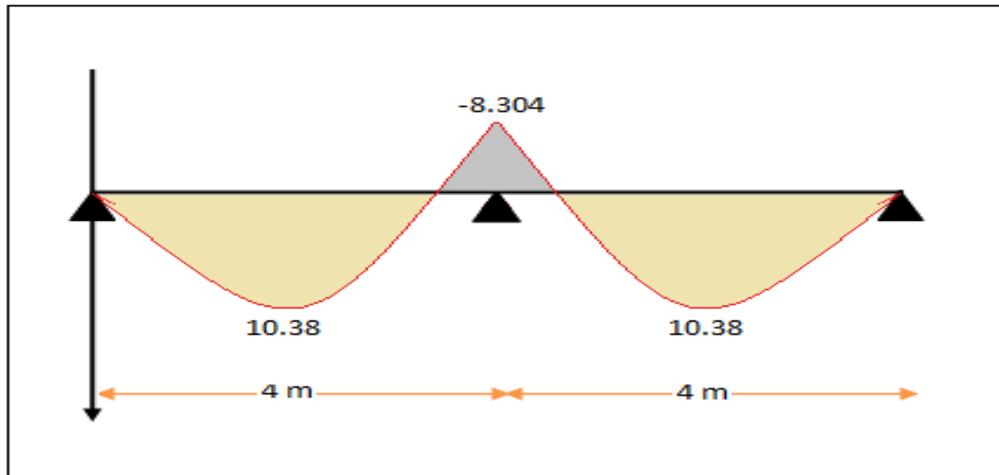


Figure III.19. Diagramme des moments à L'ELU (Poutrelle a 2 travées).

À L'ELS :

Exemple de calcul travée 1-2 :

1) Calcul des moments :

- moment fléchissant dans la travée :

$$M_0 = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5.06 \times 4^2}{8} = 10.12 \text{ KN.m}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_{appuis} = -0.6M_0 = -0.6 \times 10.12 = -6.07 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

avec $1.05 \geq (1 + 0.3\alpha) = 1.038$ donc:

$$M_t \geq 1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 10.12 - \frac{0 + 6.07}{2} = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.13)}{2} \times 10.12 = 6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(7.59 \text{ KN.m} ; 6.27 \text{ KN.m}) = 7.59 \text{ KN.m}$$

2) l'effort tranchant:

- Calcul les paramètres a et b :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\left| \frac{M_e + M_t}{M_w + M_t} \right|}} = 4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\left| \frac{6.07 + 7.59}{0 + 7.59} \right|}} = 1.708 \text{ m}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\left| \frac{M_w + M_t}{M_e + M_t} \right|}} = 4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\left| \frac{0 + 7.59}{6.07 + 7.59} \right|}} = 2.292 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \times \left| \frac{0 + 7.59}{1.708} \right| = -8.89 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \times \left| \frac{6.07 + 7.59}{2.292} \right| = 11.92 \text{ KN}$$

D'après l'utilisation de la méthode de **Forfaitaire**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Calcule des moments et des efforts à L'ELS (Poutrelle a 2 travées).

Travée	1-2	2-3	
q_{ser}(KN/m)	5.06	5.06	
L(m)	4	4	
M₀	10.12	10.12	
Appui	1	2	3
M_a(KN.m)	0	-6.07	0
Travée	1-2	2-3	
M_w(KN.m)	0	-6.07	
M_e(KN.m)	-6.07	0	
a(m)	1.708	2.292	
b(m)	2.292	1.708	
V_w(KN)	-8.89	-11.92	
V_e(KN)	11.92	8.89	
M_t(KN.m)	7.59	7.59	

Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

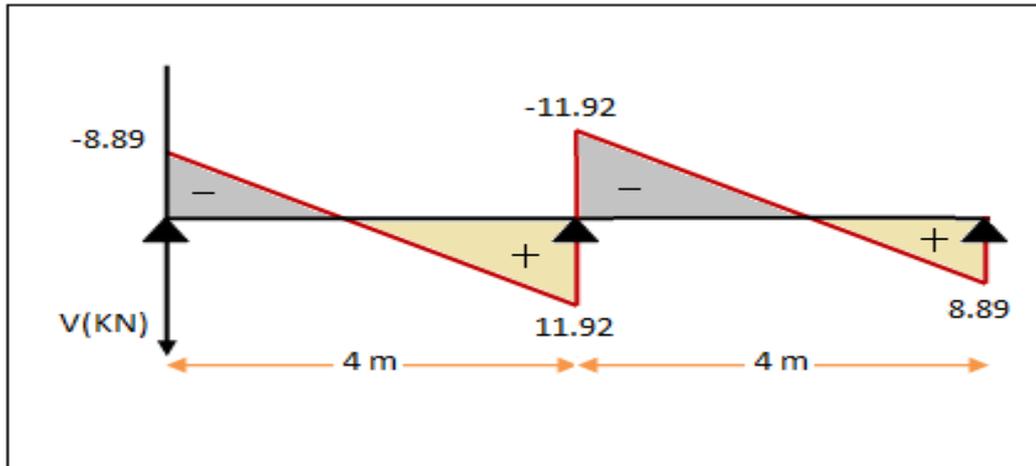


Figure III.20. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS (Poutrelle a 2 travées)..

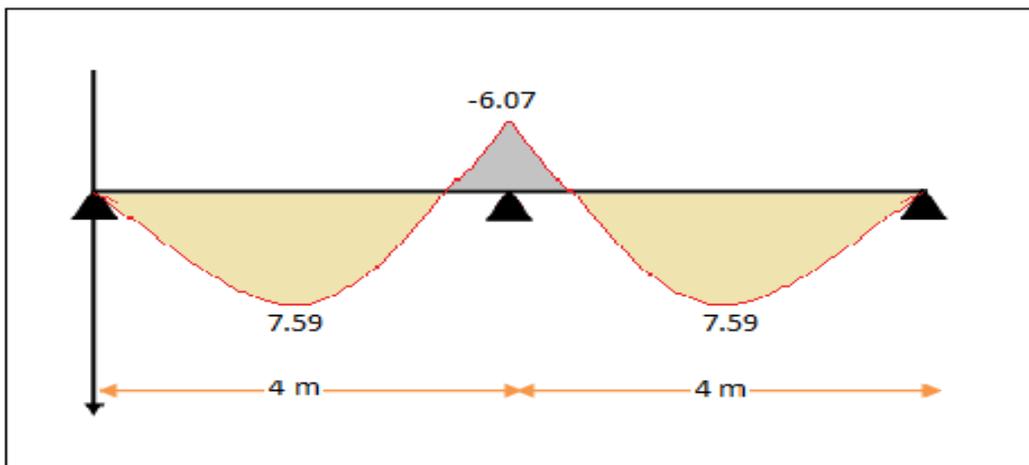
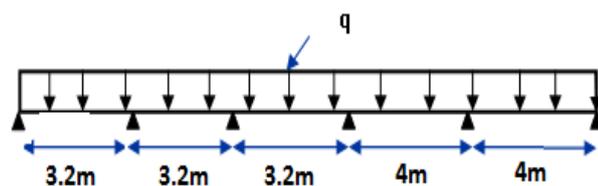


Figure III.21. Diagramme des moments à L'ELS (Poutrelle a 2 travées).

b) 2^{er} type: (Poutrelle a 5 travée) :

à L'ELU $\Rightarrow q_u = 6.92 \text{ KN/m}$

à L'ELS $\Rightarrow q_s = 5.06 \text{ KN/m}$



A L'ELU :

Exemple travée 1-2 au voisinage de travée de rive :

1) Calcul des moments :

- moment fléchissant dans la travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.92 \times 3.2^2}{8} = 8.86 \text{ KN.m}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_{appuis} = -0.5M_0 = -0.5 \times 8.86 = -4.43 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t \geq 1.05M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 8.86 - \frac{0 + 4.43}{2} = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.128)}{2} \times 8.86 = 5.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(7.09 \text{ KN.m}; 5.48 \text{ KN.m}) = 7.09 \text{ KN.m}$$

2) l'effort tranchant:

Calcul les paramètres a et b :

$$a = 1.407 \text{ m} \quad b = 1.793 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \times \left| \frac{0 + 7.09}{1.407} \right| = -10.07 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \times \left| \frac{4.43 + 7.09}{1.793} \right| = 12.84 \text{ KN}$$

Exemple de calcul travée 2-3 travée intermédiaire :

- moment fléchissant dans la travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.92 \times 3.2^2}{8} = 8.86 \text{ KN.m}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_w = -0.5M_0 = -0.5 \times 8.86 = -4.43 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0.4M_0 = -0.4 \times 8.86 = -3.54 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t \geq 1.05M_0 - \frac{|M_w|+|M_e|}{2} = 1.05 \times 8.86 - \frac{4.43+3.54}{2} = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0 = \frac{(1 + 0.3 \times 0.128)}{2} \times 8.86 = 4.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(5.31 \text{ KN.m}; 4.60 \text{ KN.m}) = 5.31 \text{ KN.m}$$

- l'effort tranchant:

Calcul les paramètres a et b :

$$a = 1.638 \text{ m} \quad b = 1.562 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \times \left| \frac{4.43 + 5.31}{1.638} \right| = -11.90 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \times \left| \frac{3.54 + 5.31}{1.562} \right| = 11.34 \text{ KN}$$

A l'ELU :

Tableau III.19. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 5 travées).

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
qu(KN/m)	6.92	6.92	6.92	6.92	6.92	
L(m)	3.2	3.2	3.2	4	4	
M ₀ (KN.m)	8.86	8.86	8.86	13.84	13.84	
Appui	1	2	3	4	5	6
M _a (KN.m)	0	-4.43	-3.54	-3.54	-6.92	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M _w (KN.m)	0	-4.43	-3.54	-3.54	-6.92	
M _e (KN.m)	-4.43	-3.54	-3.54	-6.92	0	
a(m)	1.407	1.638	1.600	1.883	2.242	
b (m)	1.793	1.562	1.600	2.117	1.758	
V _w (KN)	-10.07	-11.90	-11.63	-13.64	-16.05	
V _e (KN)	12.84	11.34	11.63	15.33	12.59	
M _t (KN.m)	7.09	5.31	5.76	9.30	11.07	

A l'ELS :

Tableau III.20. Calcul des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 5 travées).

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_{ser}(KN/m)$	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	
$L(m)$	3.2	3.2	3.2	4	4	
$M_0(KN.m)$	6.48	6.48	6.48	10.12	10.12	
Appui	1	2	3	4	5	6
$M_a(KN.m)$	0	-3.24	-2.59	-2.59	-5.06	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$M_w(KN.m)$	0	-3.24	-2.59	-2.59	-5.06	
$M_e(KN.m)$	-3.24	-2.59	-2.59	-5.06	0	
$a(m)$	1.407	1.638	1.6	1.883	2.242	
$b(m)$	1.793	1.562	1.6	2.117	1.758	
$V_w(KN)$	-7.37	-8.70	-8.50	-9.97	-11.74	
$V_e(KN)$	9.39	8.29	8.50	11.21	9.21	
$M_t(KN.m)$	5.18	3.89	4.21	6.80	8.10	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU:

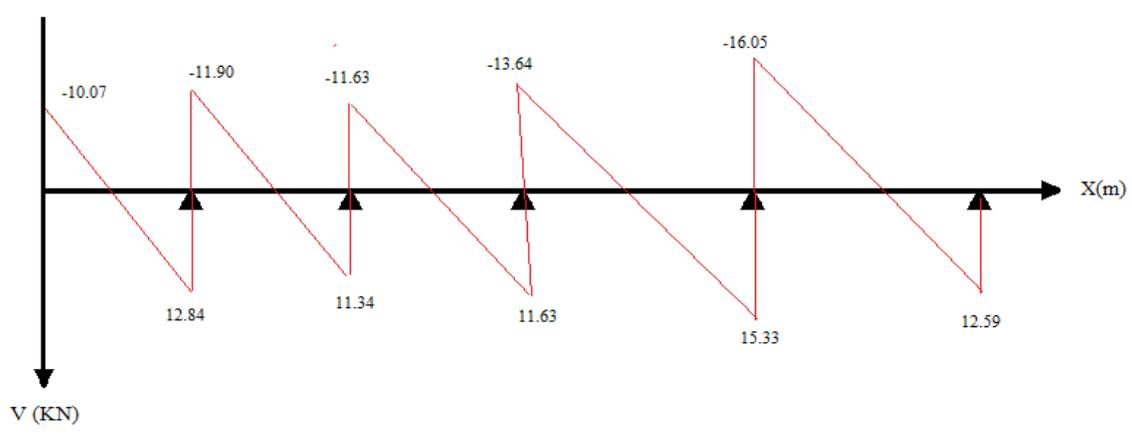


Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (Poutrelle a 5 travées).

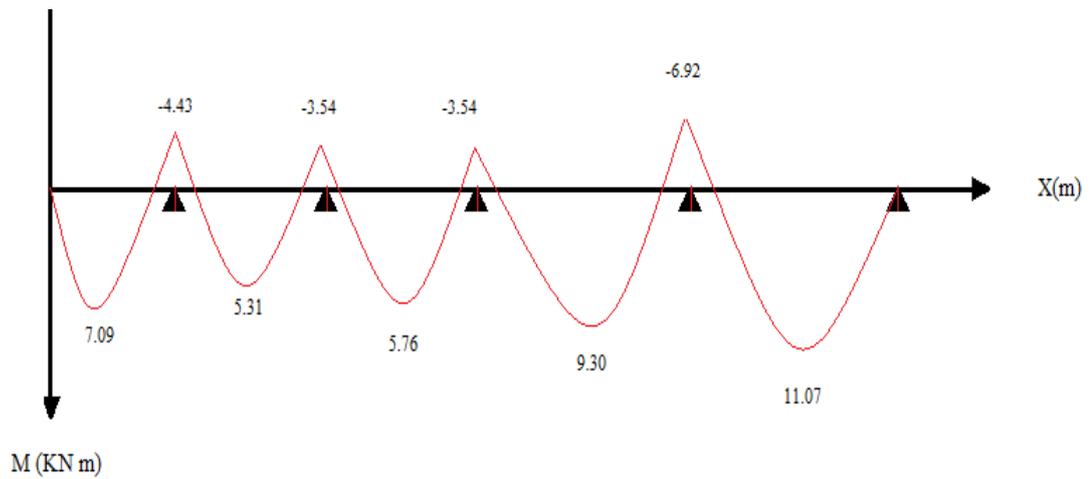


Figure III.23. Diagramme des moments à l'ELU (Poutrelle a 5 travées).

- **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS:**

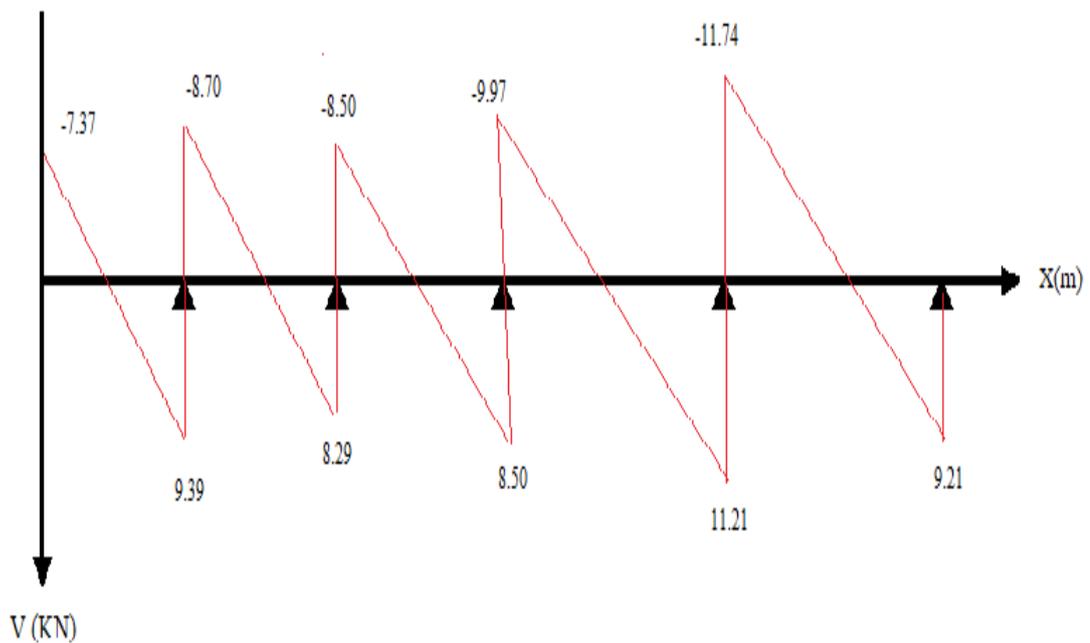


Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Poutrelle a 5 travées).

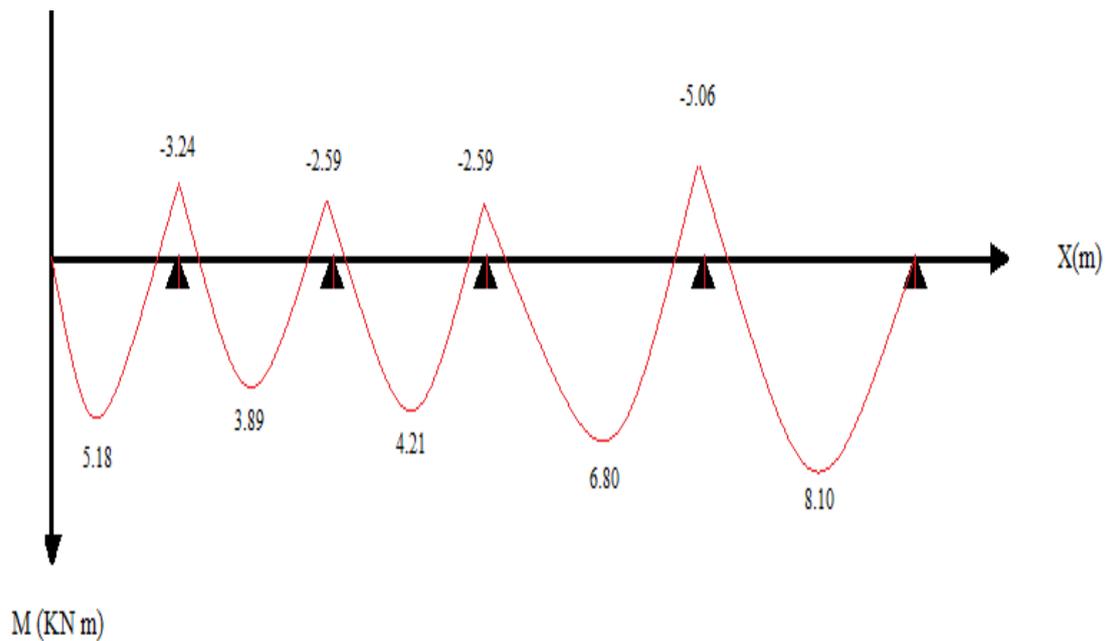
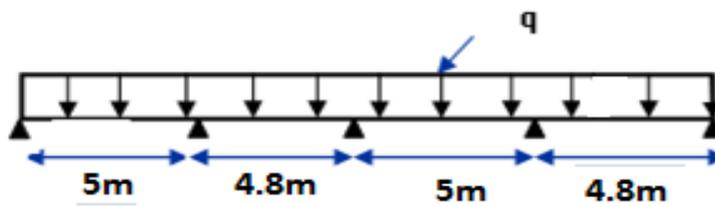


Figure III.25. Diagramme des moments à l'ELS (Poutrelle a 5 travées).

III.4.2.4.2. Sens Y-Y :

Pour la console, il existe un seule type de poutrelle :

- à L'ELU $\Rightarrow q_u = 9.36 \text{ KN/m}$
- à L'ELS $\Rightarrow q_s = 6.68 \text{ KN/m}$



D'après l'utilisation de la méthode de **forfaitaire**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant.

avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.102 \geq 1.05$ donc: $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{|M_w| + |M_g|}{2}$

Tableau III.21. Calcule des moments et des efforts (Poutrelle a 4 travées).

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
A L'ELU :				
q_u (KN/m)	9.36	9.36	9.36	9.36
L(m)	5	4.8	5	4.8
M_0 (KN.m)	29.25	26.96	29.25	26.96
Appui	1	2	3	4
M_a (KN.m)	0	-14.63	-10.78	-14.63
M_w (KN.m)	0	-14.63	-10.78	-14.63
M_e (KN.m)	-14.63	-10.78	-14.63	0
a(m)	2.213	2.478	2.425	2.7
b(m)	2.787	2.322	2.575	2.1
V_w (KN)	-22.53	-25.53	-25.00	-27.42
V_e (KN)	28.38	23.93	26.53	21.33
M_t (KN.m)	24.92	17.00	19.53	22.39
A L'ELS :				
q_{ser} (KN/m)	6.68	6.68	6.68	6.68
L(m)	5	4.8	5	4.8
M_0 (KN.m)	20.88	19.24	20.88	19.24
Appui	1	2	3	4
M_a (KN.m)	0	-10.44	-7.7	-10.44
M_w (KN.m)	0	-10.44	-7.7	-10.44
M_e (KN.m)	-10.44	-7.7	-10.44	0
a(m)	2.213	2.478	2.425	2.7
b(m)	2.787	2.322	2.575	2.1
V_w (KN)	-16.08	-18.22	-17.84	-19.57
V_e (KN)	20.25	17.08	18.94	15.22
M_t (KN.m)	17.79	12.13	13.94	15.98

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU:

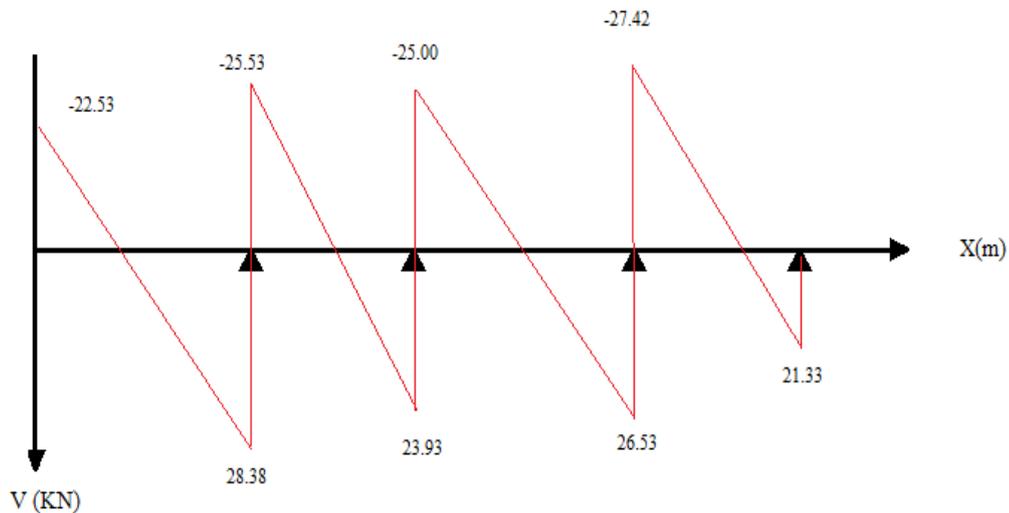


Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (Poutrelle a 4 travées).

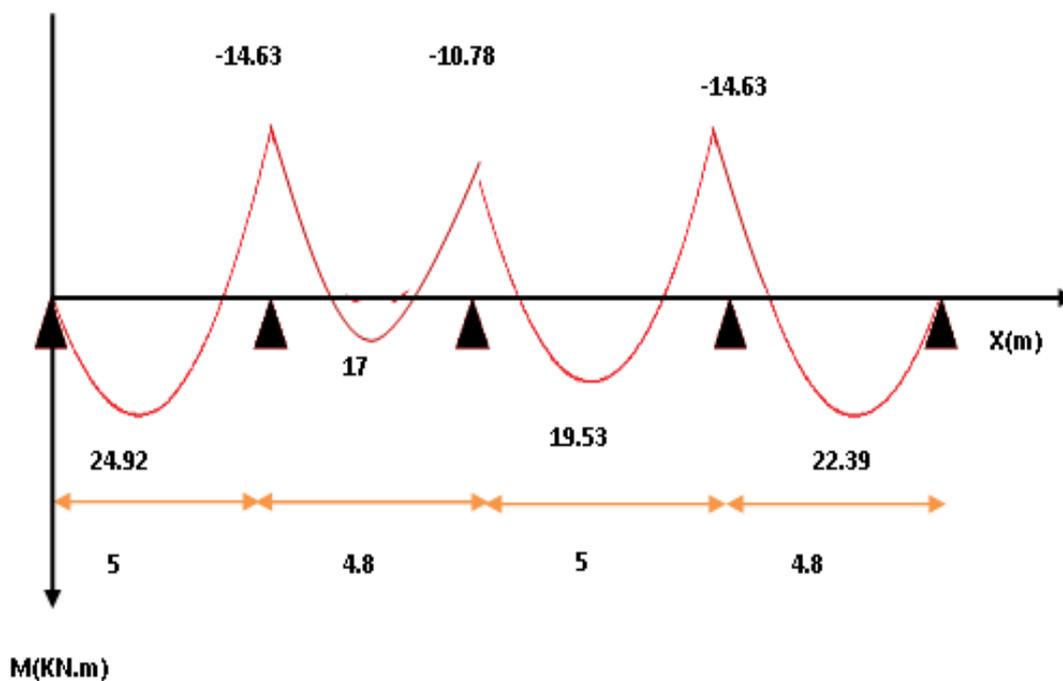


Figure III.27. Diagramme des moments à l'ELU (Poutrelle a 4 travées).

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS:

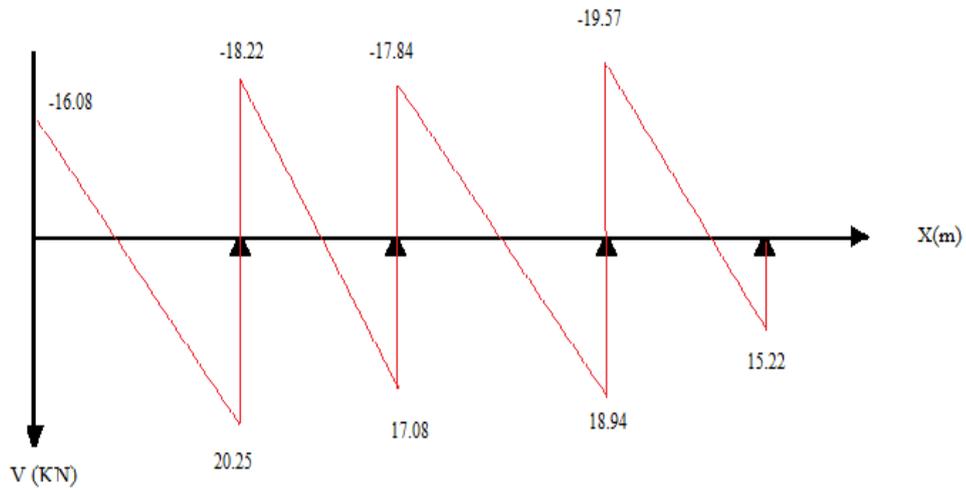


Figure III.28. Diagramme des efforts tranchants à L 'ELS (Poutrelle a 4 travées).

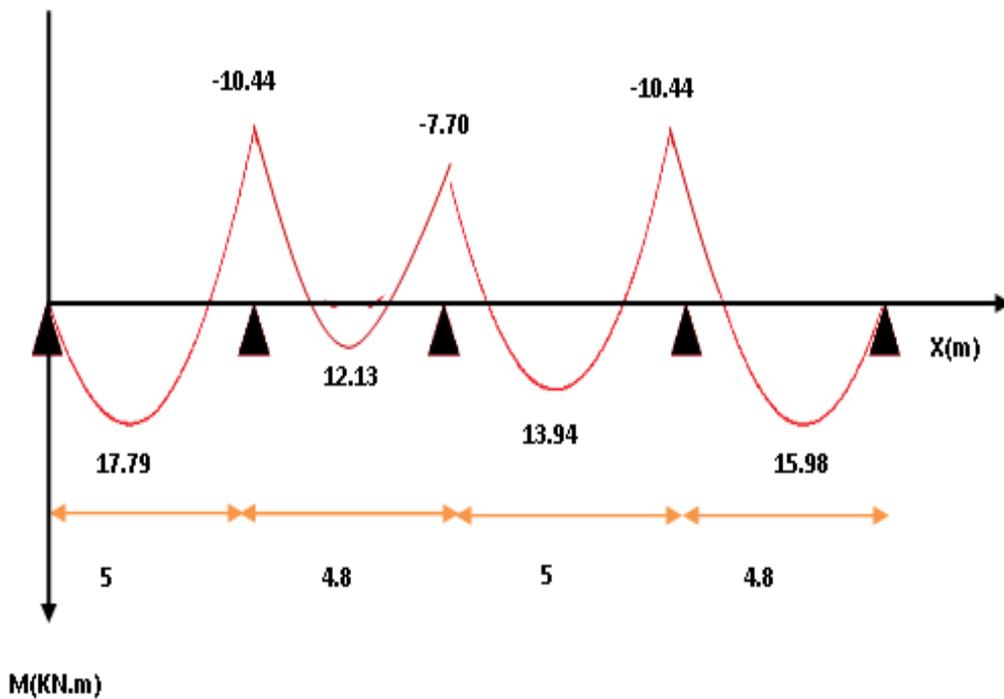


Figure III.29. Diagramme des moments à L 'ELS (Poutrelle a 4 travées).

III.4.3.Ferrailage des poutrelles :

III.4.3.1. Sens X-X :

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

- à L'ELU :

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-8.304	11.07	-16.14	16.14

- à L'ELS :

$M_{ser(max)}^a$ (KN.m)	$M_{ser(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-6.07	8.1	-11.92	11.92

III.4.3.1.1. Calcul des armatures longitudinales :

a) En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T**.

$b = 65\text{cm}, \quad b_0 = 12\text{cm},$

$h = 20\text{cm}, \quad h_0 = 4\text{cm},$

$d = 0.9h = 18\text{cm}$

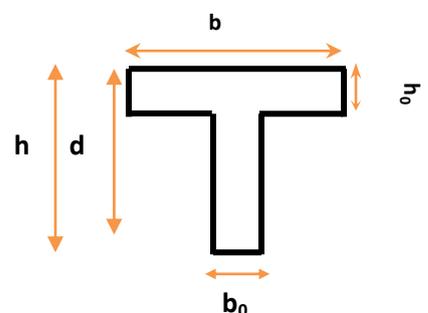
- **Le moment équilibré par la table de compression :**

$M_{tu(max)} = 11.07 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$ Moment qui équilibre la table.



$M_{tu}(\max) \leq M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh) , $b = 65\text{cm}$ et $h = 20\text{ cm}$

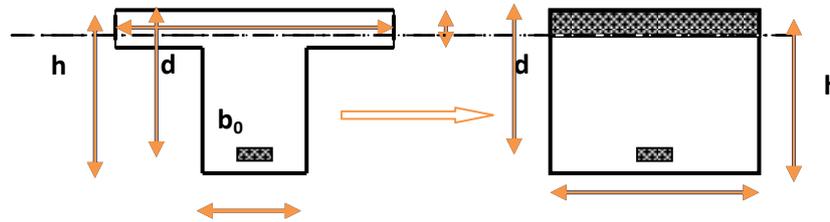


Figure III.30. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.07 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = \mathbf{0.037}$$

- Calcul de μ_{lu} :

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050]. 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{11.07}{8.1} = \mathbf{1.367}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.367) + 49(25) - 3050]. 10^{-4}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < \mu_{lu} = 0.288$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

\Rightarrow (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.037} < \mathbf{0.275}$$

\Rightarrow On utilise la méthode simplifiée.

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18 \times [1 - 0.6 \times (0.037)] = \mathbf{0.176\text{ m}}$$

$$\Rightarrow Z_b = \mathbf{0.176\text{ m}}$$

- Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{11.07 \times 10}{0.176 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$3HA10 = 2.36 \text{ cm}$$

Tableau III.22. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

Type	$M_u^t(\max)$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	11.07	0,037	0	17.6	1.81	3HA10	2.36

b) En appuis :

$$M_u^a(\max) = 8.304 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d = 18 \text{ cm}$ et $b = 65 \text{ cm}$

• Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.304 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.028$$

• Calcul de μ_{lu} :

$$Y = \frac{M_u^a}{M_{ser}} = \frac{8.304}{6.07} = 1.368$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.36) + 49(25) - 3050]. 10^{-4}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_{lu} = 0.288$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

• Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18 \times [1 - 0.6 \times (0.028)] = 0.177 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z_b = 0.177 \text{ m}$$

• Calcul de A_{st} :

$$A_{sa} = \frac{M_u^a(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{8.304 \times 10}{0.177 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On prend: **2HA12 = 2.26 cm²**

Tableau III.23. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

Type	M _u ^a (max) [kN.m]	μ _{bu}	A' _s [cm ²]	Z [cm]	A _{sa} [cm ²]	Choix	A _s adopté [cm ²]
Résultats	8.304	0,028	0	17.7	1.35	2HA12	2.26

III.4.3.1.2. Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6\text{mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6 (At = 0.57cm²)**.

- **Espacement des armatures transversales (St) :** (Art-A.5.1.22/BAEL99).

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

On prend: **S_t = 15 cm**

III.4.3.1.3. Verifications:

1) à L'ELU :

- **Condition de non fragilité:** (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s^a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant:** (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$$

$$V_u^{\max} = 16.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16.14 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$$

On a: $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$

$\psi_s = 1.5$ (acier F_e400, haute adhérence)

$$\sum u_i = n \pi \phi :$$

$\sum u_i$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{16.17 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 2\pi \times 0.012} = 1.32 \text{ MPa}$$

On a: $\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 1.32 < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Ancrage des barres :**

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } L_s = 43 \text{ cm}$$

Ancrages courbe :

L_a : La longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4L_s = 17.2 \text{ cm} \quad L_a = 17.2 \text{ cm}$$

- **Espacement:**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \left(\frac{A_t f_e}{0.4b_0} \right) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \leq 47.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) à L'ELS :

- **Moments max:**

Sur appuis: $M_{ser}^a = 6.07 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 8.1 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant:** $V_s = 11.8 \text{ KN}$

a) **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

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

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \quad \text{avec} \quad \eta = 15$$

Les résultats après les calculs sont comme suite :

Tableau III.24. Les résultats contraints maximales dans le béton comprimé

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	8.1	2.36	4824.17	3.11	167.9	5.22	15	CV
Appui	6.07	2.26	4645.53	3.04	130.66	3.97	15	CV

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

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

c) Vérification de la flèche :

• **Vérification des conditions :**

- 1) $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$
- 2) $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{24.92}{29.25} = 0,08 \rightarrow C.N.V$
- 3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \rightarrow C.V$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 402 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 402 + 150 = 552 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 402 - 102 = 300 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pour } b = 0,65 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} G = 5200 \times 0,65 = 2613 \text{ N/ml} \\ P = 6700 \times 0,65 = 3588 \text{ N/ml} \\ J = 4450 \times 0,65 = 1950 \text{ N/ml} \end{array} \right.$$

• **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.71 \frac{G \cdot L^2}{8} = 0.71 \frac{2613 \times 4^2}{8} = 3710.46 \text{ N.m.} \\ M_P = 0.71 \frac{P \cdot L^2}{8} = 0.71 \frac{3588 \times 4^2}{8} = 5094.96 \text{ N.m.} \\ M_J = 0.71 \frac{J \cdot L^2}{8} = 0.71 \frac{1950 \times 4^2}{8} = 2769 \text{ N.m.} \end{array} \right.$$

- **Détermination du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2) + (h - h_0) b_0 \cdot [(h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_1 = \frac{(65 \times 4)(4/2) + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2] + 15 \times 2.36 \times 18}{(65 \times 4) + ((20 - 4) \times 12) + (15 \times 2.36)}$$

$$y_1 = 7.10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b y_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + b_0 \frac{y_2^3}{3} + n A_s (y_2 - c)^2 + n A'_s (y_2 - c')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times (7.10)^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (7.10 - 4)^3 + 12 \times \frac{12.90^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011$$

- **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 15 \times \frac{3710.46}{20021.06} \times (18 - 7.10) = 30.30 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 15 \times \frac{5094.96}{20021.06} \times (18 - 7.10) = 41.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 15 \times \frac{2769}{20021.06} \times (18 - 7.10) = 22.61 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 30.30) + 2.1} \right] = -0.07$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 41.60) + 2.1} \right] = 0.06$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 22.61) + 2.1} \right] = -0.19$$

• **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,74 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,5$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 3,74 \times (-0,07)} = 30329,52 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 1,5 \times (-0,07)} = 24732,57 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 3,74 \times 0,06} = 17876,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 3,74 \times (-0,19)} = 76020,03 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{3710,46 \times (400)^2}{10 \times 32164,2 \times 30329,52} = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{3710,46 \times (400)^2}{10 \times 10818,87 \times 24732,57} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{5094,96 \times (400)^2}{10 \times 32164,2 \times 17876,34} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{2769 \times (400)^2}{10 \times 32164,2 \times 76020,03} = 0,02 \text{ cm}$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,22 - 0,02) + (0,14 - 0,06) \Rightarrow \Delta f_t = 0,28 \text{ cm}$$

• **La flèche admissible :**

Pour $L = 400 \text{ cm} \leq 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$

Donc $\Delta f_t = 0,28 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.4.3.1.4. Schémas de ferrailage du plancher :

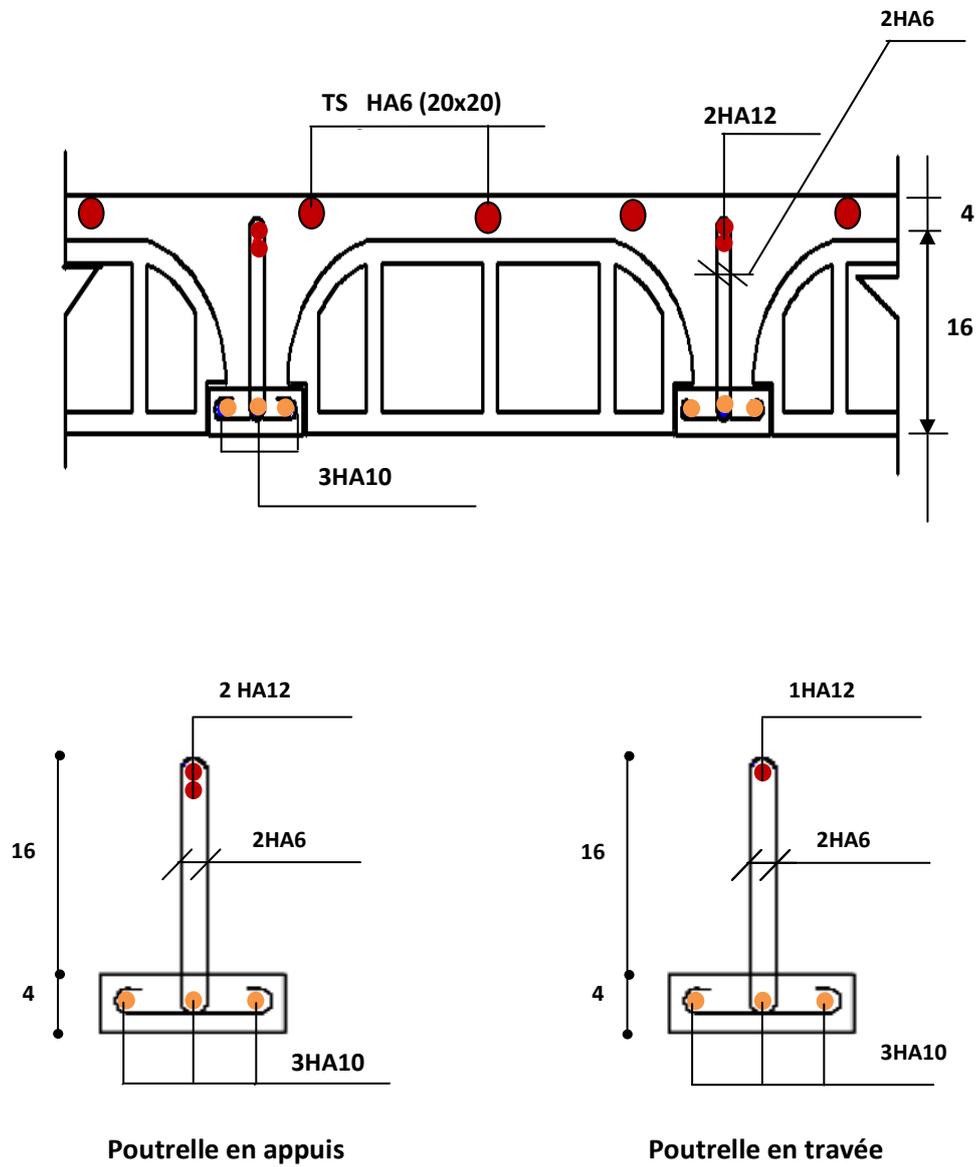


Figure III.31. Schéma de ferrailage du plancher (sens x-x)

III.4.3.2. Sens Y-Y :

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

- à L'ELU :

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-14.63	24.92	-27.42	28.48

- à L'ELS :

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-10.44	17.79	-19.57	20.25

III.4.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

- a) **En travée :**

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T**.

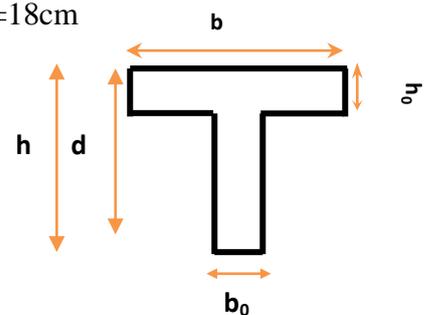
$b = 65\text{cm}, \quad b_0 = 12\text{cm}, \quad h = 20\text{cm}, \quad h_0 = 4\text{cm}, \quad d = 0.9h = 18\text{cm}$

- Le moment équilibré par la table de compression :**

$M_{tu(max)} = 14.63 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$\Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$ Moment qui équilibre la table.



$M_{tu(max)} \leq M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (65cm x 20 cm),

- Calcul de μ_{bu} et μ_{tu} :** Après les calculs :

μ_{bu}	γ	μ_{tu}
0.083	1.401	0.299

$$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_{lu} = 0.299$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.083 < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

Après le calcul de Z_b et A_{st} on trouve que :

Tableau III.25. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

Type	$M_u^{t(max)}$ [kN.m]	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	24.92	0	17.1	4.19	3HA14	4.62

b) Aux appuis :

$$M_u^a(max) = 14.63 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d=18\text{cm}$ et $b=65\text{cm}$

• Calcul de μ_{bu} et μ_{lu} : Après les calculs :

μ_{bu}	γ	μ_{lu}
0.049	1.401	0.3

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_{lu} = 0.3$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.049 < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

Après le calcul de Z_b et A_{st}

Tableau III.26. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures aux appuis

Type	$M_u^{t(max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	14.63	0.049	17.472	2.41	1HA12 1HA14	2.67

III.4.3.2.2. Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\phi = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6** ($A_t = 0.57 \text{ cm}^2$).

• **Espacement des armatures transversales (St) :** (Art-A.5.1.22/BAEL99).

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

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

III.4.3.2.3. Verifications:

1) à L'ELU :

a) **Condition de non fragilité:** (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s^a = 2.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant:** (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u^{\max} = 28.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} = \frac{28.48 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.32 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{CV}$$

c) **Vérification de l'adhérence aux appuis :** (Art. A.6.1.31/BAEL99) $\tau_{se} < \bar{\tau}_s$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{28.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times \pi \times (0.014 + 0.012)} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 2.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) **Ancrage des barres :**

- **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm}$$

On prend: $L_s = 43 \text{ cm}$

- **Ancrages courbe :**

$$L_a = 0.4 L_s = 17.2 \text{ cm}$$

$$L_a = 17.2 \text{ cm}$$

e) **Espacement:**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \left(\frac{A_t f_e}{0.4b_0} \right) = 47.5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \leq 47.5 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

2) **à L'ELS :**

- **Moments max:**

Sur appuis: $M_{ser}^a = 10.44 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 17.79 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant: $V_s = 20.25 \text{ KN}$**

a) **Contrainte de compression dans le béton :**

Tableau III.27. Les résultats des contraintes de compression dans le béton

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observ
Travée	17.79	4.62	14400.45	5.22	123.54	6.45	15	cv
Appui	10.44	2.67	9231	4.13	113.10	4.68	15	cv

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

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

c) Vérification de la flèche :

• **Vérification des conditions :**

- 1) $\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$
- 2) $\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{24,92}{29,25} = 0,085 \rightarrow C.N.V$
- 3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \geq \frac{4,2}{400} = 0,011 \rightarrow C.N.V$

Pour $b = 0,65 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 5200 \times 0,65 = 2613 \text{ N/ml} \\ P = 6700 \times 0,65 = 3588 \text{ N/ml} \\ J = 4450 \times 0,65 = 1950 \text{ N/ml} \end{cases}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \frac{2613 \times (5)^2}{8} = 5797,59 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \frac{3588 \times (5)^2}{8} = 7960,88 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \frac{1950 \times (5)^2}{8} = 4326,56 \text{ N.m.} \end{cases}$$

• **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \qquad E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

• **Détermination du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = 7,81 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b y_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + b_0 \frac{y_2^3}{3} + n A_s (y_2 - c)^2 \Rightarrow I_0 = 23785,87 \text{ cm}^4$$

• **Pourcentages des armatures :** $\rho = 0,021$

• **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 15 \times \frac{5797.59}{4591.92} \times (18 - 7.81) = 37.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 15 \times \frac{5094.96}{20021.06} \times (18 - 7.10) = 41.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 15 \times \frac{4326.56}{4591.92} \times (18 - 7.81) = 27.80 \text{ MPa}$$

• **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_g = 0.30 \qquad \mu_p = 0.43 \qquad \mu_j = 0.18$$

• **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0,021} = 1,96 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,78$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 23785,87}{(1 + 1,96 \times 0,30)} = 16383,02 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 23785,87}{(1 + 0,78 \times 0,30)} = 21120,48 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 23785,87}{(1 + 1,96 \times 0,43)} = 14166,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 23785,87}{(1 + 1,96 \times 0,18)} = 19362,14 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{5797,59 \times (500)^2}{10 \times 32164,2 \times 16383,02} = 0,28 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{5797,59 \times (500)^2}{10 \times 10818,87 \times 21120,48} = 0,63 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{7960.88 \times (500)^2}{10 \times 32164.2 \times 14166.46} = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{4326.56 \times (500)^2}{10 \times 32164.2 \times 19362.14} = 0.17 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0.63 - 0.17) + (0.44 - 0.28) \Rightarrow \Delta f_t = 0.62 \text{ cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

Pour $L = 500 \text{ cm} \leq 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00 \text{ cm}$

Donc $\Delta f_t = 0.62 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.4.3.2.4. Schémas de ferrailage du plancher :

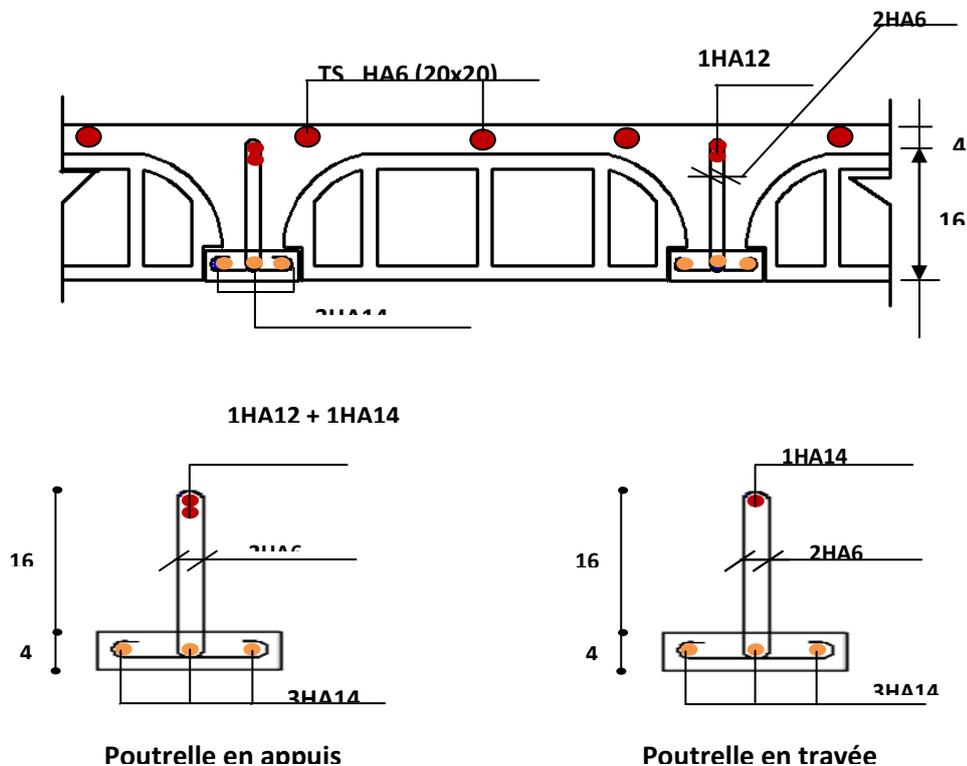


Figure III.32. Schéma de ferrailage du plancher (sens y-y)

III.5. CALCUL DES ESCALIERS :

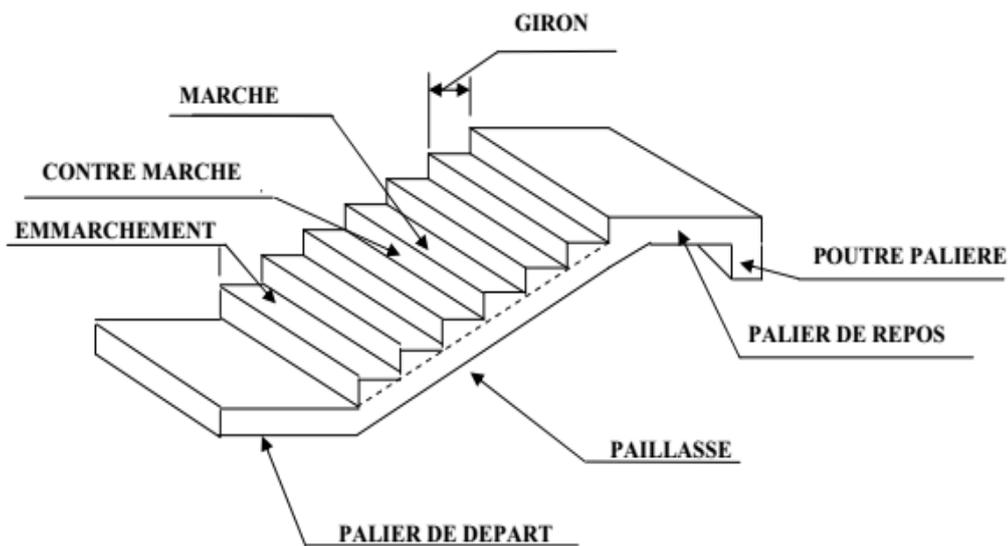
III.5.1. Définition:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a 1 seul type d'escalier : *droit à deux volées*.

Ce type est présent dans tous les étages.

III.5.2. Terminologie :



- Giron : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

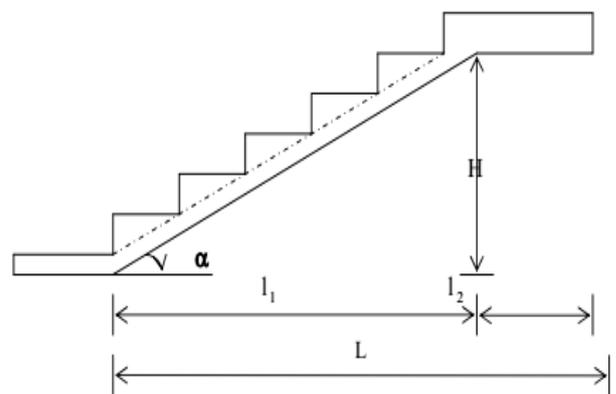


Figure III.33. Schémas d'un escalier

III.5.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement et à condition que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe qu'elle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure(a). donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées. La figure(b) donne quelques exemples.

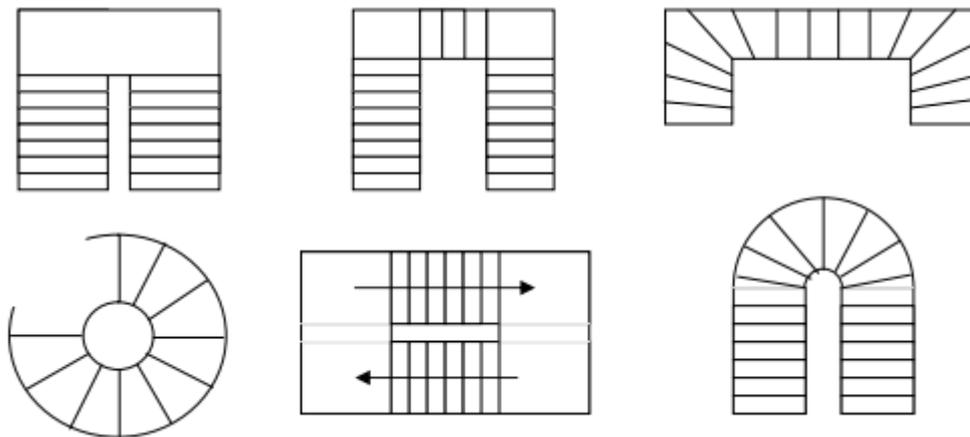


Figure III.34. Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs.

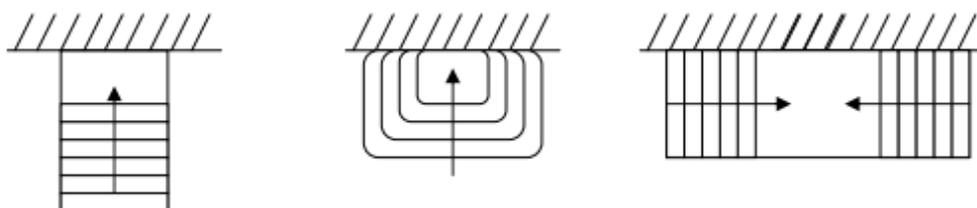


Figure III.35. Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs.

III.5.4. Combinaison des charges :

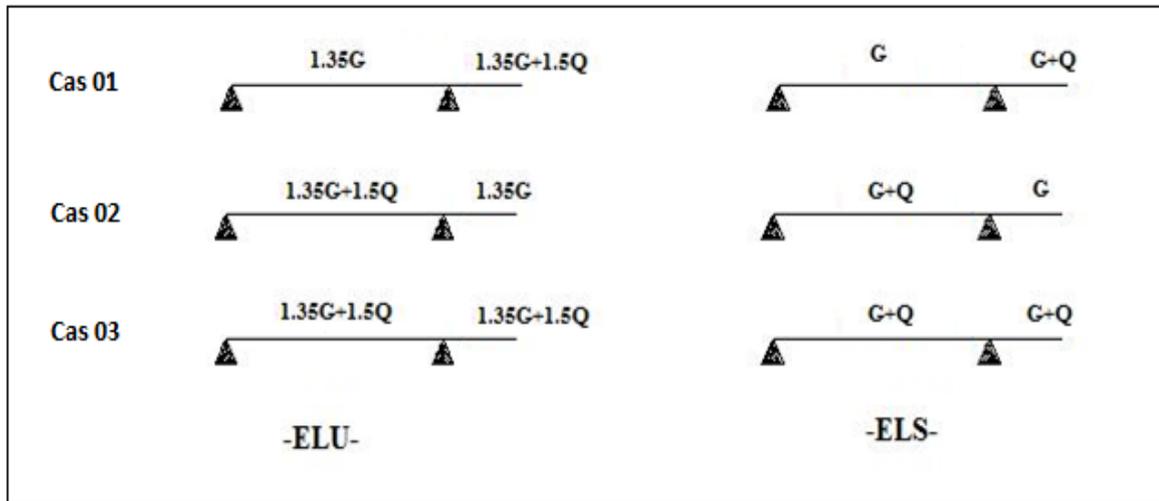


Figure III.36. Combinaison des charges selon chaque cas

III.5.5. Escalier des étages courants :

III.5.5.1. Combinaison des charges :

Tableau III.28. Calcul des combinaisons des charges

Elément		ELU			ELS		
		1.35G (KN/m ²)	1.5Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _{ser} (KN/m ²)
cas 01	Volée	11.097	/	11.097	8.22	/	8.22
	Palier de repos	6.831	3.75	10.581	5.06	2.5	7.56
cas 02	Volée	11.097	3.75	14.847	8.22	2.5	10.72
	Palier de repos	6.831	/	6.831	5.06	/	5.06
cas 03	Volée	11.097	3.75	14.847	8.22	2.5	10.72
	Palier de repos	6.831	3.75	10.581	5.06	2.5	7.56

On prend les valeurs du 3eme cas (les plus grandes valeurs de P_u et P_{ser}) dans les calculs.

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.29. Le chargement de la rampe

	$G (KN/m^2)$	$Q (KN/m^2)$	$P_u (KN/m^2)$	$P_{ser} (KN/cm^2)$
<i>Volée</i>	8.22	2,50	14.847	10.72
<i>Palier</i>	5.06	2,50	10,581	7.56
<i>Mur ext</i>	1.995	0	2.693	1.995

III.5.5.2. Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- *A L'ELU*

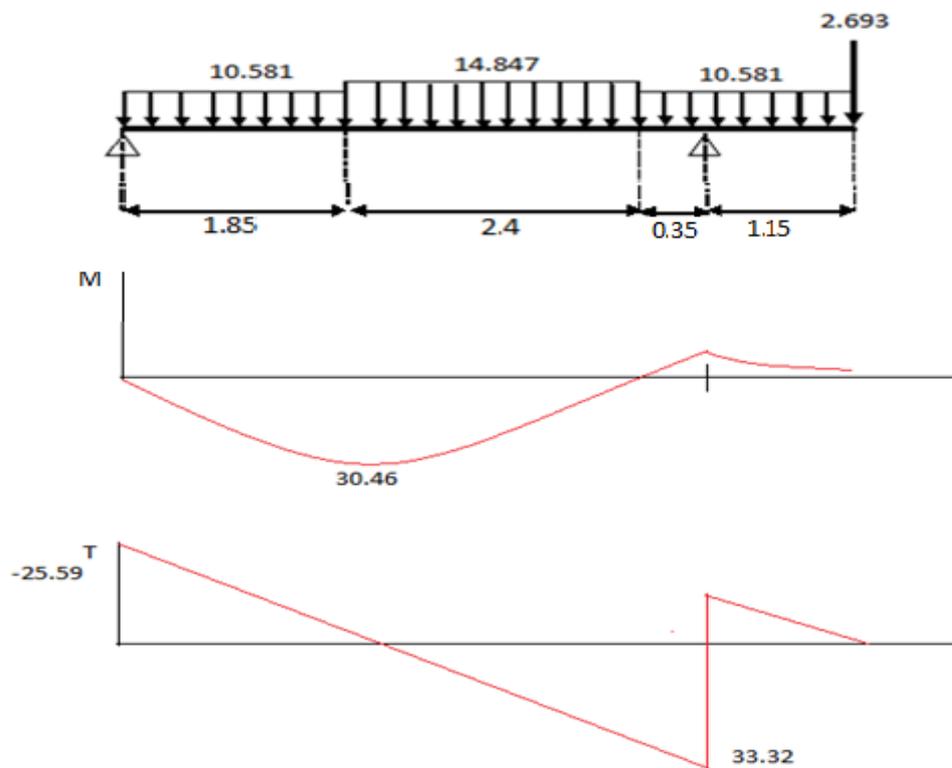


Figure III.37. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01)

- *AL'ELS*

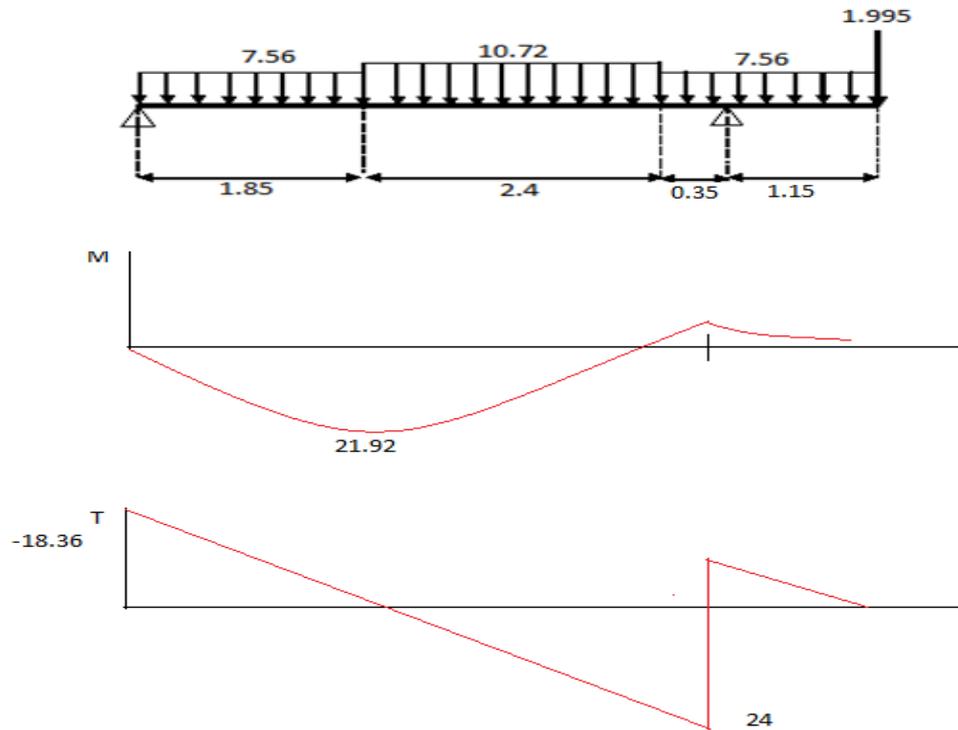


Figure III.38. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 01)

III.5.5.3. Les réactions aux appuis :

Tableau III.30. Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
R_a (KN)	25.59	18.36
R_b (KN)	33.32	24.00

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{Z_{max}}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Z_{max}}$

Tableau III.31. Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
M_{Zmax} (KN .m)	30.46	21.92
M_a (KN.m)	- 9.14	- 6.58
M_t (KN.m)	25.89	18.63

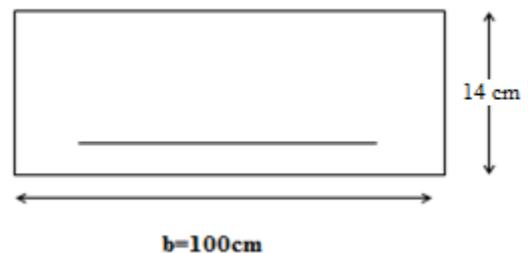
III.5.5.4. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 12.6 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$
 $h = 14 \text{ cm} \quad \text{FeE400 MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa.}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$

III.5.5.4.1. Armature principale :

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



1) En travée :

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{25.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.115$$

- Calcul de μ_{tu} :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{25.89}{18.63} = 1.39$$

$$\mu_{iu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050].10^{-4} \quad \mu_{iu} = 0.296$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < \mu_{iu} = 0.296 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.126 \times [1 - 0.6 \times (0.115)] = 0.117\text{m}$$

$$\Rightarrow Z_b = 0.117 \text{ m}$$

- Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\text{max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{25.89 \times 10}{0.117 \times 348} = 6.34 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA14 = 7.70 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III.32. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

	$M_{tu}(\text{max})$ [KN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	25.89	0.115	11.7	6.34	5HA14	20	7.70

2) En appuis :

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.041$$

- Calcul de μ_{lu} :

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{9.14}{6.58} = 1.39 \qquad \mu_{lu} = 0.269$$

$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_{lu} = 0.269 \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.037 < 0.285 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.123 \text{ m} \Rightarrow Z_b = 0.123 \text{ m}$$

- Calcul de A_{sa} :

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\text{max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{9.14 \times 10}{0.123 \times 348} = 2.14\text{cm}^2$$

On prend : **5HA10 = 3.93 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III.33. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis

	$M_u^{a(max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	9.14	0.041	12.3	2.14	5HA10	20	3.93

III.5.5.4.2. Armatures de répartition :

• En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.93cm^2$

• En appuis : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$

$\Rightarrow A_r = 3.14 cm^2 \Rightarrow 4HA 10$ avec $S_t = 25 cm$

III.5.5.5. Vérification à L'ELU :

III.5.5.5.1. Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 cm^2$

$A_s^t = 7.70 cm^2 > A_{min} = 1.52cm^2$ condition vérifiée

$A_s^a = 3.93cm^2 > A_{min} = 1.52 cm^2$ condition vérifiée

III.5.5.5.2. Vérification de l'effort tranchant:

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \end{cases}$$

$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa\right) = 3.33$

$V_u^{max} = 33.32 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0d} = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{1000 \times 126} = 0.26 MPa$

$\tau_u = 0.26 \leq \bar{\tau}_u = 3.33$ CV

III.5.5.5.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

$\tau_{ss} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 MPa$

$\tau_{ss} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = 1.87 MPa$

On a:

$$\tau_{se} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

- **Armatures longitudinales:**

$$S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{42 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \{20 ; 20\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{56 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.5.5.5.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d$$

$$V_u \leq 0.4 * b * 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u = 33.32 \text{ KN} \leq 75.6 \text{ KN} \dots\dots\dots cv$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_s} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_s}{f_s} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

III.5.5.5.5. Calcul la longueur d'Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

La longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = 35.27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le **BAEL** est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à :

$$L_a = 0,4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{A_t f_s}{0.4 b} = 39.3 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

III.5.5.6. Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers.

III.5.5.6. Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} . Y^3 + n . A'_s . (Y - c')^2 + n . A_s . (d - Y)^2$

III.5.5.6.1. Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} . Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \end{cases}$$

Tableau III.34. Vérification des contraintes du béton

<i>Positon</i>	<i>Ms [kN.m]</i>	<i>As (cm²)</i>	<i>I [cm⁴]</i>	<i>Y [cm]</i>	<i>σ_b (MPa)</i>	<i>Obs.</i>
<i>En travée</i>	18.63	7.70	10604.90	4.36	7.66	CV
<i>Sur appui</i>	6.58	3.93	6296.45	3.31	3.46	CV

III.5.5.6.2. Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ 3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$

h : hauteur totale : h = 14 cm ;

L : porté entre nue d'appuis ;

Mt : moment max en travée ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

b₀ : largeur de la nervure ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{430} = 0,03 < 0,063$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,03 < 0,086$. ----- non vérifiée.

3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 12.6} = 0,006 \leq 0,011$verifié

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500}$ $L < 5,00 m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86cm$$

• **Moment d’inertie de la section rectangulaire:**

$$b y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30 A(d - y) = 0$$

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

• **Moment d’inertie fictive d’après BAEL 91.**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \qquad I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \qquad \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \qquad : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) : \text{Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

Tableau III.35. Vérification de la flèche

<i>M_{ser}</i> (kN.m)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>λ_i</i>	<i>λ_v</i>	<i>I₀</i> cm ⁴	<i>I_{Fi}</i> cm ⁴	<i>I_{Fv}</i> cm ⁴	<i>f_{max}</i> (cm)	<i>f̄</i> (cm)
18.63	7.70	4.36	217.10	3.44	1.37	10604.90	4270.91	6892.22	0.21	0.86

III.5.5.7. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palier est prévue pour être un support d'escalier.

Avec une longueur de **3.20 m**, son schéma statique est le suivant :

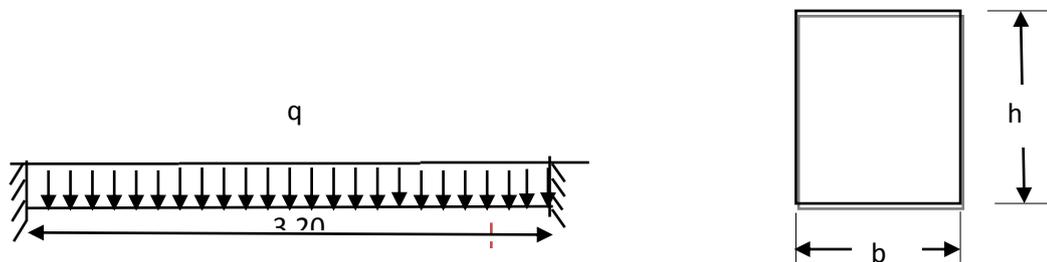


Figure III.39.: Schéma Statique de la poutre palier (escalier type 01)

La poutre palier se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

III.5.5.7.1. PREDIMENSIONNEMENT :

1) Selon le CBA 93 : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max} = 3.20 \text{ m} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$

$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

2) Selon RPA 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$h \geq 30$

$\frac{h}{b} \leq 4$

On opte : $\mathbf{h = 30 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

3) Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

III.5.5.7.2. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = \mathbf{1.875 \text{ KN/ml}}$
- Réaction du palier à l'ELU : $\dots\dots\dots \mathbf{T_u = 33.32 \text{ KN}}$
- Réaction du palier à l'ELS : $\dots\dots\dots \mathbf{T_s = 24.00 \text{ KN}}$

III.5.5.7.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :

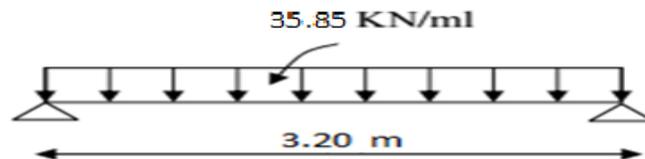
III.5.5.7.3.1. Calcul à l'ELU :

1) Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 Gp + T_u$$

$$q_u = 1.35 \times 1.875 + 33.32$$

$$q_u = 35.85 \text{ KN/ml}$$



2) Calcul du moment et l'effort tranchant :

• Moment isostatique :

$$M_u^t = \frac{q_u L^2}{24} = \frac{35.85 \times 3.2^2}{24} = 15.30 \text{ KM.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{35.85 \times 3.2^2}{12} = 30.59 \text{ KM.m}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{35.85 \times 3.2^2}{8} = 45.89 \text{ KM.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_{u \max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{35.85 \times 3.2}{2} = 57.36 \text{ KM}$$

Tableau III.36. Résultats de ferrailage de la poutre palière

	T_{uMax} KN	M_u^{max} (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	σ_s	$As(cm^2)$ calculée	$As(cm^2)$ adoptée	Choix
Travée	0	15.30	0.059	26.04	348	1.69	4.62	3HA14
Appui	57.36	30.59	0.118	25.08	348	3.50	4.62	3HA14

3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 8,57 \\ g_t = 12 \\ \frac{b}{10} = 2,5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8mm. \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40cm \end{cases} = 24,3cm \quad \text{on adopte} \quad S_t = 20cm$$

III.5.5.7.3.2. VERIFICATIONS DIVERS:

1) A L'ELU

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

$$A_s \geq 0,23.A_{s,min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 4,62 \end{cases} \geq 0,23 \times 25 \times 0,9 \times 30 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 4,62 \end{cases} > 0,82cm^2 \dots\dots CV$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.37 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} 0,13.f_{c28} \\ 4Mpa \end{cases} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots CV$$

2) A L'ELS

- **Vérification de contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

Tableau III.37. Vérification de contrainte de béton

	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	11.04	4.62	9.77	28344.75	3.81	15	CV
Appuis	22.08	4,62	9,77	28344.75	7.61	15	CV

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,09 > 0,063 \dots\dots CV$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,09 > 0,033 \dots\dots CV$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,007 \leq 0,011 \text{ ----- CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6. Escalier type 2 :

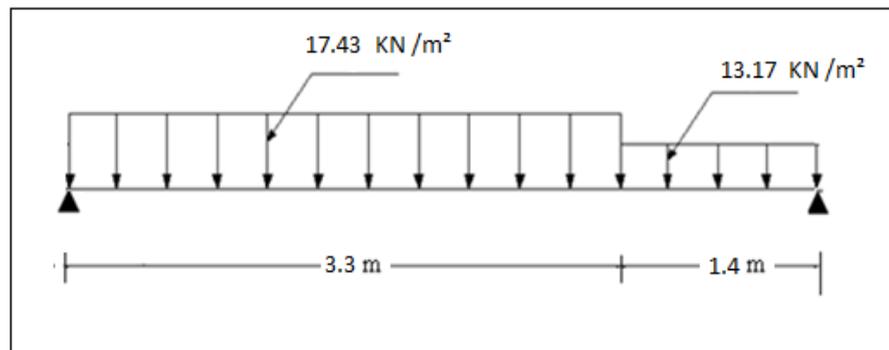
Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.38. Charges appliquées sur l'escalier type 2

	<i>G (KN/m²)</i>	<i>Q (KN/m²)</i>	<i>Pu (KN/m²)</i>	<i>Pser (KN/m²)</i>
<i>Volée</i>	8.47	4	17.43	12.47
<i>Palier</i>	5.31	4	13.17	9.31

III.5.6.1. Schéma statique :

- **A L'ELU :**



- **A L'ELS :**

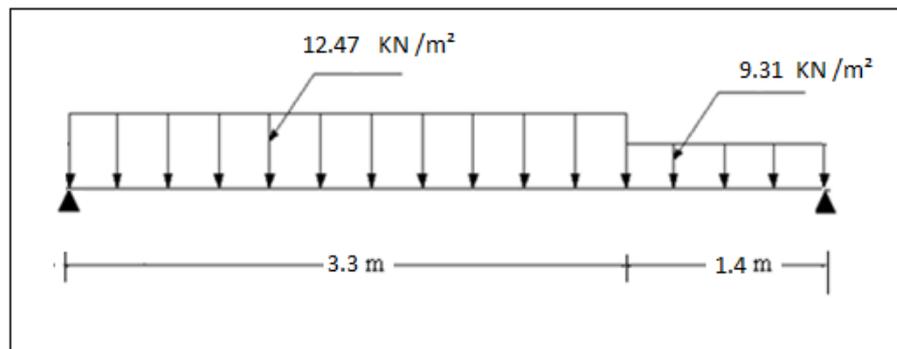


Tableau III.40. Schéma statique à L'ELU et à L'ELUS (escalier type 02)

III.5.6.2. Calcul des efforts interne (M ; T) :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de (1 m). Cependant, on doit prendre en compte un encastrement partiel au niveau des appuis. Le règlement BAEL 91 préconise une réduction du moment isostatique d'où :

Tableau III.39. Calcul des efforts interne

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ (KN .m)	46.06	32.90
M_a (KN.m)	-13.82	-9.87
M_t (KN.m)	39.15	27.97

III.5.6.3. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage sera fait en flexion simple avec $(b \cdot h) = (100. 15) \text{ cm}^2$.

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous .les résultats de ferrailage résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.40. Calcul de ferrailage d'escalier

	M_u^{max} kN.m	μ_{bu}	Z (cm)	$As(cm^2)$ calculée	$As(cm^2)$ adoptée	Choix	$A_r(cm^2)$ calculée	$A_r(cm^2)$ adoptée	Choix
<i>Travée</i>	39.15	0.151	12.3	9.17	10,05	5HA16	2.51	3,14	4HA10
<i>Appui</i>	13.82	0.053	13.1	3.04	3.93	5HA10	0.98	3,14	4HA10

Avec $St = 20 \text{ cm}$

III.5.6.4. Vérifications divers :

1) Vérification à ELU:

Les vérifications des divers conditions (condition non fragilité. vérifications des contraintes), sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau III.41. Vérifications divers à ELU

Condition	$A_s \geq A_{s_{min}} = 1.63cm^2$		$\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)		$\tau_{se} < \bar{\tau}_s$ (MPa)		$S_t \leq \left(\frac{A_t f_e}{0.4b_0}\right) (cm)$	
Variables	A_s^t	A_s^a	τ_u	$\bar{\tau}$	τ_{se}	$\bar{\tau}_s$	S_t	$\frac{A_t f_e}{0.4b_0}$
Valeurs	10.05	3.93	0.3	3.33	2.1	3.15	20	39.3
Observation	cv		cv		cv		cv	

- **Ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 2.84 MPa \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 0.4L_s = 16 \text{ cm}$$

2) Vérification à ELS:

- **Vérification des contraintes :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.42. Vérifications des contraintes

Position	M_s [kN.m]	A_s (cm ²)	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
En travée	27.97	10.05	5.05	15056.85	9.38	15	CV
Sur appui	9.87	3.93	3.44	7322.87	4.64	15	CV

- **Vérification de la flèche :**

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{470} = 0,03 < 0,063$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,03 < 0,131$non vérifié

3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{100 \times 13.5} = 0,009 \leq 0,011$vérifié

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots Si \quad L < 5,00 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Tableau III.43. Vérifications de la flèche

<i>Mser</i> (kN.m)	<i>As</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	<i>I₀</i> (cm ⁴)	<i>I_{FI}</i> (cm ⁴)	<i>I_{Fv}</i> (cm ⁴)	<i>f_{max}</i> (cm)	\bar{f} (cm)
27.97	10.05	5.05	235.47	2.82	1.13	15056.85	6172.80	9898.36	0.26	0.94

III.5.6.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 4.00 m, poutre palière se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

III.5.6.5.1. PREDIMENSIONNEMENT :

- **Selon le CBA 93 :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

$\Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$

$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

- **Selon RPA 2003 :**

$b \geq 20 \text{ cm}$

$h \geq 30$

On opte : $\mathbf{h = 35 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

$\frac{h}{b} < 4$

III.5.6.5.2. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,35 = \mathbf{2.188 \text{ KN/ml}}$
- Réaction du palier à l'ELU : $\mathbf{T_u = 40.07 \text{ KN}}$
- Réaction du palier à l'ELS : $\mathbf{T_s = 28.65 \text{ KN}}$

III.5.6.5.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :

Calcul à l'ELU :

Tableau III.44. Calcul des sollicitations a l'ELU

qu (KN/ml)	Mut (KN.m)	Mua (KN.m)	M ₀ (KN.m)	Tu max (KN)
43.02	28.68	57.36	86.05	86.05

• Schéma statique :

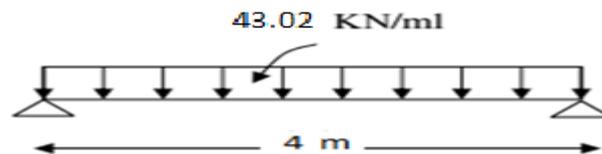


Figure III.41. Schéma statique de poutre palier (escalier type 02)

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

Tableau III.45. Résultats de ferrailage de la poutre palier

	T _{uMax} KN	M _u ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	Z (cm)	σ _s	As(cm ²) calculée	As(cm ²) adoptée	Choix
Travée	0	28.68	0.081	29.96	348	2.75	4,62	3HA14
Appui	86.05	57.36	0.163	38.42	348	5.80	6.88	3HA14 + 2HA12

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1 \\ \phi_t = 14 \\ \frac{b}{10} = 2.5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d = 28,35cm \\ 40cm \end{cases} \quad \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,47 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \quad \text{on adopte: } S_t = 20cm$$

III.5.6.5.4. VERIFICATIONS DIVERSES:

1) A L'ELU :

Tableau III.46. Vérifications divers à ELU

Condition	$A_s \geq A_{s\min} = 0.95cm^2$		$\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)		$\tau_{se} < \bar{\tau}_s$ (MPa)	
Variables	A_s^t	A_s^a	τ_u	$\bar{\tau}$	τ_{se}	$\bar{\tau}_s$
Valeurs	4.62	6.88	1.09	3.33	2.01	3.15
Observation	cv		cv		cv	

2) A L'ELS :

- Vérification de contrainte de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.47. Vérifications des contraintes

	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	20.56	4,62	10.73	40190.33	5.49	15	CV
Appuis	41.12	6.03	11.91	48790.24	10.03	15	CV

- Vérification de la flèche :

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,09 > 0,063$ ----- CV

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,09 > 0,033$ ----- CV

3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 31.5} = 0,006 \leq 0,011$ ----- CV

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour que cet escalier est le plus sollicité on opte le ferrailage de ce dernier pour les autres escaliers.



CHAPITRE IV

**Etude sismique
et dynamique**



IV L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE :**IV.1. ETUDE SISMIQUE :****IV.1.1. Généralité :**

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

IV.1.2. Introduction :

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.1.3. Le choix de la méthode de calcul :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
 - Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à

certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003.

- Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l’effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d’analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.1.4.Méthode d’analyse modale spectrale :

IV.1.4.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suit combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.4.2. 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d’accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d’amortissement qui dépend du pourcentage d’amortissement critique (Quand l’amortissement est différent de **5%**) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

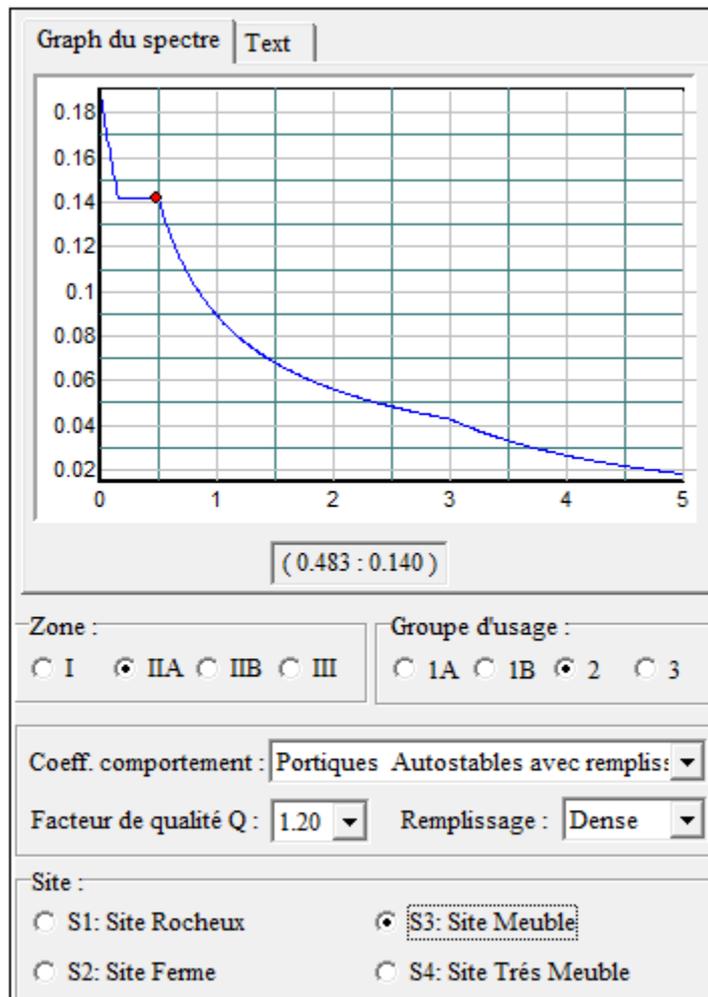


Figure IV.1 Spectre de réponse

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone Iia } **A = 0,15**
 Groupe 2 }

- η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 > 0,7$$

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (**RPA art 4.7**)

Dans notre cas : Site 3 \Rightarrow **T₁ = 0,15 s** **T₂ = 0,50 s**

- **Facteur de qualité Q :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.1 Calcul de facteur de qualité Q

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : **Q = 1.20**

IV.2. Etude dynamique pour notre structure :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les

caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2.1. 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 pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2. Modélisation :

IV.2.2.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : **la masse, la rigidité et l'amortissement**.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (**rigidité**) de tous les éléments de la structure.

IV.2.2.2. Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en **vibrations libres non amorties (VLNA)** nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (**t**), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues \mathbf{A}_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré ($2N$) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (N) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.2.3. La modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS 9.7.1**

IV.2.3.1. Présentation du logiciel ETABS :

- **Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems
- **Version :** 9.7.1
- **Entreprise productrice :** Computers and structure, Berkeley, Californie, USA.

L'ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis. Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant

des réglementations Américains et Européens, et 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 propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème et apporter des corrections au modèle.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, Auto CAD, Robobat et Socotec).

IV.2.3.2. Modélisation de la rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini type " **Frame** "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.2.3.3. Modélisation de la masse:

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité β_Q RPA/ version 2003

(Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées (correspondants à leur emplacement).

1) Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante

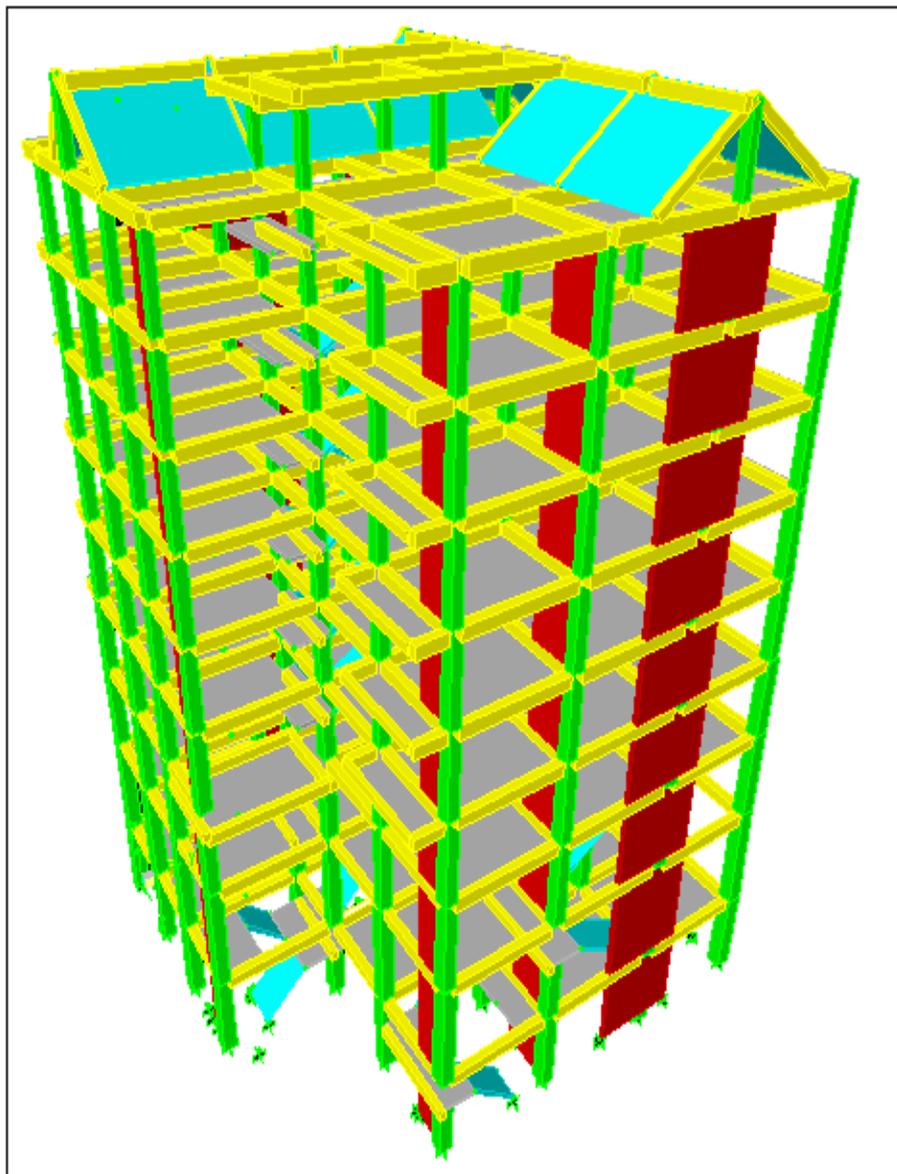


Figure IV.2 Vue en 3D de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1

2) Présentation de la vue en plan :

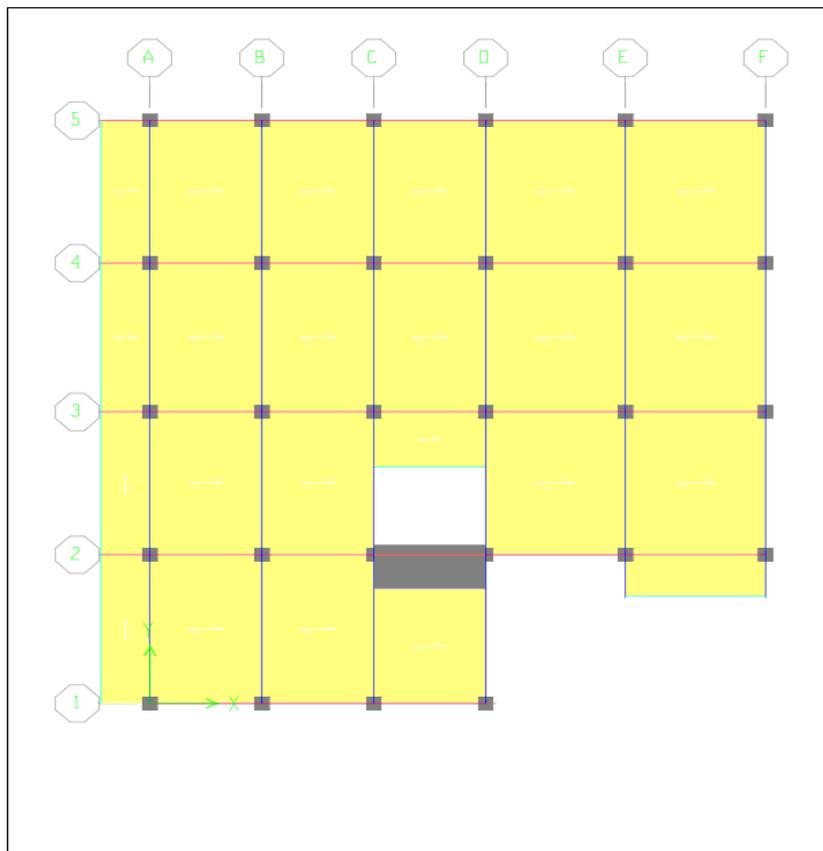


Figure IV.3 Vue en plan de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1

IV.2.3.4. Centres de masse et inerties des différents niveaux :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère}$$

IV.2.3.5. Calcul de l'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 à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- ✓ Excentricité théorique.
- ✓ Excentricité accidentelle.

IV.2.3.6. Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

IV.2.3.7. Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{\alpha} = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 19.20 \text{ m} \\ L_y = 20.00 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.2 Centre de masse et Centre de rigidité de la structure.

étage	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
comble	8.154	10.903	8.225	10.186	-0.071	0.717
7	7.979	9.859	8.126	10.483	-0.147	-0.624
6	8.139	10.56	8.011	10.402	0.128	0.158
5	7.712	10.466	7.939	10.341	-0.227	0.125
4	7.707	10.477	7.882	10.313	-0.175	0.164
3	7.704	10.476	7.832	10.296	-0.128	0.18
2	7.712	10.489	7.779	10.281	-0.067	0.208
1	7.702	10.492	7.717	10.274	-0.015	0.218
RDC	7.601	10.49	7.659	10.289	-0.058	0.201
sous-sol	7.28	10.151	7.443	10.238	-0.163	-0.087

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens-X : } e_a = 0.05 * 19.20 = 0.96 > 0.227 \text{ m} \\ \text{Sens-Y : } e_a = 0.05 * 20.00 = 1.00 > 0.717 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow e_a = 1.00 \text{ m}$$

$$e_{\text{réel}} = \max(0.227 ; 0.717) \text{ m} = 0.717 \text{ m}$$

$$e_{\text{max}} = \max(e_a, e_{\text{réel}}) = \max(1.00, 0.717) \text{ m} = 1.00 \text{ m}$$

IV.2.3.8. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 31.52 \text{ m}$
- C_T : est un coefficient qui est 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 :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (31.52)^{3/4} = 0.665 \text{ sec} \quad T = 0.665 \text{ sec}$$

IV.2.3.9. Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et:} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad \dots\dots\dots (\text{Art 4.14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T_K** la période du mode **K**.

$$K \geq 3\sqrt{10} = 9.49 \Rightarrow K = 12$$

$$T_k = 0.0589 \text{ s} \leq 0.20 \text{ s} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau IV.3 Vérification de pourcentage de masse modale effective

Mode	UX	UY	étage	Mass X	% masse modale effective	
1	74.9679	0.0611	S-sol	338.5949	12.87 %	> 5 %
2	0.0451	74.1482	RDC	268.3407	10.20 %	> 5 %
3	0.2125	0.6525	1	278.2677	10.58 %	> 5 %
4	11.4644	0.0042	2	284.7842	10.83 %	> 5 %
5	0.0044	10.0243	3	279.8609	10.64 %	> 5 %
6	0.0021	1.613	4	275.2194	10.46 %	> 5 %
7	4.4449	0.0009	5	270.9966	10.30 %	> 5 %
8	0.0165	3.1005	6	265.2564	10.09 %	> 5 %
9	0.015	1.7196	7	295.8953	11.25 %	> 5 %
10	3.1396	0.0001	Comble	72.9672	2.77 %	< 5 %
∑ ai ≥ 90%	94.3632	94.6311	∑	2630.1833		

Remarque : Comble **2.77 % < 5 %** parce que le poids totale de cet étage est très petit ; il contient seulement une dalle en corps creux de deux travées et une surface de toiture très léger.

IV.2.4. Proposition de variante :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, nous serons ramenés à

comparer les périodes propres aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé 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 translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site.

Notre variante que nous avons analysée comporte des voiles de **20cm**, disposées selon le schéma montré dans la figure ci-dessous.

IV.2.4.1. Disposition des voiles :

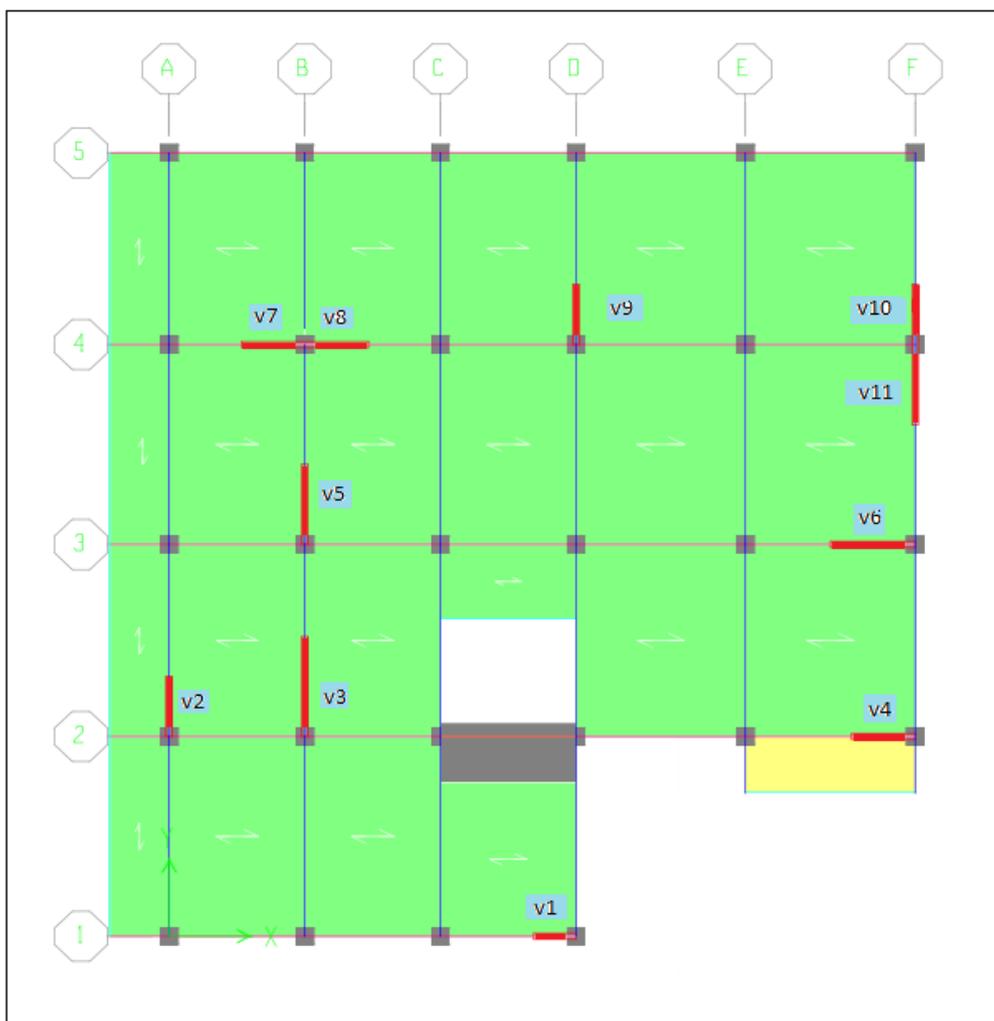


Figure IV.4 Disposition des voiles

IV.2.4.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale:

1) Mode de vibrations et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7.1** on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.4 Mode de vibration et participation massique

Mode	Period (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0.824836	74.9539	0.0595	74.9539	0.0595	0.2157	0.2157	Translation X
2	0.743097	0.0419	74.1298	74.9958	74.1892	1.0137	1.2293	Translation Y
3	0.714037	0.2377	0.7039	75.2335	74.8931	74.9389	76.1682	Rotation
4	0.254249	11.4646	0.004	86.6981	74.8971	0.0034	76.1716	Translation X
5	0.221558	0.004	10.0411	86.7021	84.9382	1.1234	77.295	Translation Y
6	0.213232	0.002	1.5827	86.7041	86.5209	9.5451	86.8401	Rotation
7	0.124285	4.4416	0.0008	91.1457	86.5217	0.0167	86.8568	Translation X
8	0.106694	0.0162	3.0847	91.1618	89.6063	1.3852	88.242	Translation Y
9	0.100164	0.0149	1.725	91.1767	91.3314	3.1182	91.3602	Rotation
10	0.074348	3.1366	0.0001	94.3133	91.3315	0.0014	91.3616	Translation X
11	0.063579	0.0203	1.7479	94.3336	93.0794	1.3356	92.6973	Translation Y
12	0.058853	0.0292	1.5526	94.3628	94.632	1.9602	94.6575	Rotation

Commentaire :

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0,825 sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0,665 sec**)

- La période fondamentale **T_{dyn} = 0,825 sec**
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, **T_{dyn} < 1.3T_{RPA}**

T_{dyn} = 0,825 sec < 1.3 (0,665) = 0,865 sec ⇒CV

2) Modes de vibrations obtenus :

- **1^{er} mode** : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₁=0.825 sec** et un coefficient de participation modale égale à **74.95 %**

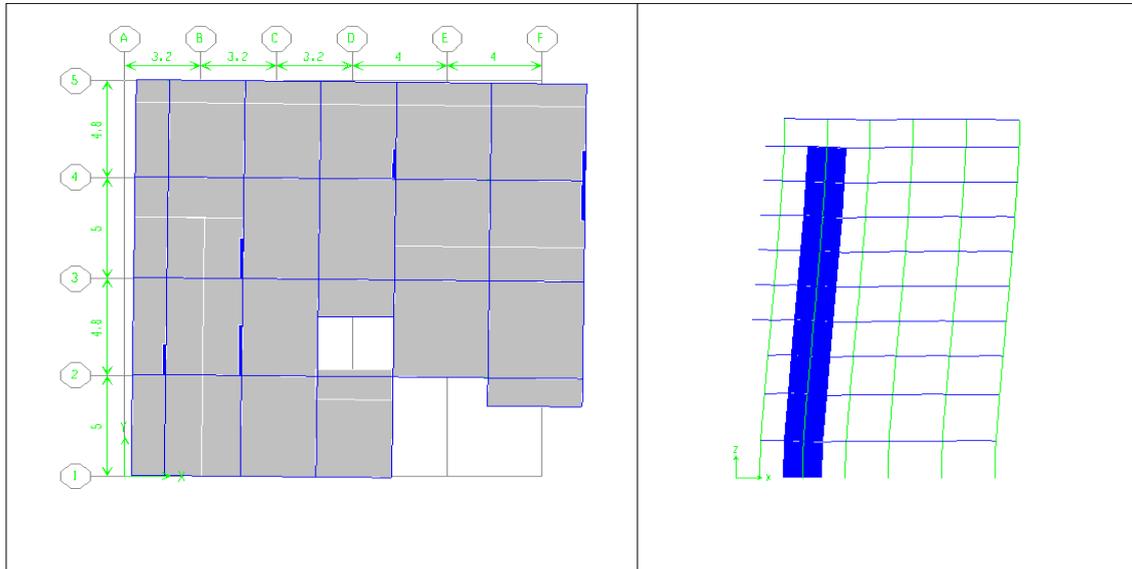


Figure IV.5 Vu en plan et en élévation mode 01

- **2^{ème} mode** : Le 2^{ème} mode est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **T₂ = 0.743 sec** et un coefficient de participation modale égale à **74.13 %**

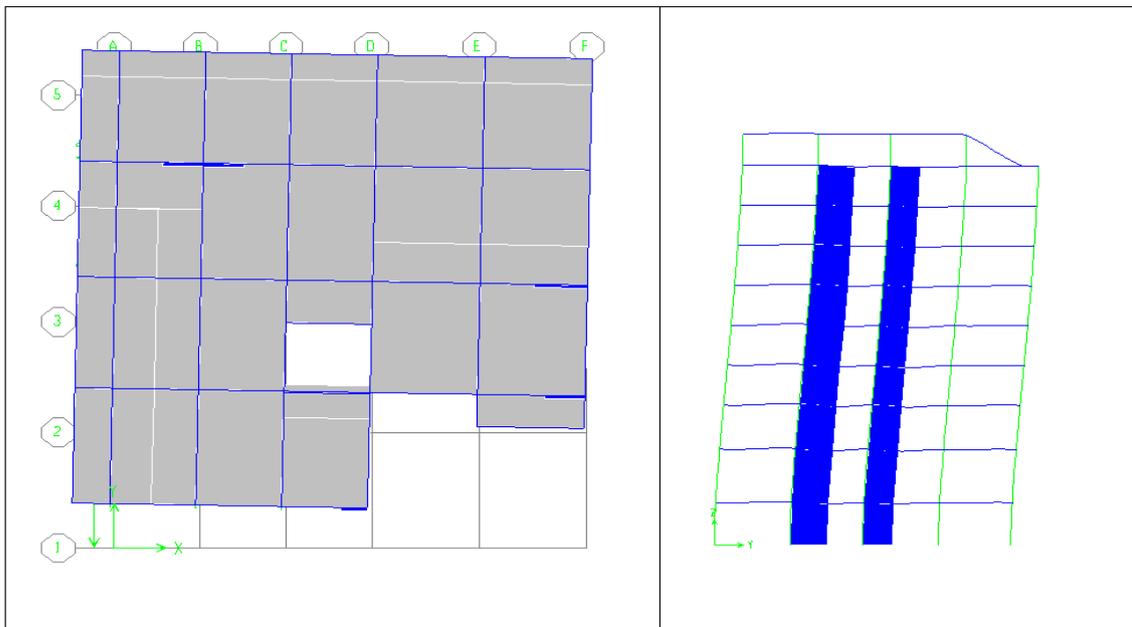


Figure IV.6 Vu en plan et en élévation mode 02

- **3^{ème} mode** : La 3^{ème} mode est une **torsion** de période $T_3 = 0.714$ sec et un coefficient de participation modale égale à **0,24 %** selon (x-x) et **0,70 %** selon le sens (y-y).

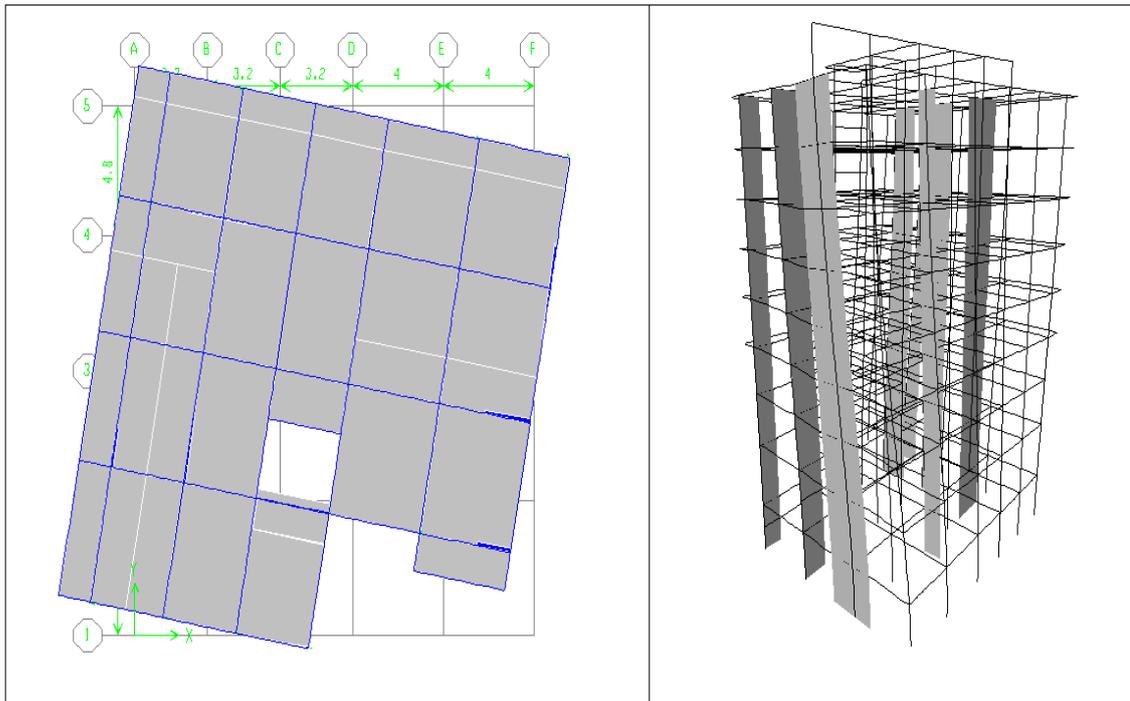


Figure IV.7 Vu en plan et en élévation mode 03

Conclusion :

Le 1er et le 2ème mode sont des translations suivant les axes (XX') et (YY') successivement. Le 3ème mode c'est un mode de torsion.

Le nombre de modes à considérer est de **12 modes** (participation modale des neuf modes est de **94,36 %**).

IV.2.5. Justification du système de contreventement « détermination du R » :

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

• **Sous charges verticales :**

Tableau IV.5 Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		portique	
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	(%) voile	(%) Portique
Niveau 1	12916.42	2299.7	35.96 %	64.04 %

• **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.6 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ %	F ₂ %	F ₁ %	F ₂ %
Niveau 1	138.563	204.585	127.845	100.61	52.02 %	67.04 %	47.98 %	32.96 %

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant **X**.

F₂ : La charge horizontale suivant **Y**.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.2.6. Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

L'effort tranchant modal à la base donne par la formule suivante

$$V_i = S_a/g \alpha_i W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode **i**

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

• Sens XX :

Tableau IV.7 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0.824836	0.102	74.9539	26301.833	2001.574
2	0.743097	0.109	0.0419	26301.833	1.200
3	0.714037	0.112	0.2377	26301.833	6.988
4	0.254249	0.142	11.4646	26301.833	427.433
5	0.221558	0.142	0.004	26301.833	0.149
6	0.213232	0.142	0.002	26301.833	0.075
7	0.124285	0.150	4.4416	26301.833	174.758
8	0.106694	0.155	0.0162	26301.833	0.660
9	0.100164	0.157	0.0149	26301.833	0.615
10	0.074348	0.165	3.1366	26301.833	135.977
11	0.063579	0.168	0.0203	26301.833	0.898
12	0.058853	0.170	0.0292	26301.833	1.302
			$\sum \alpha_i(\%) = 94.36 \%$		

• Sens YY:

Tableau IV.8 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0.824836	0.102	0.0595	26301.833	1.589
2	0.743097	0.109	74.1298	26301.833	2122.193
3	0.714037	0.112	0.7039	26301.833	20.694
4	0.254249	0.142	0.004	26301.833	0.149
5	0.221558	0.142	10.0411	26301.833	374.361
6	0.213232	0.142	1.5827	26301.833	59.008
7	0.124285	0.150	0.0008	26301.833	0.031
8	0.106694	0.155	3.0847	26301.833	125.723
9	0.100164	0.157	1.725	26301.833	71.209
10	0.074348	0.165	0.0001	26301.833	0.004
11	0.063579	0.168	1.7479	26301.833	77.284
12	0.058853	0.170	1.5526	26301.833	69.238
			$\sum \alpha_i(\%) = 94.63 \%$		

IV.2.7. Combinaisons des réponses modales:

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

r = T_i/T_j avec **T_i ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \Rightarrow r \leq 0.588$$

1) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{..(1)} \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

2) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Tableau IV.9 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T(s)	r = T _i /T _j	10 / (10 + √ε _i ε _j)	Observation
1	0.824836	0.901	0.588	CNV
2	0.743097	0.961	0.588	CNV
3	0.714037	0.356	0.588	CV
4	0.254249	0.871	0.588	CNV
5	0.221558	0.962	0.588	CNV
6	0.213232	0.583	0.588	CV
7	0.124285	0.858	0.588	CNV
8	0.106694	0.939	0.588	CNV
9	0.100164	0.742	0.588	CNV
10	0.074348	0.855	0.588	CNV
11	0.063579	0.926	0.588	CNV
12	0.058853	/	/	/

• **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E_x = 2138.20 \text{ KN} & E_{x \text{ Etabs}} = 2080.31 \text{ KN} \\ E_y = 2123.97 \text{ KN} & E_{y \text{ Etabs}} = 2269.46 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend les valeurs trouvé dans l'ETABS ($E_{x \text{ Etabs}}$ $E_{y \text{ Etabs}}$).

IV.3. Méthode statique équivalente :

IV.3.1.Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIIb**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

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

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

D'après les calculs dans la méthode dynamique modale spectrale on a :

$$A = 0.15 \quad \eta = 0.882 \quad R = 3.5 \quad h_N = 31.52 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.5 \text{ s} \quad Q = 1.20$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$\begin{cases} 2,5 \eta & \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Rightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \Rightarrow \quad (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• Sens longitudinale: $d_x = 18.00 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.669 \text{ s}$

• Sans transversale : $d_y = 20.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.634 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} T_X = 0.669 \text{ s} \\ T_Y = 0.634 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow & 0,5 \text{ s} \leq T_X \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow & D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow & 0,5 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow & D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \times (0,5 / 0,669)^{2/3} = 2,079 & \Rightarrow & \mathbf{D_x = 1.816} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \times (0,5 / 0,634)^{2/3} = 2,079 & \Rightarrow & \mathbf{D_y = 1.882} \end{cases}$$

• **Poids total de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charges 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 mixte d'habitation+ bureaux) $\Rightarrow \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$

$\Rightarrow W_t = 26301.833 \text{ KN}$

Tableau IV.10 Résumé des résultats des paramètres calculés

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx (s)	Ty (s)	η
Valeurs	0.15	1.816	1.882	1.20	3.5	26301.833	0.669	0.634	0.882

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \begin{cases} V_{x \text{ stat}} = 2456.441 \text{ KN.} \\ V_{y \text{ stat}} = 2545.717 \text{ KN.} \end{cases}$

IV.4. Vérification des exigences de RPA99/2003 :

IV.4.1. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t

obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV.11 Résultante des forces sismiques à la base

	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{Dynamique}}(\text{KN})$	$0.8\% V_{\text{stat}}$	$0.8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	2465.441	2080.31	1972.353	C.V
Sens y-y	2545.717	2269.46	2036.574	C.V

• **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\Rightarrow V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \mathbf{C. V}$

IV.4.2. Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le **(RPA99 version 2003)**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **(5.10 du RPA99 version 2003)**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ **et** $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec:

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k$ **et** $\delta_y^k = R \delta_{ey}^k$

Où ;

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ **et** $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens **x** (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} \text{: Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens **x** (**y** compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

- Sens longitudinale :

Tableau IV.12 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

Sens X-X								
Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
Niveau 10	245	2.51	3.5	8.785	8.68	0.105	2.45	C.V
Niveau 9	306	2.48	3.5	8.68	7.875	0.805	3.06	C.V
Niveau 8	306	2.25	3.5	7.875	7.035	0.84	3.06	C.V
Niveau 7	306	2.01	3.5	7.035	6.055	0.98	3.06	C.V
Niveau 6	306	1.73	3.5	6.055	5.005	1.05	3.06	C.V
Niveau 5	306	1.43	3.5	5.005	3.885	1.12	3.06	C.V
Niveau 4	306	1.11	3.5	3.885	2.835	1.05	3.06	C.V
Niveau 3	340	0.81	3.5	2.835	1.645	1.19	3.4	C.V
Niveau 2	408	0.47	3.5	1.645	0.42	1.225	4.08	C.V
Niveau 1	323	0.12	3.5	0.42	0	0.42	3.23	C.V

- Sens transversale :

Tableau IV.13 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

Sens Y-Y								
Niveau	h _e (cm)	δ _e ^k (cm)	R	δ ^K (cm)	δ ^{k-1} (cm)	Δ ^k (cm)	Δ̄ _k (cm)	Obs
Niveau 10	245	2.2	3.5	7.7	7.525	0.175	2.45	C.V
Niveau 9	306	2.15	3.5	7.525	6.86	0.665	3.06	C.V
Niveau 8	306	1.96	3.5	6.86	6.125	0.735	3.06	C.V
Niveau 7	306	1.75	3.5	6.125	5.355	0.77	3.06	C.V
Niveau 6	306	1.53	3.5	5.355	4.48	0.875	3.06	C.V
Niveau 5	306	1.28	3.5	4.48	3.5	0.98	3.06	C.V
Niveau 4	306	1	3.5	3.5	2.135	1.365	3.06	C.V
Niveau 3	340	0.61	3.5	2.135	1.435	0.7	3.4	C.V
Niveau 2	408	0.41	3.5	1.435	0.385	1.05	4.08	C.V
Niveau 1	323	0.11	3.5	0.385	0	0.385	3.23	C.V

- Commentaire :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.4.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1- \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Tableau IV.14 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	h_k (cm)	V_{kx} (KN)	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 10	729.672	0.105	245	115.35	0.002711	C.V
Niveau 9	2958.953	0.805	306	573.41	0.013575	C.V
Niveau 8	2652.564	0.84	306	894.66	0.008139	C.V
Niveau 7	2709.966	0.98	306	1174.37	0.007390	C.V
Niveau 6	2752.194	1.05	306	1416.32	0.006668	C.V
Niveau 5	2798.609	1.12	306	1625.11	0.006303	C.V
Niveau 4	2847.842	1.05	306	1805.69	0.005412	C.V
Niveau 3	2782.677	1.19	340	1944.06	0.005010	C.V
Niveau 2	2683.407	1.225	408	2038.78	0.003952	C.V
Niveau 1	3385.949	0.42	323	2080.31	0.002116	C.V

Sens transversale :

Tableau IV.15 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (cm)	h_k (cm)	V_{ky} (KN)	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 10	729.672	0.175	245	124.98	0.004170	C.V
Niveau 9	2958.953	0.665	306	614.43	0.010466	C.V
Niveau 8	2652.564	0.735	306	969.55	0.006571	C.V
Niveau 7	2709.966	0.77	306	1281.38	0.005322	C.V
Niveau 6	2752.194	0.875	306	1553.05	0.005067	C.V
Niveau 5	2798.609	0.98	306	1785.83	0.005019	C.V
Niveau 4	2847.842	1.365	306	1982.48	0.006408	C.V
Niveau 3	2782.677	0.7	340	2129.25	0.002691	C.V
Niveau 2	2683.407	1.05	408	2227.19	0.003101	C.V
Niveau 1	3385.949	0.385	323	2269.46	0.001778	C.V

• **Commentaire :**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.4.4. Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 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.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec
$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que :
$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

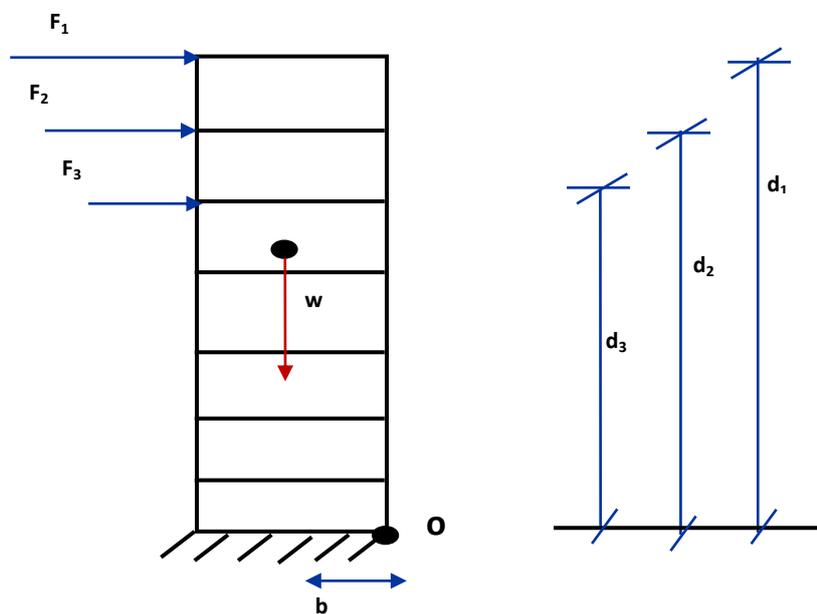


Figure IV.8 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.4.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- $T_x = 0.825 \text{ s} > 0.7$

Donc :

$$F_{tx} = 0,07 T_x V_x = 0.07 \times 0.825 \times 2080.31 = \mathbf{108.211 \text{ KN}}$$

$$F_{tx} = \mathbf{108.211 \text{ KN}} < \mathbf{0,25 V_x = 520.077 \text{ KN}}$$

- $T_y = 0.743 \text{ s} > 0.7 \text{ s}$

Donc :

$$F_{ty} = 0,07 T_y V_y = 0.07 \times 0.743 \times 2269.46 = \mathbf{118.035 \text{ KN}}$$

$$F_{ty} = \mathbf{118.035 \text{ KN}} < \mathbf{0,25 V_y = 567.365 \text{ KN}}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X

SensXX		$V_x = 2080.31 \text{ KN}$			$V = F_t + \sum F_i = 2080.31 \text{ KN}$			
Niveau	$W_i \text{ (KN)}$	$h_i \text{ (m)}$	$W_i \times h_i$	$V_x - F_{tx}$	$\sum w_i \times h_i$	$(V_x - F_{tx}) \times w_i \times h_i$	$F_i \text{ (KN)}$	$V_i \text{ (KN)}$
10	729.672	31.52	22999.26	1972.10	22999.26	45356820.49	102.71	48.84
9	2958.953	29.07	86016.76	1972.10	109016.03	169633573.7	384.12	151.55
8	2652.564	26.01	68993.19	1972.10	178009.21	136061400.3	308.10	535.67
7	2709.966	22.95	62193.72	1972.10	240202.93	122652172.4	277.74	843.77
6	2752.194	19.89	54741.14	1972.10	294944.07	107954944.8	244.46	1121.50
5	2798.609	16.83	47100.59	1972.10	342044.66	92887025.39	210.34	1365.96
4	2847.842	13.77	39214.78	1972.10	381259.45	77335436.98	175.12	1576.29
3	2782.677	10.71	29802.47	1972.10	411061.92	58773422.61	133.09	1751.41
2	2683.407	7.31	19615.71	1972.10	430677.62	38684112.55	87.60	1884.50
1	3385.949	3.23	10936.62	1972.10	441614.24	21568088.04	48.84	1972.10
Somme	29870.58	/			Somme		1972.10	

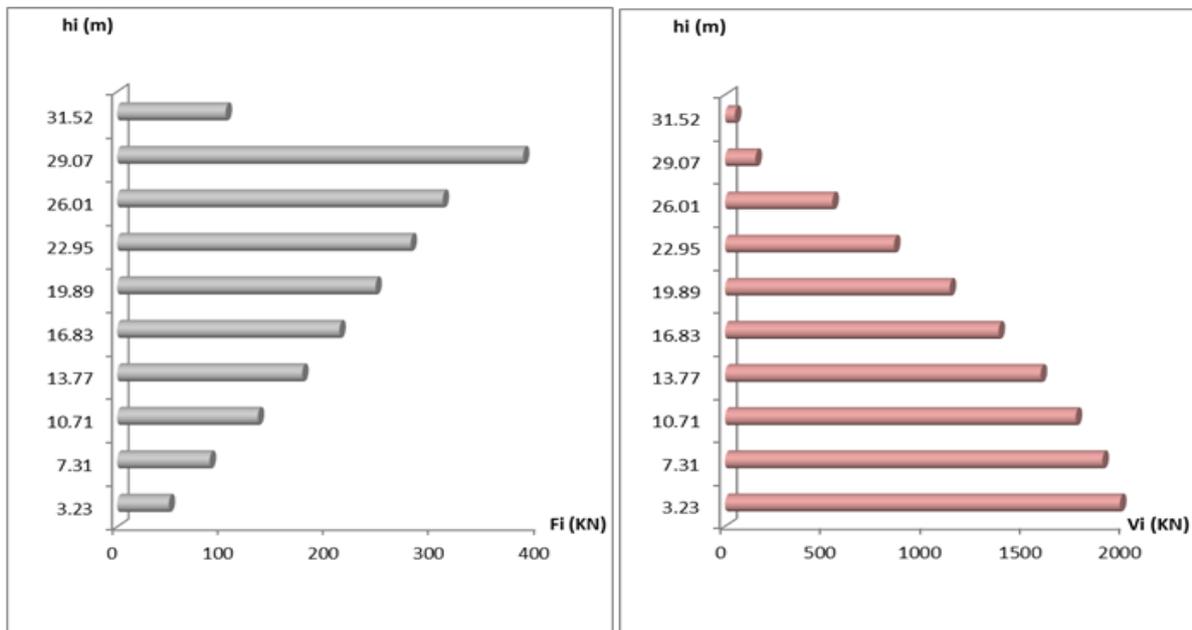


Figure IV.9 répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X

Tableau IV.17 Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens Y-Y

SensYY		Vy = 2269.46 KN			V = Ft + ∑Fi = 2269.46 KN			
Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi x hi	Vy - Fty	∑ wihi	(Vx- Fty)x wi x hi	Fi (KN)	Vi (KN)
10	729.672	31.52	22999.26	2151.25	22999.26	49477138.17	112.04	53.28
9	2958.953	29.07	86016.76	2151.25	109016.03	185043476.91	419.02	165.31
8	2652.564	26.01	68993.19	2151.25	178009.21	148421530.22	336.09	584.33
7	2709.966	22.95	62193.72	2151.25	240202.93	133794177.31	302.97	920.42
6	2752.194	19.89	54741.14	2151.25	294944.07	117761819.80	266.66	1223.38
5	2798.609	16.83	47100.59	2151.25	342044.66	101325096.00	229.44	1490.05
4	2847.842	13.77	39214.78	2151.25	381259.45	84360765.60	191.03	1719.49
3	2782.677	10.71	29802.47	2151.25	411061.92	64112535.23	145.18	1910.52
2	2683.407	7.31	19615.71	2151.25	430677.62	42198266.13	95.55	2055.69
1	3385.949	3.23	10936.62	2151.25	441614.24	23527382.66	53.28	2151.25
Somme	29870.58	/			Somme		2151.25	

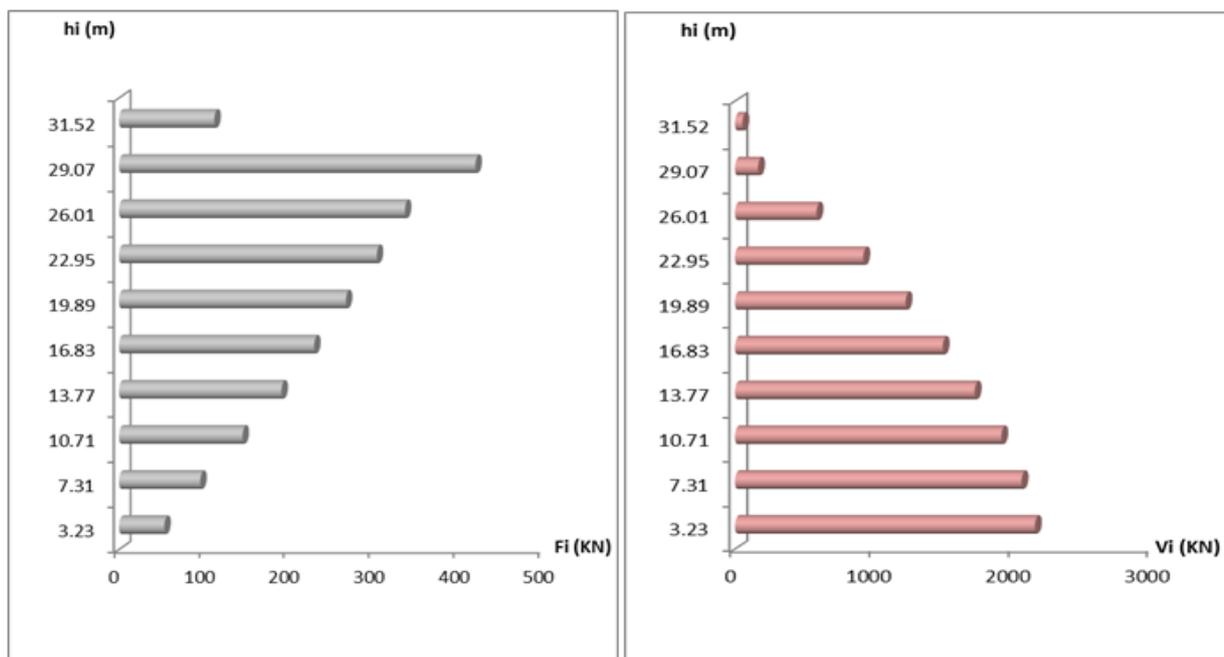


Figure IV.10 répartition des efforts sismiques sur la structure sens Y-Y

Tableau IV.18 valeurs des moments **Mr** suivant les deux axes X-X et Y-Y

Sens X-X :

Niveau	Fi(KN)	di(m)	Mr= (di * Fi) KN.m
Niveau 10	102.71	31.52	3237.32
Niveau 9	384.12	29.07	11166.42
Niveau 8	308.10	26.01	8013.68
Niveau 7	277.74	22.95	6374.04
Niveau 6	244.46	19.89	4862.22
Niveau 5	210.34	16.83	3539.94
Niveau 4	175.12	13.77	2411.40
Niveau 3	133.09	10.71	1425.37
Niveau 2	87.60	7.31	640.33
Niveau 1	48.84	3.23	157.75
	Somme		41828.47 KN.m

Sens Y-Y :

Niveau	Fi(KN)	di(m)	Mr = (di * Fi) KN.m
Niveau 10	112.04	31.52	3531.41
Niveau 9	419.02	29.07	12180.80
Niveau 8	336.09	26.01	8741.67
Niveau 7	302.97	22.95	6953.07
Niveau 6	266.66	19.89	5303.91
Niveau 5	229.44	16.83	3861.52
Niveau 4	191.03	13.77	2630.46
Niveau 3	145.18	10.71	1554.85
Niveau 2	95.55	7.31	698.50
Niveau 1	53.28	3.23	172.08
	Somme		45628.27 KN.m

- **Calcul du centre de gravité de la structure :**

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 19.2 - 7.814 = \mathbf{11.386 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 20 - 10.471 = \mathbf{9.529 \text{ m}} \end{cases}$$

Tableau IV.19 vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	26301.833	11.386	299472.671	41828.47	7.16	CV
Sens YY	26301.833	9.529	250630.167	45628.27	5.49	CV

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L’ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.4.6. Vérification des sollicitations normales :(RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.20 vérification de l'effort normal

Niveau	Poteau	Section	N (KN)	ν	Observation
Niveau 1	C15	55x55	1966	0.26	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	C15	55x55	1667.58	0.22	≤ 0.3 C.V
Niveau 3	C15	50x50	1432.79	0.23	≤ 0.3 C.V
Niveau 4	C15	50x50	1221.78	0.20	≤ 0.3 C.V
Niveau 5	C15	45x45	1008.23	0.20	≤ 0.3 C.V
Niveau 6	C15	45x45	805.07	0.16	≤ 0.3 C.V
Niveau 7	C15	40x40	605.35	0.15	≤ 0.3 C.V
Niveau 8	C15	40x40	412.84	0.10	≤ 0.3 C.V
Niveau 9	C15	35x35	250.9	0.08	≤ 0.3 C.V
Niveau 10	C15	35x35	420.44	0.14	≤ 0.3 C.V

- **Commentaire :**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.



CHAPITRE V

Etude de vent



V Etude de vent :**V.1. Introduction :**

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression.

Dans le domaine de génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres : la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, etc... Pour le calcul de l'action du vent, on distingue deux catégories des constructions.

- **Catégorie I** : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, ...etc.)
- **Catégories II** : cette catégorie regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, cheminées ...etc.).

Pour une direction du vent donnée, le concepteur doit vérifier la stabilité d'ensemble de la construction qui exige la détermination des coefficients suivants :

- Détermination de coefficient dynamique C_d .
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}
- Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi} (Si la construction de catégorie I)
- Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie II)
- Calcul de la pression du vent
- Calcul des forces de frottement (si la construction de catégorie I)
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

V.2. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Données relatives au site:

- Site plat: $C_t = 1$
- Zone II : $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$
- Catégorie de terrain: **III « zone urbaines »**
- Facteur de terrain: $K_T = 0,22$
- Paramètre de rugosité: $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
- Hauteur minimale: $Z_{min} = 8.00 \text{ m}$
- Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi = 0,37$

Le calcul de l'action du vent doit être effectué pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan à la direction du vent, appelée maître couple.

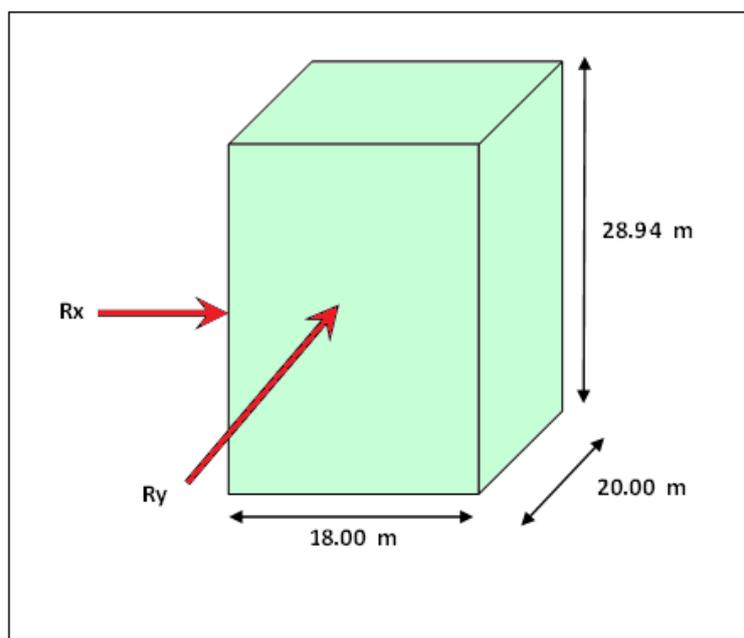


Figure V.1. Action du vent sur la structure

R_x : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

R_y : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

h = 28.94 m : Hauteur de la construction y compris l'acrotère.

b: Dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

• **Sens x.x :**

La structure du bâtiment étant en béton armé, (**Abaque 3.1 du RNV99 page 51**)

Pour $h = 28.94$ m et $b = 20.00$ m.

Après l'interpolation, nous avons : $C_d = 0,94$

• **Sens y.y :**

Pour $h = 28.94$ m et $b = 18.00$ m.

Après l'interpolation, nous avons : $C_d = 0,945$

On a : $C_d < 1,2$ (dans les deux sens) donc notre bâtiment est considéré comme peut sensible aux excitations dynamiques (**CPSED**).

V.3. La pression dynamique q_{dyn} :

La hauteur total du bâtiment est supérieure à dix (10) mètre donc il est possible de subdiviser le maître couple. De ce fait, la pression dynamique est calculée à mi-hauteur de chaque étage en ce qui concerne les parois verticales et au sommet, $h = 28.94$ m, en ce qui concerne la toiture.

Notre bâtiment est construit pour une durée de vie supérieure à **5 ans**, donc il est classé parmi les structures permanentes.

$$q_{dyn} = C_e(Z_j) \times q_{ref}$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$

C_e : coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante (**bâtiment CPSED**):

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

Avec:

$$K_T = 0,22 \quad ; \quad C_t = 1 \quad ; \quad q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$$

C_r : coefficient de rugosité donné par la loi logarithmique suivante:

$$C_r(Z) = \begin{cases} K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{si } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ K_T \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{si } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Z_{min} : Hauteur minimale ($Z_{min} = 8.00$ m)

Z_0 : Paramètre de rugosité ($Z_0 = 0.30$ m)

Z : Hauteur considérée.

Le calcul de (q_{dyn}) est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Les valeurs de la pression dynamique

Niveau	Z(m)	$C_r(Z)$	$C_e(Z)$	$q_{dyn}(Z)$ (N/m ²)
Sous-sol	3.23	0.722	1.634	768.08
RDC	7.31	0.722	1.634	768.08
1	10.71	0.787	1.830	860.05
2	13.77	0.842	2.005	942.38
3	16.83	0.886	2.149	1010.19
4	19.89	0.923	2.272	1068.03
5	22.95	0.954	2.380	1118.59
6	26.01	0.982	2.476	1163.58
7	29.07	1.006	2.562	1204.15
Comble	31.52	1.024	2.626	1234.02
Toiture	32.12	1.028	2.640	1241.02

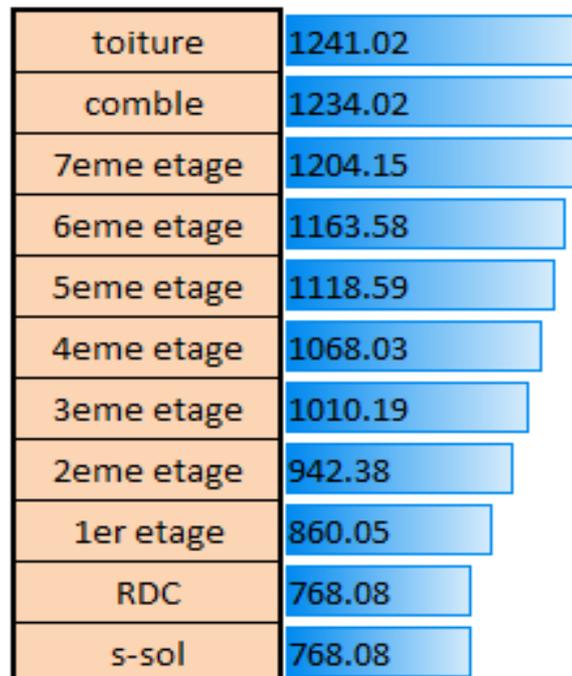


Figure V.2. Répartition de la pression dynamique

V.4. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$, aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} ; C_{pe10}

Il s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(S) \quad 1m^2 < S \leq 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10m^2$$

Où :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée (m^2).

1) Parois verticales

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

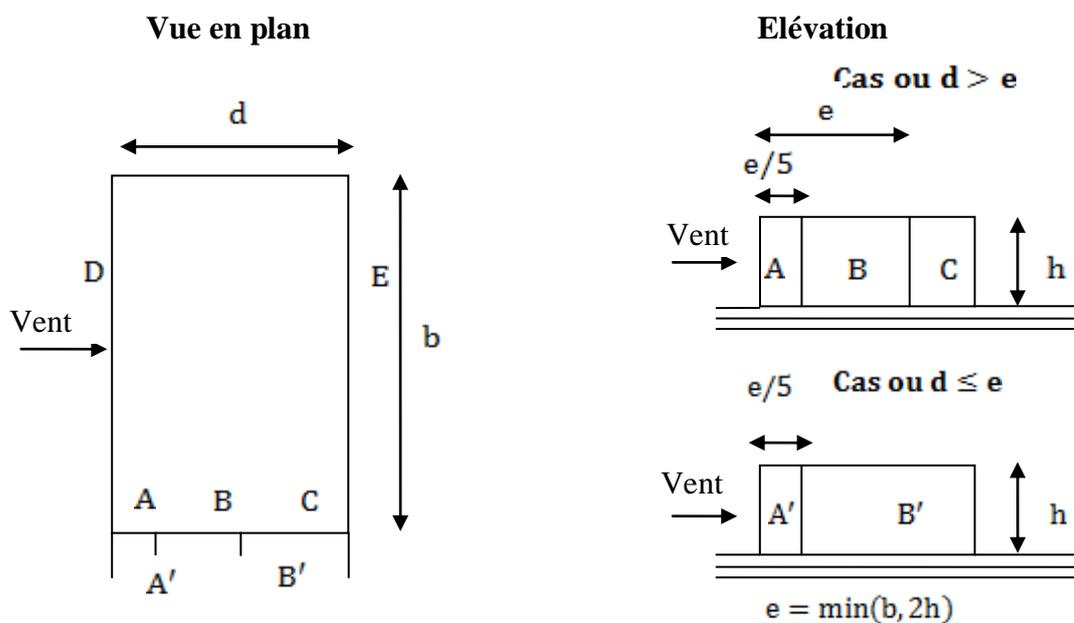


Figure V.3. Légende pour les parois verticale

Les valeurs de C_{pe1} , C_{pe10} sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Valeur de C_{Pe} la paroi verticale.

A, A'		B, B'		C		D		E	
C_{Pe10}	C_{Pe1}								
-1.0	-1.3	-0,8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

- Sens XX : $\theta = 0^\circ$ ($S \geq 10m^2 \Rightarrow C_{Pe} = C_{Pe10}$)

On a $b = 20.00$ m $d = 18.00$ m $h = 28.94$ m

$e = \min(20; 2 \times 28.94) = 20.00$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivant :

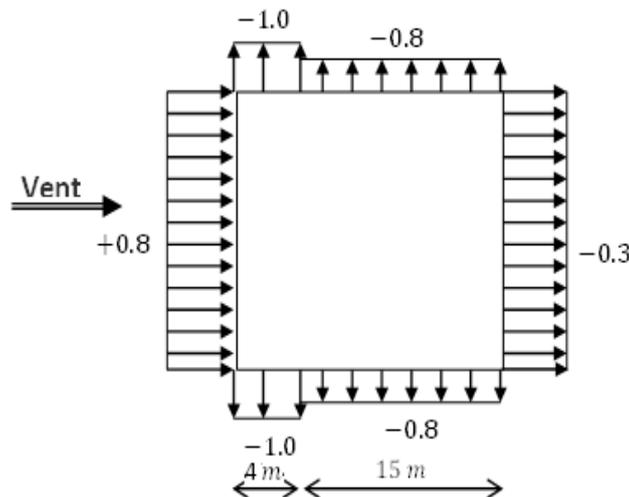


Figure V.4. Valeurs des pressions extérieures pour les parois verticales.

- Sens YY : $\theta = 90^\circ$ ($S \geq 10m^2 \Rightarrow C_{Pe} = C_{Pe10}$)

On a $b = 18$ m $d = 20.00$ m $h = 28.94$ m

$e = \min(18; 2 \times 28.94) = 18.00$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivant :

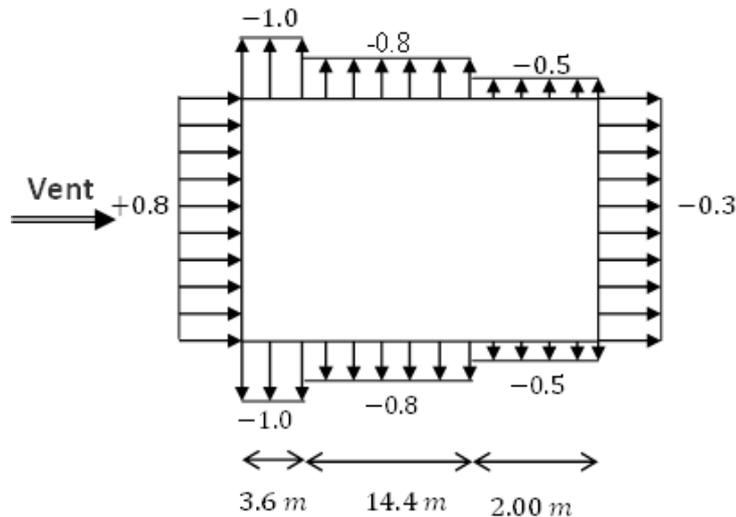


Figure V.5. Valeurs des pressions extérieures pour les parois verticales.

1) Toiture avec deux versaux :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

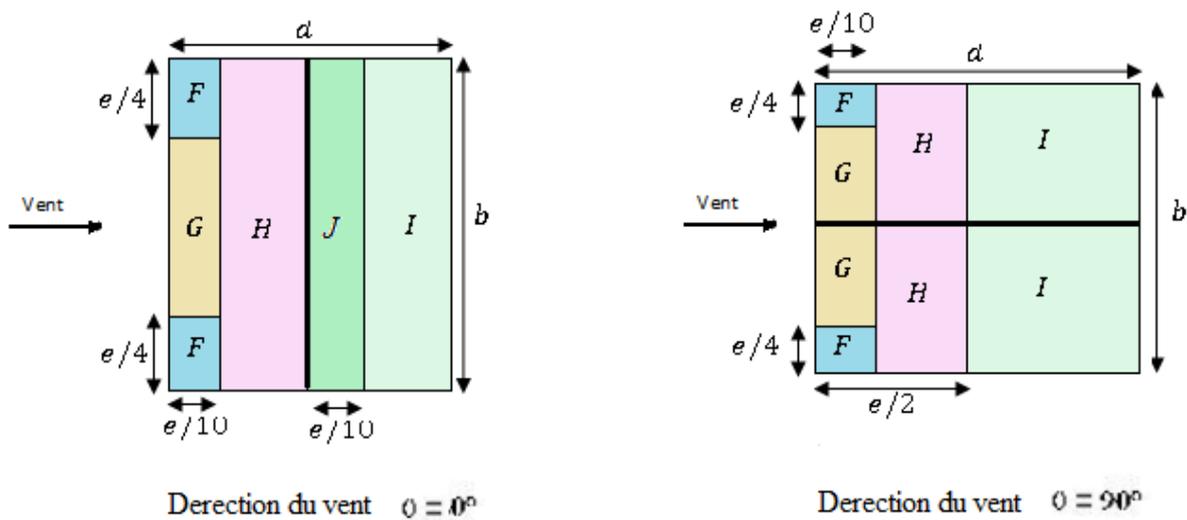


Figure V.6. Légende pour la toiture.

$\alpha_1 = 24^\circ$ et $\alpha_2 = 26.31^\circ \Rightarrow$ On opte la valeur proche $\alpha = 30^\circ$ pour les deux versants.

Les valeurs de C_{Pe1}, C_{Pe10} sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Valeurs de C_{Pe} pour la toiture avec deux verseaux.

θ	F		G		H		I		J	
	C_{Pe10}	C_{Pe1}								
$\theta = 0^\circ$	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
$\theta = 90^\circ$	-1.1	-1.5	-1.4	-2	-0.8	-1.2	-0.5		/	

- Sens XX : $\theta = 0^\circ$

On a $b = 18.00 \text{ m}$ $d = 7.03 \text{ m}$ $h = 28.94 \text{ m}$

$e = \min(7.03; 2 \times 28.94) = 18.00 \text{ m}$

Tableau V.4. Valeurs de C_{Pe} pour chaque zone de la toiture ($\theta = 0^\circ$).

F		G		H	I	J
S	C_{Pe}	S	C_{Pe}	C_{Pe}	C_{Pe}	C_{Pe}
8.1 m ²	+0.6	16.2 m ²	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivant :

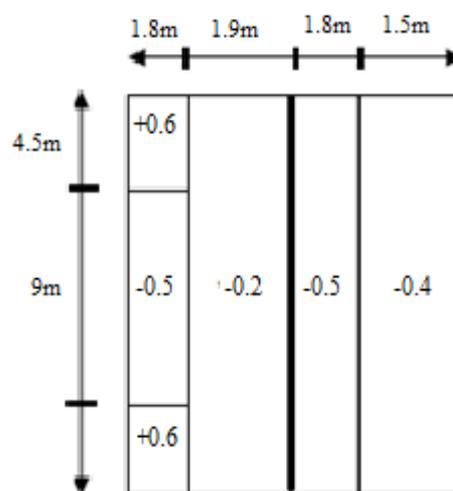


Figure V.7. : Valeurs des pressions extérieures pour la toiture.

- Sens YY : $\theta = 90^\circ$

On a $b = 7.03 \text{ m}$ $d = 18.00 \text{ m}$ $h = 28.94 \text{ m}$

$e = \min(18; 2 \times 28.94) = 7.03 \text{ m}$

Tableau V.5. Valeurs de C_{Pe} pour chaque zone de la toiture ($\theta = 90^\circ$).

F		G		H	I
S	C_{Pe}	S	C_{Pe}	C_{Pe}	C_{Pe}
1.23 m ²	-1.4	1.23 m ²	-1.9	-0.8	-0.5

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivant :

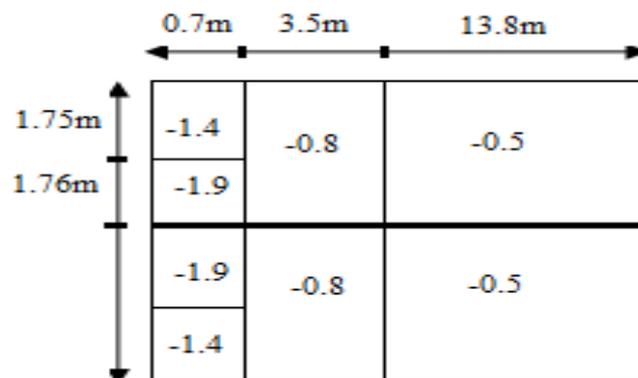


Figure V.8. Valeurs des pressions extérieures pour la toiture.

V.5. Coefficient de pression intérieur C_{Pi}

Cas d'un bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = +0.8$ Et $C_{pi} = -0.5$ On prend : $C_{pi} = +0.8$

Les coefficients C_{pnet} seront calculés avec la formule suivante : $C_{Pnet} = C_{Pe} - C_{Pi}$

V.6. Détermination des pressions sur les différentes zones q_j :

La pression due au vent sur un élément de surface (S) est donnée par :

$q_j = c_d \times w(z_j)$ $w(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times C_{pnet} \quad (N/m^2)$$

Tableau V.6. Les valeurs de pression.

Niveau	sens XX				sens YY			
	C _d	C _p	q _{dyn}	q _j (N/m ²)	C _d	C _p	q _{dyn}	q _j (N/m ²)
sous-sol	0.94	-1.80	768.080	-1299.59	0.945	-1.80	768.080	-1306.50
RDC	0.94	-1.80	768.080	-1299.59	0.945	-1.80	768.080	-1306.50
1	0.94	-1.80	860.051	-1455.21	0.945	-1.80	860.051	-1462.95
2	0.94	-1.80	942.383	-1594.51	0.945	-1.80	942.383	-1602.99
3	0.94	-1.80	1010.188	-1709.24	0.945	-1.80	1010.188	-1718.33
4	0.94	-1.80	1068.031	-1807.11	0.945	-1.80	1068.031	-1816.72
5	0.94	-1.80	1118.590	-1892.65	0.945	-1.80	1118.590	-1902.72
6	0.94	-1.80	1163.575	-1968.77	0.945	-1.80	1163.575	-1979.24
7	0.94	-1.80	1204.149	-2037.42	0.945	-1.80	1204.149	-2048.26
Comble	0.94	-1.80	1234.020	-2087.96	0.945	-1.80	1234.020	-2099.07
Toiture	0.94	-1.30	1241.024	-1516.53	0.945	-2.70	1241.024	-3166.47

V.7. Vérification des forces des frottements :

$d/b \geq 3$ Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions

$d/h \geq 3$ Allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

• **Sens XX**

$$\frac{18}{20} = 0.90 < 3 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

$$\frac{18}{28.94} = 0.62 < 3 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

Donc le calcul des forces de frottement n'est pas pris en considération.

• **Sens YY**

$$\frac{20}{18} = 1.11 < 3 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

$$\frac{20}{28.94} = 0.69 < 3 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

Donc le calcul des forces de frottement n'est pas pris en considération.

V.8. Force résultante :

Une force résultante R se décompose en deux forces :

- **Une force globale horizontale F_w :** Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.
- **Une force de soulèvement F_u :** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

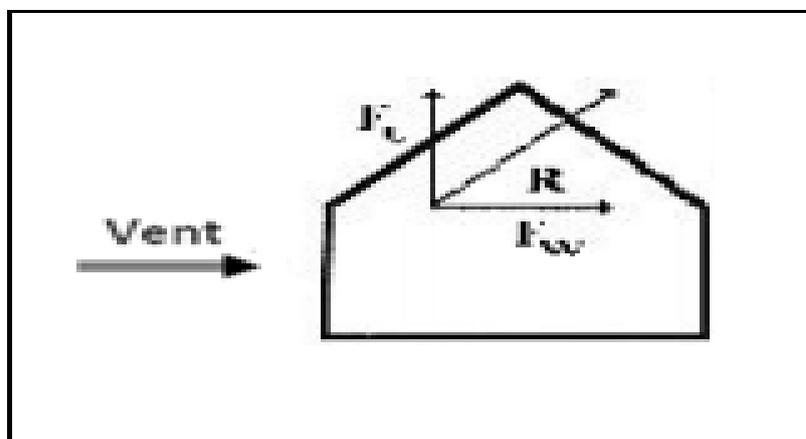


Figure V.9. Force résultante R

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum(q_j * S_j) + \sum F_{fj}$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Force résultante

Niveau	sens XX			sens YY		
	q _j (N/m ²)	S (m ²)	R _j (N/m ²)	q _j (N/m ²)	S (m ²)	R _j (N/m ²)
sous-sol	-1299.59	80.00	-103967.258	-1306.50	64.80	-84661.42
RDC	-1299.59	80.00	-103967.258	-1306.50	64.80	-84661.42
1	-1455.21	80.00	-116416.485	-1462.95	64.80	-94798.93
2	-1594.51	80.00	-127561.026	-1602.99	64.80	-103874.03
3	-1709.24	80.00	-136739.052	-1718.33	64.80	-111347.77
4	-1807.11	80.00	-144568.716	-1816.72	64.80	-117723.54
5	-1892.65	80.00	-151412.379	-1902.72	64.80	-123296.39
6	-1968.77	80.00	-157501.577	-1979.24	64.80	-128254.87
7	-2037.42	80.00	-162993.673	-2048.26	64.80	-132727.14
Comble	-2087.96	80.00	-167036.991	-2099.07	64.80	-136019.64
Toiture	-1516.53	16.20	-24567.812	-3166.47	1.23	-3894.76
Somme			-1396732.23			-1121259.93

V.9. Excentricité de la force globale horizontale : (art 2.2 RNV99 page 44)

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à :

$$e = \pm \frac{b}{10} \text{ m}$$

b : est la dimension à la base du maître couple.

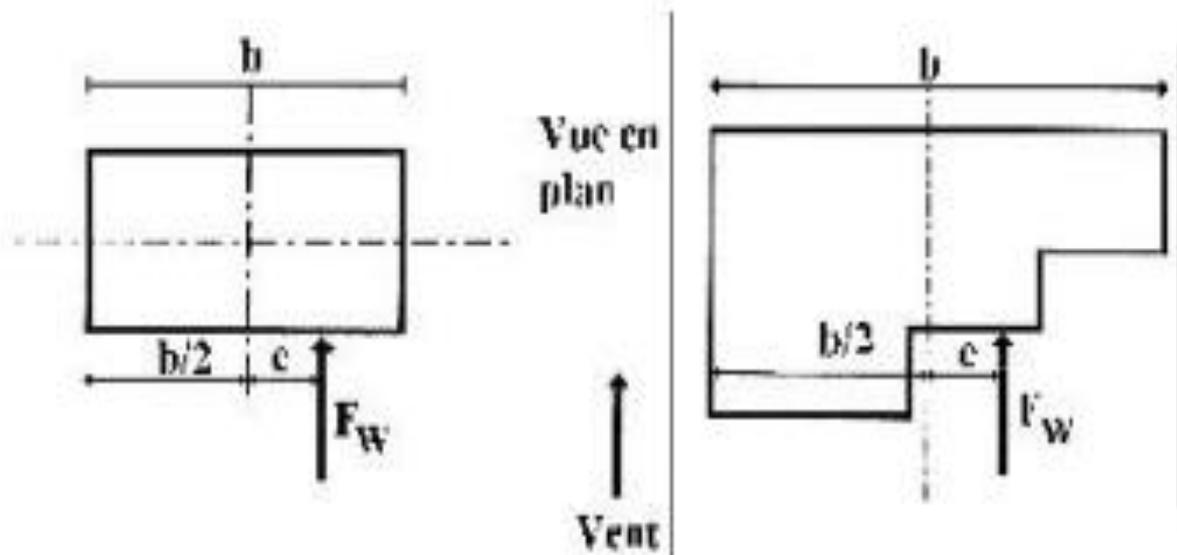


Figure V.10. Excentricité de la force globale

- **Excentricité de la force globale:**

$$e_x = \pm 2.00 \text{ m.}$$

$$e_y = \pm 1.80 \text{ m.}$$

V.10. Vérification de stabilité

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids de bâtiment, donc il n'y a pas risque de relèvement ou de reversement.

V.11. PREDIMENSIONNEMENT DE TOITURE :

V.11.1. Introduction :

Notre bâtiment comporte plusieurs charpentes en bois suivant les décrochements en élévations, qui seront composées de deux versants inclinés d'un angle « α » par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

V.11.2. Etude de la charpente :

La charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de 26° et $19,3^\circ$ pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

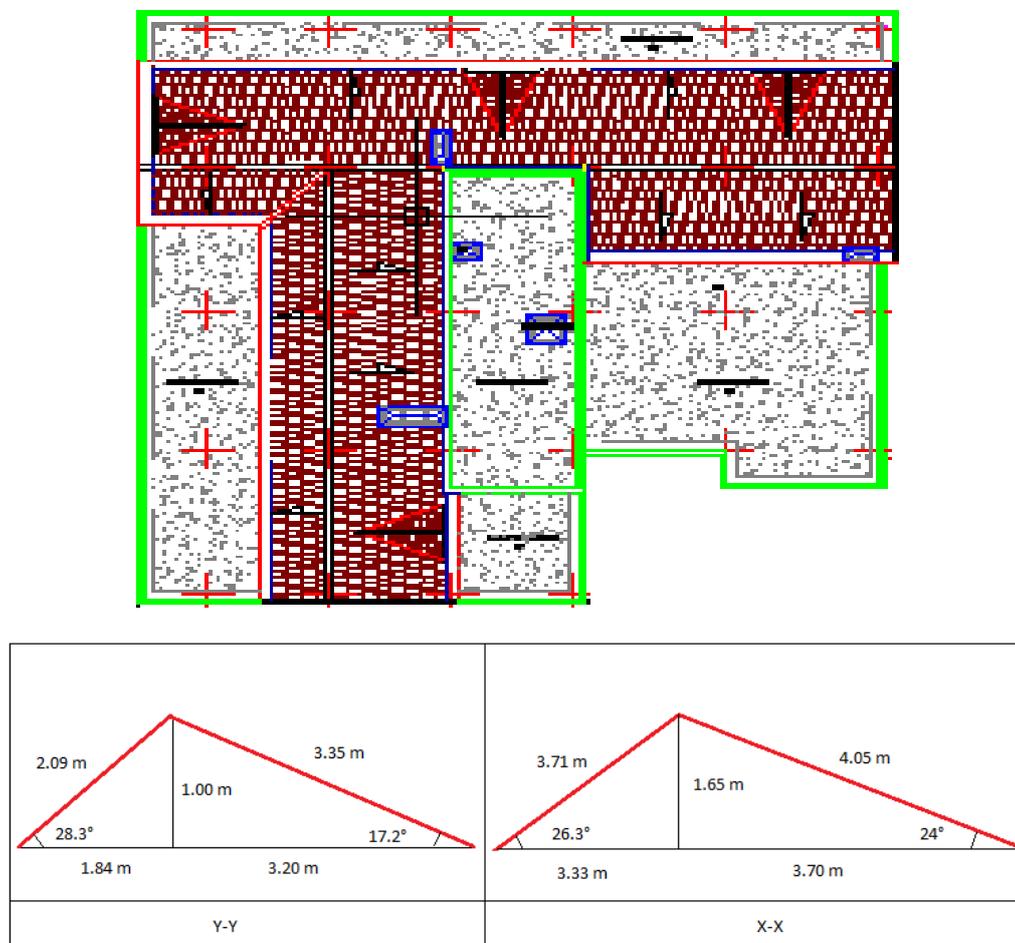


Figure V.11. Schémas de la toiture

V.11.2.1. Les différents éléments de la charpente :

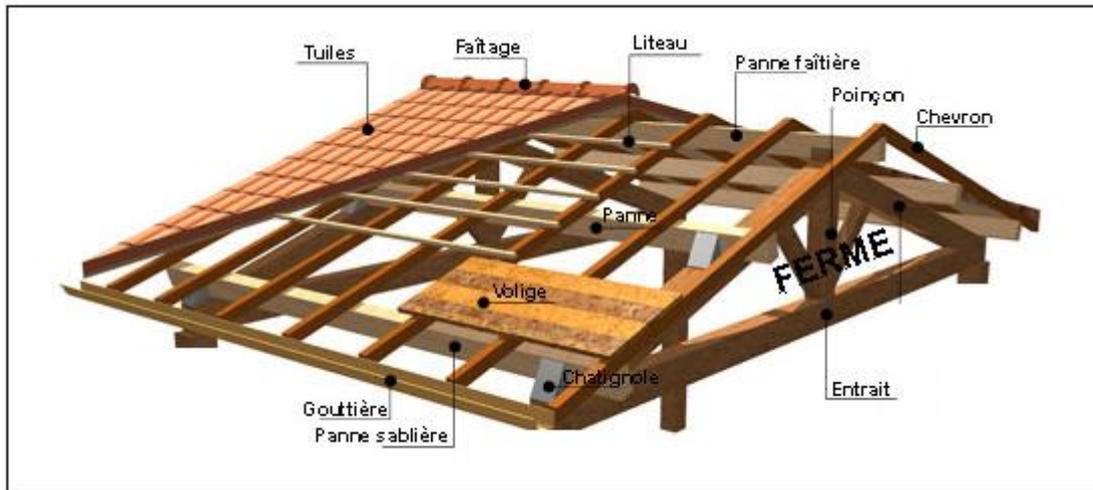


Figure V.12. Composants d'une toiture

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

V.11.2.2. Le dimensionnement selon X-X : (Sens X-X)

V.11.2.2.1. Détermination des charges :

• Charge permanente :

Poids des tuiles (liteau compris)	0.40 KN/m ²	
Poids des pannes et des chevrons	1.00 KN/m ²	G = 1,4KN/m²

• Charge d'exploitation :

Poids de la neige	1.00 KN/m ²	Q = 1.00KN/m²
-------------------------	------------------------	---------------------------------

Dans un **01m²** ; nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement sont : (10.50 x 22.50) cm² et (5.50 x 7.50) cm².

- Poids de la panne $P_p = (0.105 \times 0.225) \rho_b$ avec : $\rho_b = 6 \text{ KN/m}^3$ (DTR BC.22)
- **$P_p = 0.14 \text{ KN/ml}$**
- Poids des chevrons : $P_c = (0.055 \times 0.075) \times 6 = 0.024 \text{ KN/ml}$
- Poids des liteaux : $P_l = (0.03 \times 0.04) \times 6 = 0.0072 \text{ KN/ml}$

V.11.2.2.2. Détermination des efforts revenant aux différents éléments a l'ELU :

V.11.2.2.3. Effort revenant à la panne :

L'espacement des pannes est pris égal à **1m**.

La portée des pannes est : $L_{px} = 4.00 \text{ m}$

$$G_p = 0.14 + (2 \times 0.024) + 0.40 \qquad G_p = 0.58 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5 Q = 1.35 \times 0.58 + 1.5 \times 1 \qquad q_p = 2.28 \text{ KN/ml}$$

V.11.2.2.4. Effort revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons est pris égal à $e = 0.5\text{m}$ et la portée des chevrons est $L_c = 1.00\text{m}$

$$G_c = (0.024 + 0.40 \times 1) \qquad G_c = 0.424 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charges:**

$$q_c = 1.35G_c + 1.5 Q = 1.35 \times 0.424 + 1.5 \times 1 \qquad q_c = 2.07 \text{ KN/ml}$$

V.11.2.2.5. Effort revenant aux liteaux :

Espacement des chevrons égal à 0.32m et la portée des liteaux est $L_c = 0.50 \text{ m}$

$$G_l = 0.0072 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charges:**

$$q_l = 1.35G_l + 1.5 Q = (1.35 \times 0.4) + (1.5 \times 1) \qquad q_l = 2.04 \text{ KN/ml}$$

V.11.2.3. Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CBA71[5], la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est

$$\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

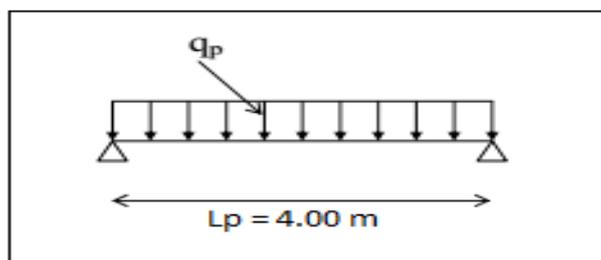


Figure V.13. Schémas de chargement de panne dans les deux sens

V.11.2.3.1. Vérification de la section et de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma}_f$$

1) Calcul des moments de flexion :

- Axe (xx) : $q_{px} = q_p \cdot \sin \alpha = 2,28 \sin 24$ $q_{px} = 0,93 \text{ KN/m}$
- Axe (yy) : $q_{py} = q_p \cos \alpha = 2,28 \cos 24$ $q_{py} = 2,08 \text{ KN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,93 \times 4^2}{8} = 1,86 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{2,08 \times 4^2}{8} = 4,16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

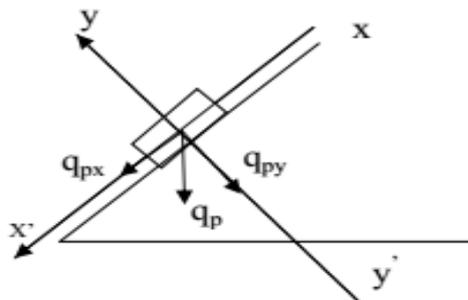


Figure V.14. Schéma statique de la panne

2) Calcul des modules de résistances :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{I_x}{v} = \frac{bh^3}{12} \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,94 \text{ cm}^3 \\ W_y = \frac{I_y}{v} = \frac{hb^3}{12} \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413,44 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

3) Vérification des contraintes : $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \left(\frac{1,86}{885,94} + \frac{4,16}{413,44} \right) \times 10^4 = 121,61 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f \leq \overline{\sigma}_f$ CV Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes.

V.11.2.3.2. Vérification de la flèche :(Art4. 962/CB71).

La valeur de la flèche fixée par les règles C13.71 pour les pannes est donnée par :

$$\overline{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm} \quad \text{Avec : L : Portée de la panne}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \sigma_{f,ser} L_p^2}{48 E_f \frac{h}{2}}$$

Avec : $E_f: 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$ (Module de déformation de la flèche).

D'après les calculs à l'ELS on trouve $\sigma_{f,ser} = 84.46 \text{ daN/cm}^2$

$$f = \frac{5 \times 84.46 \times 400^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 0,95 \text{ cm} \quad \langle \quad \bar{f} = 1,33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible \Rightarrow Notre section est bonne.

V.11.2.4. dimensionnement de chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_c . Le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis, la section de chevron est de $(55 \times 75) \text{ mm}^2$.

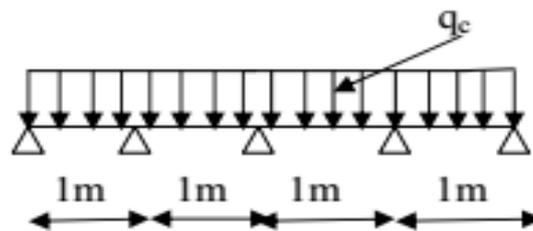


Figure V.15. Schémas de chargement de chevron

V.11.2.4.1. Vérification des contraintes :

On vérifie que :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} V \leq \bar{\sigma}_f$$

1) Calcul des moments :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

- Aux appuis : $M_a = 0.8 M_0$
- En travée : $M_t = 0.66 M_0$

$$M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8} \quad \text{Avec : } L_c = 1\text{m}$$

$$M_0 = \frac{2.07 \times 1^2}{8} = 0.258 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.8 \times 0.258 = 0.206 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.66 \times 0.258 = 0.170 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Calcul des modules de résistances :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.56 \text{ cm}^3$$

• **Les contraintes**

Aux appuis : $\sigma_{fa} = \frac{M_{fa}}{I} V = \frac{0.206 \times 10^4}{51.56} = 39,95 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $\sigma_{ft} = \frac{M_{ft}}{I} V = \frac{0.17 \times 10^4}{51.56} = 32,97 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_{fa} = 39,95 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ft} = 32,97 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section adoptée est bonne.

3) Vérification de la flèche :

Selon le règlement CB71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux, tuiles) est donnée par la formule suivante :

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$\overline{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f L_p^2}{48 E_f \frac{h}{2}}$$

Avec :

$$E_f: 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{Module de déformation de la flèche}).$$

D'après les calculs à l'ELS on trouve $\sigma_{f_{ser}} = 84.46 \text{ daN/cm}^2$

- Aux appuis : $f = \frac{5 \times 39.95 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7,5}{2}} = 0,084 \text{ cm}$
- En travée : $f = \frac{5 \times 32.97 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7,5}{2}} = 0,069 \text{ cm}$

$$f = (0.084, 0.069) < \bar{f} = 0,5 \text{ cm}$$

Les valeurs des flèches réelles sont inférieures à celle de la flèche admissible, donc la section choisie est admise, soit des chevrons de section (55x75) mm².

V.11.2.5. dimensionnement de liteaux:

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

On a choisi une section de (30x40) mm²

V.11.2.5.1. Vérification des contraintes : $L_c = 0.5 \text{ m}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \bar{\sigma}_f$$

1) Calcul des moments de flexion :

- Axe (xx) : $q_{lx} = q_p \sin \alpha = 2.04 \sin 24$

$q_{px} = 0,83 \text{ KN/m}$

- Axe (yy) : $q_{py} = q_p \cos \alpha = 2.04 \cos 24$

$q_{py} = 1.86 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0.83 \times 0.5^2}{8} = 0.026 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1.86 \times 0.5^2}{8} = 0.058 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Calcul des modules de résistances :

$$\begin{cases} W_x = \frac{I_x}{v} = \frac{bh^3}{12} \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8.00 \text{ cm}^3 \\ W_y = \frac{I_y}{v} = \frac{hb^3}{12} \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} = 6.00 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

3) Vérification des contraintes :

$$\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \left(\frac{0.026}{8} + \frac{0.058}{6} \right) \times 10^4 = 129.17 \text{ daN / cm}^2$$

$\sigma_f \leq \overline{\sigma}_f$ CV Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes.

V.11.2.5.2. Vérification de la flèche :(Art4. 962/CB71).

La valeur de la flèche fixée par les règles C13.71 pour les pannes est donnée par :

$$\overline{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{50}{300} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 129.17 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{4}{2}} = 0.128 \text{ cm} \quad \langle \quad \overline{f} = 0.25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible \Rightarrow Notre section est bonne.

V.11.2.6. Assemblage de la charpente :

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour des ouvrages importants à des charges considérables. Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.

- Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.
- Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.
- Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{e}{11} = \frac{4}{11} = 0,36 \text{ cm}$$

Avec :

$$e \leq 30 \text{ mm} \quad d \leq e / 9 \quad \text{Pour le bois dur et bois sec}$$

$$e \geq 30 \text{ mm} \quad d \leq e / 11 \quad \text{(Art4.62.123 CB71)}$$

e : épaisseur du bois le plus mince à assemblé (lenteaux)

Épaisseur du linteau = 2 cm.

Remarque :

- L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.
- Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignolles.

V.11.3. Le dimensionnement selon Y-Y : (Sens Y-Y)

On fait choix de la section du pannes de $L = 5.00\text{m}$ posées selon (Y-Y) ; cette section égale a **(150 x 250)** .après on fait les vérifications pour cette section choisie.

Tableau V.8. Vérification de la section de la panne

Panne (Y-Y) de $L = 5.00\text{m}$ $S = (150 \times 250)$					
L_p (m)	P_p (KN/ml)	G_p (KN/ml)	q_p (KN/ml)	q_{xp} (KN/ml)	q_{yp} (KN/ml)
5.00	0.225	0.673	2.51	0.74	2.40
M_{fx} (KN/m ²)	M_{fy} (KN/m ²)	σ_f (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_f$ (KN/m ²)	f (cm)	\bar{f} (cm)
2.31	7.5	94.78	142	1.51	1.67

Donc la section adoptée pour les pannes est bonne. Et pour les chevrons leur section égale a $(55 \times 75) \text{ mm}^2$. Les liteaux ont une section de $(30 \times 40) \text{ mm}^2$ comme dans le sens X-X.

V.12. Conclusion

Les effets engendrés par l'action du vent sur notre bâtiment doivent être comparés à ceux engendrés par le séisme. Ces effets sont faibles par rapport à l'action sismique.

Par conséquent pour la suite de nos calculs on ne considéra que l'action due au séisme.



CHAPITRE VI

**Ferraillage des
éléments résistants
(les éléments principaux)**



VI Calcul des éléments principaux:**VI.1. Introduction:**

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Les règles **CBA 93** « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles **RPA 99/V.2003** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

VI.2. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Le ferraillage des poutres sera déterminé à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

VI.2.1. Les combinaisons de calcul :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillages sont imposées par le BAEL 91 et RPA 99(Article : 5-2), de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Etat limite	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effet du séisme

La combinaison (**1,35 G + 1,5Q**) nous permet de déterminer le moment maximum en travée. La combinaison (**G + Q ± E**) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis. La combinaison (**0.8 G ± E**) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où **M > 0** de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.

Remarque :

L'action due au vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme. Les efforts dus à la variation de la température sont négligeables puisque les dispositions constructives relatives aux distances entre les joints sont respectées.

VI.2.2. Ferraillage des poutres :

VI.2.2.1. Recommandation du RPA99 pour le ferraillage des poutres:

VI.2.2.1.1. Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- **Le pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section totale (b h) .

- **Le pourcentage total maximum :**

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

- **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone **II-a**.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

VI.2.2.1.2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \text{ Ø}_l)$$

Ø_l : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2.2. Recommandation du BAEL 91 :

VI.2.2.2.1. Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit : $A_s \geq A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\text{Ø}'_{l \min} \neq 0) \quad \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

VI.2.2.2.2. Armatures transversales :

1. Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t Droites $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{ Donc : } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \qquad f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

2. Section minimale d'armature d'âme :

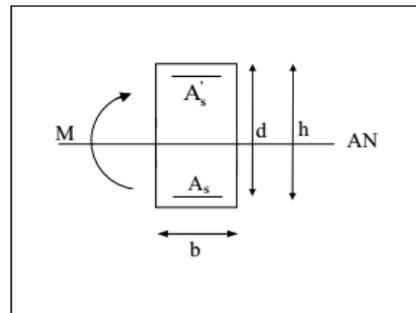
- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$
- Espacement maximale : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$
- Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

3. Calcul des armatures :

- Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$



- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{matrix} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

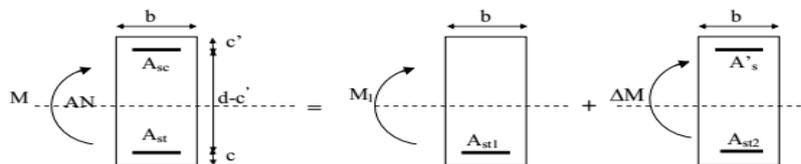
En comparant les deux moments réduits « μl » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

\Rightarrow Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendus).

$\mu \geq \mu l = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



Le calcul se fera à l'ELU (flexion simple). Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

VI.2.3.Exemple de calcul :

Identification des poutres :

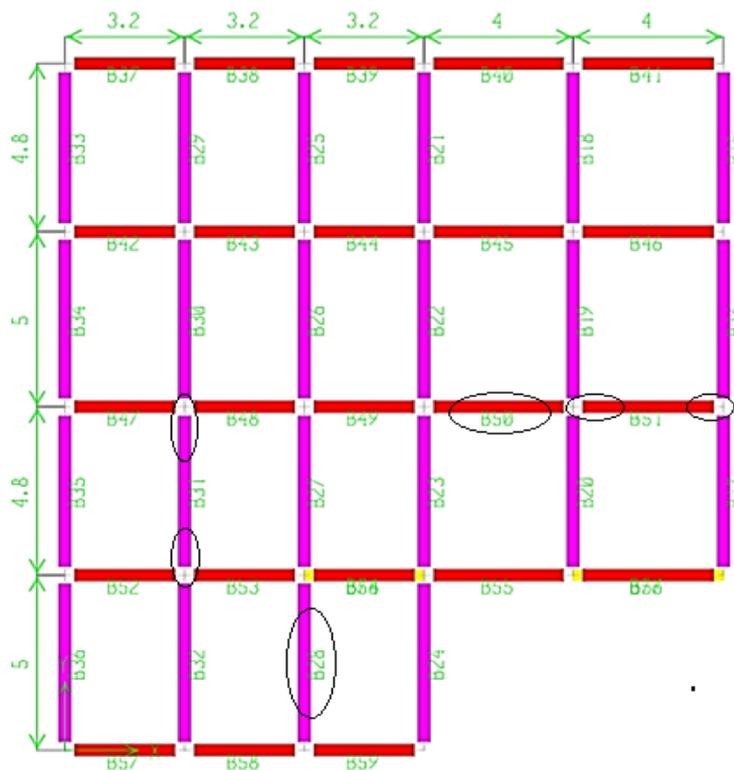


Figure .VI.1. Identification des poutres (les plus sollicitées).

Pour faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (05) zones :

- les niveaux (sous /sol-RDC) Zone 1
- les niveaux (1-2) Zone 2
- les niveaux (3-4) Zone 3
- les niveaux (5-6) Zone 4
- les niveaux (7-Comble) Zone 5

Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

Tableau VI.1: Caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)
Poutre principale	45	30	2,5	40.5
Poutre secondaire	40	30	2,5	36

Tableau VI.2: Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation		fissuration
		durable	accidentelle	
Béton	f_{c28} Mpa	25	25	Peu préjudiciable
	γ_b	1,5	1,15	
	σ_b Mpa	14,2	18.48	
acier	f_e Mpa	400	400	
	γ_s	1,15	1	
	σ_s Mpa	348	400	

VI.2.3.1. Calcul d'armatures longitudinales :

VI.2.3.1.1. Poutres principales (30x45) cm² : La zone 1

- Condition de RPA_{99/Version2003} :

$$A_{\min} = 0,5\% . b . h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% . b . h \rightarrow 4\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% . b . h \rightarrow 6\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

On a choisi les poutres les plus sollicitée dans cette zone (Sous-sol + RDC).

1) Ferraillage en travée : (sous la combinaison : 1.35G+1.5Q):

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 28**, avec une localisation = **3.2 m**.

$$M_{\max}^T = 81.405 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b . d^2 . f_{bu}} = \frac{81.405 . 10^3}{30 . 40.5^2 . 14,2} = 0,116$$

$$U_{bu} < U_1 = 2.215 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A_s = 0 \quad U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 (1 - 0,6 \times 0,116) = 37.68 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b . f_{ed}} = \frac{81.405 \times 10}{0,3768 \times 348} = 6.208 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.208 \text{ cm}^2$$

2) Ferraillage en appui :

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 31**, avec une localisation = **0.275 m**.

- Sous la combinaison accidentelle : G+Q-E

$$M_{\max}^A = 150.556 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b . d^2 . f_{bc}} = \frac{150.556 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.21$$

$$U_{bu} < U_1 = 2.035 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 \times (1 - 0,6 \times 0.21) = 35.397 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b . f_{ed}} = \frac{150.556 \times 10}{0,359 \times 348} = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 12.05 \text{ cm}^2$$

- Sous la combinaison accidentelle 0.8G+E

$$M_{\max}^A = 137.393 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{137.393 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.196$$

$U_{bu} < U_1 = 1.841 \rightarrow$ pas d'armatures comprimé $A_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 (1 - 0,6 \times 0.196) = 35.72 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{137.393 \times 10}{0,357 \times 348} = 11.05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 11.05 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité BAEL₉₉ :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_c} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.1.2. Poutres secondaires (30x40) cm² : La zone 1

- Condition de RPA_{99/Version2003} :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

On a choisi les poutres les plus sollicitée dans cette zone (Sous-sol + RDC).

1) Ferraillage en travée : (sous la combinaison : 1.35G+1.5Q):

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 50**, avec une localisation = **2.256 m**.

$$M_{\max}^T = 31.469 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.469 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,057$$

$U_{bu} < U_1 = 0.339 \rightarrow$ pas d'armatures comprimé $A_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 (1 - 0,6 \times 0,057) = 34.77 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{31.469 \times 10}{0,3476 \times 348} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.60 \text{ cm}^2$$

1) Ferraillage en appui :

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 51**, avec une localisation = **0.275 m**.

- sous la combinaison accidentelle **G+Q-E**

$$M_{\max}^A = 92.147 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.147 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.167$$

$U_{bu} < U_1 = 1.519 \rightarrow$ pas d'armatures comprimé $\dot{A}_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 36 \times (1 - 0.6 \times 0.167) = 32.39 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{92.147 \times 10}{0.3239 \times 348} = 8.17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \mathbf{8.17 \text{ cm}^2}$$

- sous la combinaison accidentelle **0.8G+E**

$$M_{\max}^A = 75.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.13 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.136$$

$U_{bu} < U_1 = 1.205 \rightarrow$ pas d'armatures comprimé $\dot{A}_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.136) = 33.06 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{75.13 \times 10}{0.33 \times 348} = 6.53 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \mathbf{6.63 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité BAEL99 :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.1.3. Résultats des calculs de ferraillage des poutres :

1) Poutres principales (30x45) cm² :

Tableau .VI 3 . Ferraillage des poutres principales (30x45) cm²

P P (30x45)		M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Combinaison	
ZONE	0 1	Sur appuis	Sup	-150.556	12.27	3HA16 + 3HA16	23.32	6.75	54	24.13	G+Q-E (min)
			inf	137.393	11.05	3HA16 + 3HA16					0.8G+E (max)
		En travée		81.405	6.21	3HA16 + 2HA12	6.21			8.29	1.35G+1.5Q
	0 2	Sur appuis	Sup	-144.417	11.70	3HA16 + 3HA16	21.12	6.75	54	22.71	G+Q-E (min)
			inf	119.177	9.42	3HA16 + 3HA14					0.8G+E (max)
		En travée		70.328	5.31	3HA16	5.31			6.03	1.35G+1.5Q
	0 3	Sur appuis	Sup	-120.855	9.57	3HA16 + 3HA14	17.37	6.75	54	19.76	G+Q-E (min)
			inf	100.399	7.80	3HA16+ 2HA14					0.8G+E (max)
		En travée		75.535	5.73	3HA16	5.73			6.03	1.35G+1.5Q
	0 4	Sur appuis	Sup	-88.422	6.79	3HA14 + 2HA12	10.64	6.75	54	11.50	G+Q-E (min)
			inf	51.886	3.85	3HA14					0.8G+E (max)
		En travée		70.732	5.34	3HA14 + 2HA12	5.34			6.88	1.35G+1.5Q
	0 5	Sur appuis	Sup	-69.443	5.24	3HA14 + 2HA12	6.70	6.75	54	11.50	G+Q-E (min)
			inf	20.271	1.46	3HA14					0.8G+E (max)
		En travée		62.773	4.71	3HA14 + 2HA12	4.71			6.88	1.35G+1.5Q

2) Poutres secondaires (30x40) cm² :

Tableau .VI.4 . Ferraillage des poutres secondaires (30x40) cm²

P S (30x40)	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{maxRP} A (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Combinaison		
										Sur appuis	Sup
ZONE	0 1	Sur appuis	Sup	-92.147	7.10	3HA14+ 3HA12	12.80	6	48	14.89	G+Q-E (min)
			inf	75.13	5.70	3HA14+ 2HA12					0.8G+E (max)
		En travée		31.469	2.29	3HA14	2.29	4.62	1.35G+1.5Q		
	0 2	Sur appuis	Sup	-81.131	6.19	3HA14+ 2HA12	12.82	6	48	13.76	G+Q-E (min)
			inf	86.561	6.63	3HA14+ 2HA12					0.8G+E (max)
		En travée		23.129	1.67	3HA14	1.67	4.62	1.35G+1.5Q		
	0 3	Sur appuis	Sup	-73.277	5.55	3HA14+ 2HA12	10.25	6	48	13.76	G+Q-E (min)
			inf	62.648	4.70	3HA14+ 2HA12					0.8G+E (max)
		En travée		30.851	2.25	3HA14	2.25	4.62	1.35G+1.5Q		
	0 4	Sur appuis	Sup	-80.563	6.14	3HA14+ 2HA12	10.56	6	48	11.50	G+Q-E (min)
			inf	59.166	4.42	3HA14					0.8G+E (max)
		En travée		36.003	2.64	3HA14	2.64	4.62	1.35G+1.5Q		
	0 5	Sur appuis	Sup	-53.027	3.94	3HA14	5.92	6	48	8.01	G+Q-E (min)
			inf	27.208	1.98	3HA12					0.8G+E (max)
		En travée		32.282	2.36	3HA14	2.36	4.62	1.35G+1.5Q		

Conclusion :

On adopte le même ferraillage sur tous les niveaux de zone 1, puis les zones 2 et 3. Et un autre ferraillage sur tous les niveaux des zones 4 et 5. Notre choix des barres est le suivant :

- **Poutres principales :**

Tableau .VI.5 . Conclusion de ferraillage des poutres principales

Zones	Localisation	As adopté (cm ²)	Choix des barres	Amin (RPA)		Amin (BAEL)							
				Amin	Amax								
1	sur appuis (sup)	12.06	3HA16 + 3HA16	6.75 (cm ²)	54 (cm ²)	1.47 (cm ²)	CV						
	Sur appuis (inf)	12.06	3HA16 + 3HA16				CV						
	En travée	9.11	3HA16 + 2HA12				CV						
2 3	sur appuis (sup)	12.06	3HA16 + 3HA16				6.75 (cm ²)	54 (cm ²)	1.47 (cm ²)	CV			
	Sur appuis (inf)	10.65	3HA16 + 3HA14							CV			
	En travée	6.03	3HA16							CV			
4	sur appuis (sup)	6.88	3HA14 + 2HA12							6.75 (cm ²)	54 (cm ²)	1.47 (cm ²)	CV
	Sur appuis (inf)	4.62	3HA14										CV
5	En travée	6.88	3HA14 + 2HA12										CV

- **Poutres secondaires :**

Tableau .VI.6 . Conclusion de ferraillage des poutres secondaires

Zones	Localisation	As adopté (cm ²)	Choix des barres	Amin (RPA)		Amin (BAEL)							
				Amin	Amax								
1	sur appuis (sup)	8.01	3HA14 + 3HA12	6.00 (cm ²)	48 (cm ²)	1.30 (cm ²)	CV						
	Sur appuis (inf)	6.88	3HA14 + 2HA12				CV						
	En travée	4.62	3HA14				CV						
2 3	sur appuis (sup)	6.88	3HA14 + 2HA12				6.00 (cm ²)	48 (cm ²)	1.30 (cm ²)	CV			
	Sur appuis (inf)	6.88	3HA14 + 2HA12							CV			
	En travée	4.62	3HA14							CV			
4	sur appuis (sup)	6.88	3HA14 + 2HA12							6.00 (cm ²)	48 (cm ²)	1.30 (cm ²)	CV
	Sur appuis (inf)	4.62	3HA14										CV
5	En travée	4.62	3HA14										CV

VI.2.3.2. Calcul d'armatures transversales :

Le ferraillage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

1) Selon le BAEL91 : La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

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 : $S_t = 15\text{cm}$;

Donc:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• Diamètre des armatures d'âme :

Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lim} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35} ; 1.6 ; \frac{30}{10} \right) = 1.28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lim} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{40}{35} ; 1.4 ; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

2) Selon le RPA 99 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

• L'espacement maximal :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 , 30 \right)$

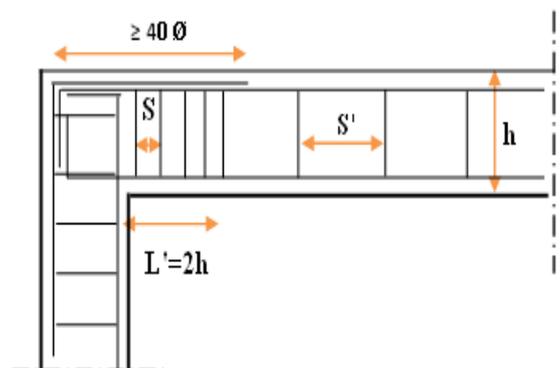
En zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

• Pour les poutres principales $h = 45 \text{ cm}$:

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t' = 15 \text{ cm}$.



- Pour les poutres secondaires **h = 40 cm**:

En zone nodale ... St = 10 cm.

En zone courante : ... St' = 15 cm.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 > 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t_{\text{adopté}}} = \text{Min}\{S_{t_{\text{B.A.E.L.}}}, S_{t_{\text{RPA}}}\} \implies \begin{cases} \text{En zone nodale:} & \mathbf{St = 10 \text{ cm.}} \\ \text{En zone courante:} & \mathbf{St' = 15 \text{ cm}} \end{cases}$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8** **A_t = 2.01 cm²**

On aura un cadre et un étrier de diamètre « HA8 ».

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II_a est :

$$L_r = 40 \phi_t$$

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 12	50
ϕ 14	60
ϕ 16	65

- **Longueur de la zone nodale : h' = 2xh**

	PP (30 x 45)	PS (30 x 40)
L' (cm)	90	80

VI.2.3.3. Vérifications :

VI.2.3.3.1. La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PP : } A_{st \text{ min}} = 6.88 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PS : } A_{st \text{ min}} = 6.88 \text{ cm}^2)$$

VI.2.3.3.2. Etat limite d’ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n’est nécessaire.

VI.2.3.3.3. Vérification de l’effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :

Pour l’effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

Exemple de calcul :

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

1. Poutres principales zone 01 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{ctE}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 335.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{335.38 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 10^2} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 2.76 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pour toutes les autres zones les résultats sont comme suite :

Tableau .VI.7.Vérification de l’effort tranchant (PP)

Zone	Effort tranchant (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Zone 1	335.38	2.62	3.33	CV
Zone 2	224.85	1.85	3.33	CV
Zone 3	210.56	1.73	3.33	CV
Zone 4	168.9	1.39	3.33	CV
Zone 5	127.28	1.05	3.33	CV

2. poutres secondaires :

Pour toutes les zones les résultats sont comme suite :

Tableau .VI.8. Vérification de l’effort tranchant (PP)

Zone	Effort tranchant (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Zone 1	227.15	2.103	3.33	CV
Zone 2	226.34	2.096	3.33	CV
Zone 3	177.17	1.64	3.33	CV
Zone 4	124.71	1.15	3.33	CV
Zone 5	102.6	0.95	3.33	CV

VI.2.3.3.4. vérification de l'adhérence :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Donc on trouve les valeurs suivantes :

Tableau .VI.9. Vérification de l'adhérence

Zones	poutres	V _U (KN)	∑ U _i (cm)	τ _{se} (Mpa)	$\overline{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
1	P.P	335.38	30.16	3.05	3.15	C.V
	P.S	227.15	24.51	2.54	3.15	C.V
2	P.P	224.85	30.16	2.05	3.15	C.V
3	P.S	226.34	20.73	2.99	3.15	C.V
4	P.P	168.9	20.73	2.24	3.15	C.V
5	P.S	124.71	20.73	1,65	3.15	C.V

VI.2.3.3.5. Contraint de compression dans le béton :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

Moment statique au niveau de l'axe neutre : On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Potion de l'axe neutre : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

Avec $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$

Exemple : le Sous-sol

a) En travée : $M_{ser} = 57.85 \text{ KN.m}$

$Y=13.82 \text{ cm}$ $I=102844.87 \text{ cm}^4$ $K = 56.25$

$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 56.25 \times 13.82 = 7.77 \text{ MPa}$. $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa}$.

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

b) Aux appuis : $M_{ser} = 22.12 \text{ KN.m}$

$Y=20.85 \text{ cm}$

$I= 218755.09 \text{ cm}^4$

$K = 27.44$

$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 27.44 \times 20.12 = 5.72 \text{ MPa.}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

1) Poutres principales :

Tableau .VI.10. Contraint de compression dans le béton (PP)

Poutres principales		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	K	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)		
Sous/sol jusqu'au dernier niveau	PP 1	Sur appuis	60.02	24.12	26.10	21.44	229990.03	5.60	< 15
	(30x45)	En travée	57.85	9.11	47.19	15.19	122586.26	7.17	< 15
	PP 2	Sur appuis	41.65	24.12	18.11	21.44	229990.03	3.88	< 15
	(30x45)	En travée	30.22	9.11	24.65	15.19	122586.26	3.74	< 15
	PP 3	Sur appuis	41.42	22.71	18.65	21.03	222141.37	3.92	< 15
	(30x45)	En travée	30.19	6.03	33.41	12.90	90368.08	4.31	< 15
	PP 4	Sur appuis	50.71	22.71	22.83	21.03	222141.37	4.80	< 15
	(30x45)	En travée	50.82	6.03	56.24	12.90	90368.08	7.25	< 15
	PP 5	Sur appuis	54.04	22.71	24.33	21.03	222141.37	5.12	< 15
	(30x45)	En travée	53.07	6.03	58.73	12.90	90368.08	7.58	< 15
	PP 6	Sur appuis	53.75	22.71	24.20	21.03	222141.37	5.09	< 15
	(30x45)	En travée	43.67	6.03	48.32	12.90	90368.08	6.23	< 15
	PP 7	Sur appuis	54.42	11.50	37.72	16.58	144276.52	6.26	< 15
	(30x45)	En travée	45.39	6.88	45.47	13.60	99831.11	6.18	< 15
	PP 8	Sur appuis	44.73	11.50	31.00	16.58	144276.52	5.14	< 15
	(30x45)	En travée	34.86	6.88	34.92	13.60	99831.11	4.75	< 15
	PP 9	Sur appuis	40.19	11.50	27.86	16.58	144276.52	4.62	< 15
	30x45)	En travée	44.29	6.88	44.36	13.60	99831.11	6.04	< 15
	PP 10	Sur appuis	26.31	11.50	18.24	16.58	144276.52	3.02	< 15
	(30x45)	En travée	21.45	6.88	21.49	13.60	99831.11	2.92	< 15

2) Poutres secondaires

Tableau .VI.11. Contraint de compression dans le béton (PS)

Poutres secondaires		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm ²)	K	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)		
Sous/sol jusqu'au dernier niveau	PS 1	Sur appuis	25.77	14.89	15.04	18.22	171355.21	2.74	< 15
	(30x40)	En travée	22.20	4.62	30.21	11.56	73488.43	3.49	< 15
	PS 2	Sur appuis	11.00	14.89	6.42	18.22	171355.21	1.17	< 15
	(30x40)	En travée	12.27	4.62	16.70	11.56	73488.43	1.93	< 15
	PS 3	Sur appuis	17.94	13.76	11.02	17.71	162747.25	1.95	< 15
	(30x40)	En travée	14.81	4.62	20.15	11.56	73488.43	2.33	< 15
	PS 4	Sur appuis	17.94	13.76	11.02	17.71	162747.25	1.95	< 15
	(30x40)	En travée	14.81	4.62	20.15	11.56	73488.43	2.33	< 15
	PS 5	Sur appuis	20.43	13.76	12.55	17.71	162747.25	2.22	< 15
	(30x40)	En travée	19.37	4.62	26.36	11.56	73488.43	3.05	< 15
	PS 6	Sur appuis	22.33	13.76	13.72	17.71	162747.25	2.43	< 15
	(30x40)	En travée	20.97	4.62	28.54	11.56	73488.43	3.30	< 15
	PS 7	Sur appuis	25.12	11.50	17.41	16.58	144276.52	2.89	< 15
	(30x40)	En travée	23.73	4.62	32.29	11.56	73488.43	3.73	< 15
	PS 8	Sur appuis	26.09	11.50	18.08	16.58	144276.52	3.00	< 15
	(30x40)	En travée	24.20	4.62	32.93	11.56	73488.43	3.81	< 15
	PS 9	Sur appuis	37.93	11.50	26.29	16.58	144276.52	4.36	< 15
	(30x40)	En travée	23.29	4.62	31.69	11.56	73488.43	3.66	< 15
	PS 10	Sur appuis	9.10	11.50	6.31	16.58	144276.52	1.05	< 15
	(30x40)	En travée	6.87	4.62	9.35	11.56	73488.43	1.08	< 15

VI.2.3.3.6. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée
Avec:

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

1) Poutre principale : 45x30

h= 45 cm hauteur de la section

l= 5m la portée entre nus d'appuis. **B = 4 m** Largeur de portée.

$M_t = 60.017 KN.m$ Moment maximum en travée du RDC.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 5 = 14.43 KN$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \times B = \frac{14.43 \times 5^2}{8} \times 4 = 180.32 KN.m$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0.09 > 0.063 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{1}{10} \frac{60.017}{180.32} = 0.033 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.29}{30 \times 40.5} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots C.V$$

2) Poutre secondaire : 40x30

h= 40 cm hauteur de la section

l= 4 m la portée entre nus d'appuis. **B = 4.8 m** Largeur de portée.

$M_t = 25.77 KN.m$ Moment maximum en travée du RDC.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 5 = 14.43 KN$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \times B = \frac{14.43 \times 4^2}{8} \times 4.8 = 121.21 KN.m$$

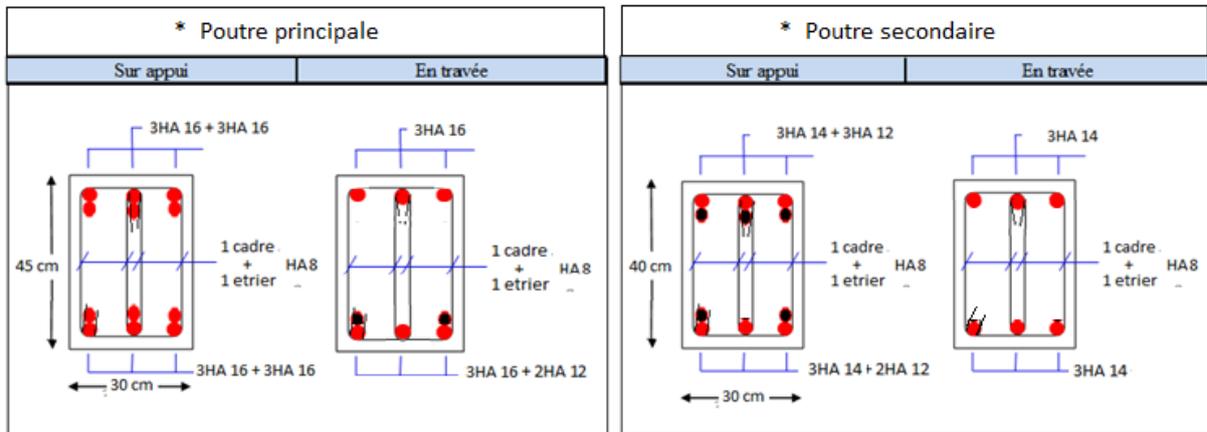
$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.10 > 0.063 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.10 > \frac{1}{10} \frac{25.77}{121.21} = 0.021 \dots\dots\dots C.V$$

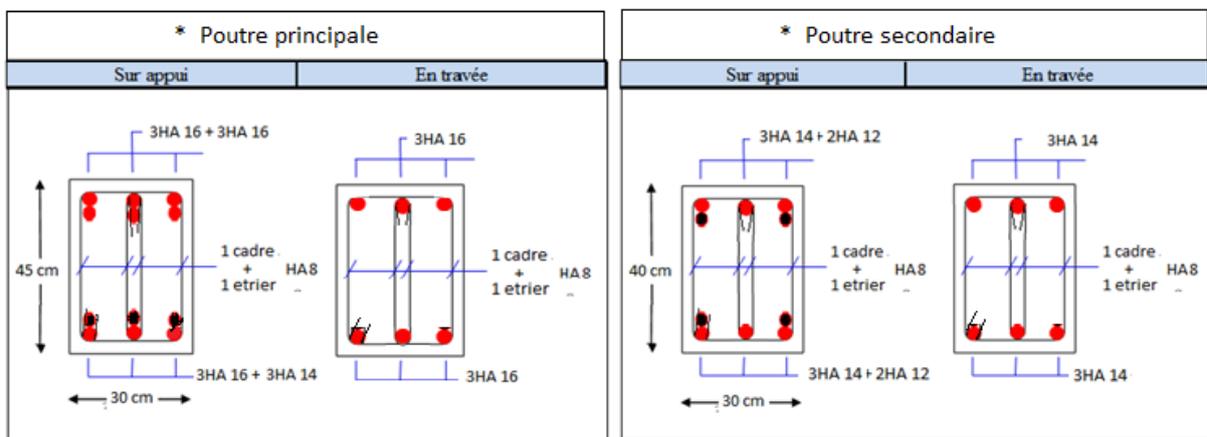
$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.80}{30 \times 36} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots C.V$$

VI.2.3.4. Schémas de ferrailage des poutres :

- Zone 01 :



- Zones 02 et 03 :



- Zones 04 et 05 :

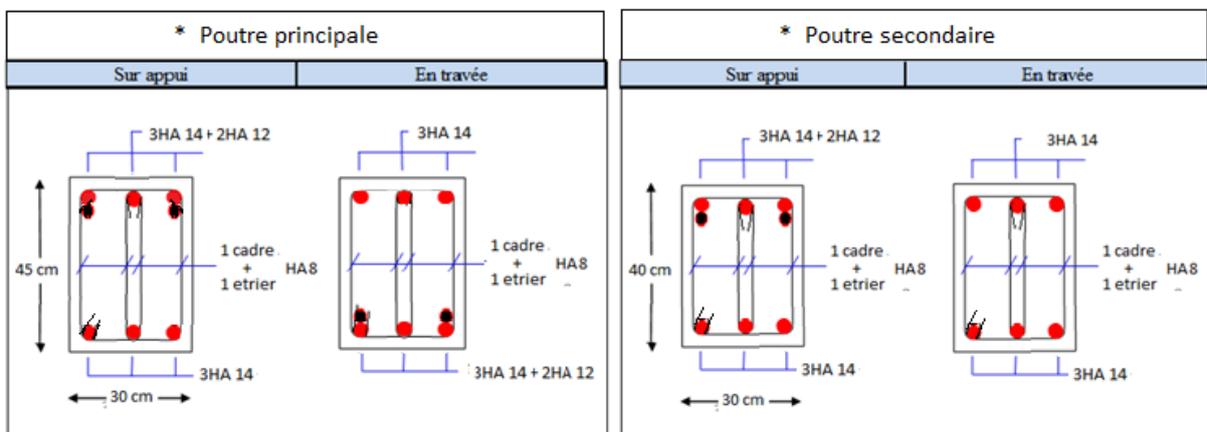


Figure .VI.2. Schémas de ferrailage des poutres par zone

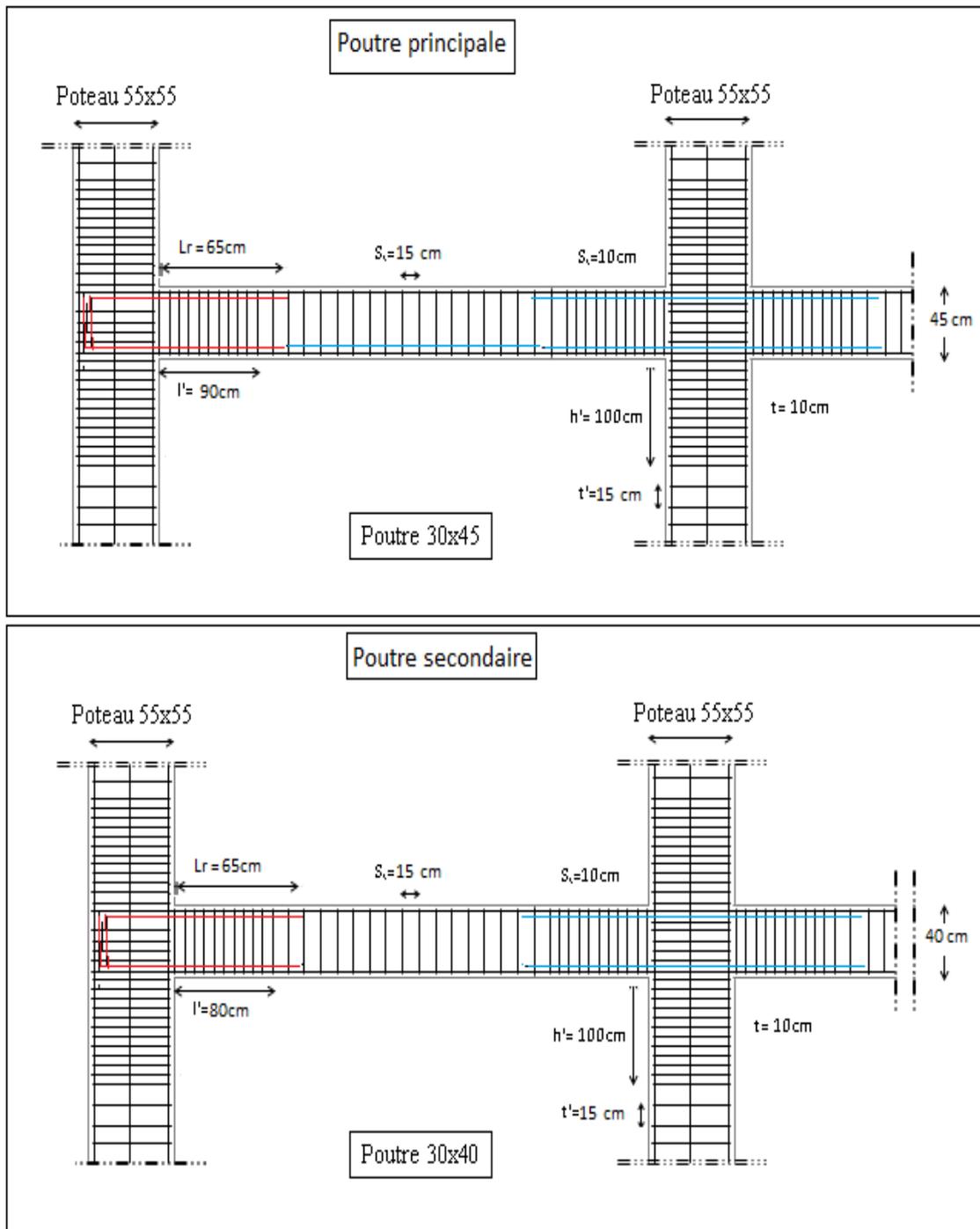


Figure .VI.3. Disposition constructif en RDC

VI.3. Etude des voiles :**VI.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 dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges), et à des forces horizontales dues au séisme (cisaillement). Ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- 1) Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- 2) Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Pour cela, nous avons divisé notre structure en cinq zones de calcul :

- les niveaux (sous /sol-RDC) **Zone 01**
- les niveaux (1-2) **Zone 02**
- les niveaux (3-4) **Zone 03**
- les niveaux (5-6) **Zone 04**
- les niveaux (7-Comble) **Zone 05**

VI.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 :

1) Etat limite ultime :

- Situation durable et transitoire : **$1,35 G + 1,5 Q$**
- Situation accidentelle : **$G + Q \pm E$, **$0,8 \pm E$****

2) Etat limite de service : $G + Q$

VI.3.3.Recommandations de RPA99/v.2003 :

VI.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 **L/10** dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas 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)

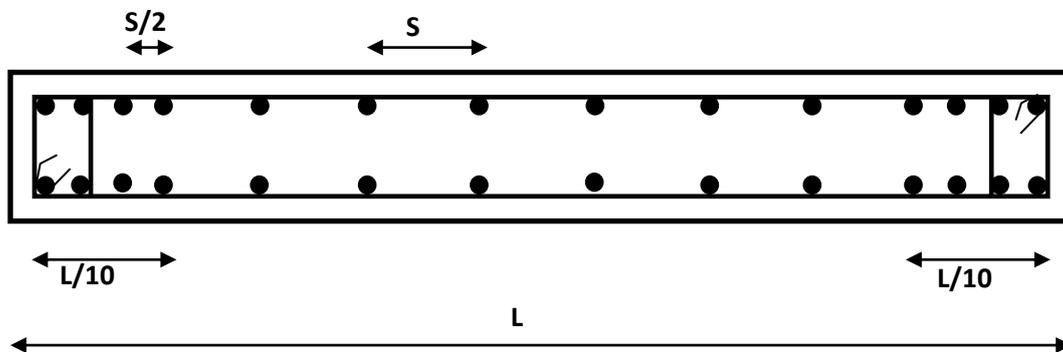


Figure .VI.4. Disposition des armatures verticales dans le voile.

VI.3.3.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** 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.

VI.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

VI.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 carré.

VI.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.

VI.3.3.6. Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.4. Ferraillage des voiles :

VI.3.4.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

V : bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

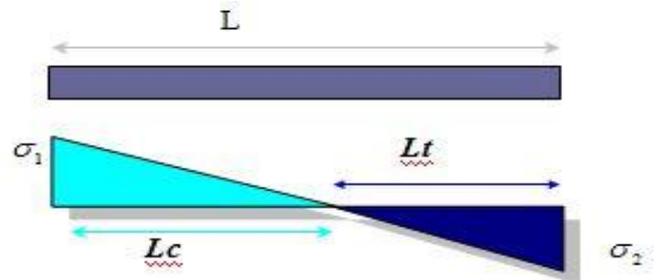


Figure .VI.5. Diagramme des contraintes

- **Calcul de L_t (longueur tendue) :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

- **Calcul de Force :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e_{voile}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} \quad (f_e = 400 \text{ MPa})$$

- **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq \max \left(0,23.B. \frac{f_t28}{f_e}; 0,005B \right)$

Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B. \frac{f_t28}{f_e}; 0,005.B \right)$

VI.3.5. Vérification :

VI.3.5.1. 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.

VI.3.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

1. D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_c28$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$ avec: $V = 1,4V_u$ calcul

Avec:

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

2. D'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec τ : contrainte de cisaillement

On a aussi $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$

VI.3.6.Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L= 2.5$ m, dans la première zone (sous-sol + RDC). Ainsi le ferraillage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailler par symétrie.

VI.3.6.1. Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{max} = 1692.155 \text{ KN .m} \implies N_{cor} = 721.44 \text{ KN .m}$$

$$I = \frac{0.2 (2.5)^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.5}{2} = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 9565.224 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -6679.464 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{9565.224}{9565.224 - 6679.464} 2.5 = 1.03 \text{ m}$$

VI.3.6.2. Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{\sigma_2 L_t}{2} e = \frac{|-6679.464| \times 1.03}{2} 0.2 = 686.613 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_c} = \frac{686.613 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 17.17 \text{ cm}^2$$

La section finale dans le voile est $A_v = 17.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{v\text{adoptée}} = 20.36 \text{ cm}^2$ (18HA12) doit être distribuée sur L_t .

• **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min} = 0.2\% L_t e = 4.11 \text{ cm}^2 \qquad A_v = 20.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} 4.11 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99V2003 :**

• Longueur de la zone d'about : $250/10 = 25 \text{ cm}$ Avec : **St = 10 cm**

• Longueur de la zone courante : $250-25 = 225 \text{ cm}$. Avec : **St = 15 cm**

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale $A_v = 20.36 \text{ cm}^2$ (18HA12) par nappe sur toute la longueur du voile.

VI.3.6.3. Armature horizontale :

- D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_V}{4} = 5.09 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA 99: $A_H = 0.15\% \times L \times e = 0.15\% \times 250 \times 20 = 7.5 \text{ cm}^2$
Soit (**5HA10/m**) de hauteur pour chaque nappe avec **S_t=20cm**

VI.3.6.4. Armature transversale:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

VI.3.6.5. Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA99 [art 7.7.2]:

$$\bar{\tau} = 0,02.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 1805,89 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = 1,4 \times \frac{1805,89 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,45} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

- Selon le BAEL91:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{1085,89 \times 10^{-3}}{0,20 \times 4,45} = 1,22 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

VI.3.7. Résultats du calcul :

VI.3.7.1. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage :

Après les calculs les résultats sont comme suite :

Tableau .VI.12 .Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 1m)

Voile V ₁			L = 1m	e = 0.2 m	
Zone	01	02	03	04	05
N _{max} (KN m)	362.52	436.28	291.23	201.16	82.51
M _{corr} (KN m)	-239.52	-160.13	-82.60	-51.93	-4.49
N _{min} (KN m)	61.14	8.69	3.16	-2.26	-11.90
M _{corr} (KN m)	110.19	167.56	60.49	45.17	17.73
M _{max} (KN m)	252.47	167.56	-4.49	-8.77	10.28
N _{corr} (KN m)	152.54	8.69	91.42	73.26	49.57
B (m ²)			0.20		
V (m ²)			0.50		
I (m ⁴)			0.02		
σ ₁ (KN / m ²)	8336.770	5070.160	1830.590	1343.740	472.370
σ ₂ (KN / m ²)	-6811.370	-4983.260	-1798.990	-1366.340	-591.370
L _T (m) (Tendue)	0.45	0.50	0.50	0.50	0.56
L _c (m) (Comprimée)	0.55	0.50	0.50	0.50	0.44
F (KN)	306.27	247.01	89.17	68.89	32.88
A _v (cm ²)	7.66	6.18	2.23	1.72	0.82
A _v adoptée (cm ²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
A _{min} (cm ²)	1.80	1.98	1.98	2.02	2.22
A _v adoptée > A _{min}	CV	CV	CV	CV	CV
Armature verticale	Choix par nappe :		9HA 12		
A _v adoptée totale (cm ²)			20.36		
St (cm) (zone d'about)			5		
St (cm) (zone courante)			12		
A _H (cm) (BAEL)	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
A _H (cm) (RPA)			3.00		
Armature horizontale	Choix par nappe :		5HA 10 (par un mètre)		
St' (cm)			20		
Armature transversale	4HA8		(04 épingles au mètre carré)		

Tableau .VI.13.Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 1.5m)

Voiles (V_2, V_4, V_7, V_8, V_9 et V_{11})				L = 1.5m	e = 0.2 m
Zone	01	02	03	04	05
N_{max} (KN m)	1708.79	929.47	747.07	549.02	343.68
M_{corr} (KN m)	-675.41	33.26	-13.70	-4.86	-102.32
N_{min} (KN m)	1766.79	48.37	-12.30	3.19	-2.90
M_{corr} (KN m)	-675.41	176.19	167.18	149.78	50.67
M_{max} (KN m)	698.48	376.64	313.19	260.66	153.75
N_{corr} (KN m)	407.05	411.88	250.67	91.88	85.48
B (m ²)	0.30				
V (m ²)	0.75				
I (m ⁴)	0.06				
σ_1 (KN / m ²)	10669.873	6394.800	5011.460	3781.747	2334.920
σ_2 (KN / m ²)	-7956.207	-3648.933	-3340.327	-3169.213	-1765.053
L_T (m) (Tendue)	0.64	0.54	0.60	0.68	0.65
L_c (m) (Comprimée)	0.86	0.96	0.90	0.82	0.85
F (KN)	509.78	198.85	200.40	216.75	113.98
A_v (cm ²)	12.74	4.97	5.01	5.42	2.85
A_v adoptée (cm ²)	14.70	14.70	14.70	14.70	14.70
A_{min} (cm ²)	2.56	2.18	2.40	2.74	2.58
A_v adoptée > A_{min}	CV	CV	CV	CV	CV
Armature verticale	Choix par nappe :				13HA 12
A_v adoptée totale (cm ²)	29.40				
St (cm) (zone d'about)	6				
St (cm) (zone courante)	13				
A_H (cm) (BAEL)	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68
A_H (cm) (RPA)	4.50				
Armature horizontale	Choix par nappe :				5HA 10 (par un mètre)
St' (cm)	20				
Armature transversale	4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

Tableau .VI.14.Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 2m)

Voiles (V_5 , V_6 et V_{10})				L = 2m	e = 0.2 m
Zone	01	02	03	04	05
N_{max} (KN m)	2073.47	1049.07	818.67	616.82	401.74
M_{corr} (KN m)	-1026.83	-482.21	-63.72	-66.42	-77.91
N_{min} (KN m)	-18.83	110.42	12.78	5.61	-4.42
M_{corr} (KN m)	1137.70	184.18	253.60	76.11	108.07
M_{max} (KN m)	1150.76	488.51	438.07	402.59	143.60
N_{corr} (KN m)	213.93	429.26	450.14	288.07	-13.13
B (m ²)	0.40				
V (m ²)	1.00				
I (m ⁴)	0.13				
σ_1 (KN / m ²)	8485.638	4736.960	1933.913	3739.615	1044.183
σ_2 (KN / m ²)	-8579.788	-2590.660	-1870.013	-2299.265	-1109.833
L_T (m) (Tendue)	1.01	0.71	0.98	0.76	1.03
L_c (m) (Comprimée)	0.99	1.29	1.02	1.24	0.97
F (KN)	862.71	183.18	183.86	175.09	114.37
A_v (cm ²)	21.57	4.58	4.60	4.38	2.86
A_v adoptée (cm ²)	24.63	18.10	18.10	18.10	18.10
A_{min} (cm ²)	4.02	2.83	3.93	3.05	4.12
A_v adoptée > A_{min}	CV	CV	CV	CV	CV
Armature verticale	16HA 14	Choix par nappe :		16HA 12	
A_v adoptée totale (cm ²)	49.26				36.20
St (cm) (zone d'about)				7	
St (cm) (zone courante)				13.5	
A_H (cm) (BAEL)	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
A_H (cm) (RPA)				6.00	
Armature horizontale	Choix par nappe :			5HA 10 (par un mètre)	
St' (cm)				20	
Armature transversale	4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

Tableau .VI.15.Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 2.5m)

		Voile V ₃			L = 2.5m	e = 0.2 m
Zone		01	02	03	04	05
N _{max} (KN m)		1645.44	1296.08	1034.61	746.53	368.20
M _{corr} (KN m)		-1668.61	19.59	-51.85	-53.62	-28.57
N _{min} (KN m)		271.40	281.42	176.61	134.38	104.60
M _{corr} (KN m)		215.56	435.08	479.56	382.02	-40.78
M _{max} (KN m)		1692.16	795.10	519.62	495.76	262.45
N _{corr} (KN m)		721.44	763.83	229.37	165.40	129.76
B (m ²)				0.50		
V (m ²)				1.25		
I (m ⁴)				0.26		
σ ₁ (KN / m ²)		9565.224	5344.140	2952.921	2710.443	1519.299
σ ₂ (KN / m ²)		-6679.464	-2288.820	-2035.441	-2048.843	-1000.259
L _T (m) (Tendue)		1.03	0.75	1.02	1.08	0.99
L _c (m) (Comprimée)		1.47	1.75	1.48	1.42	1.51
F (KN)		686.61	171.58	207.63	220.50	99.28
A _v (cm ²)		17.17	4.29	5.19	5.51	2.48
A _v adoptée (cm ²)		20.36	20.36	20.36	20.36	20.36
A _{min} (cm ²)		4.11	3.00	4.08	4.30	3.97
A _v adoptée > A _{min}		CV	CV	CV	CV	CV
Armature verticale		Choix par nappe :				18HA 12
A _v adoptée totale (cm ²)						40.72
St (cm) (zone d'about)						10
St (cm) (zone courante)						15
A _H (cm) (BAEL)		5.09	5.09	5.09	5.09	5.09
A _H (cm) (RPA)						7.50
Armature horizontale		Choix par nappe :				5HA 10 (par un mètre)
St' (cm)						20
Armature transversale						4HA8 (04 épingles au mètre carré)

VI.3.7.2. Vérification a l'ELS :

Tableau .VI.16 .Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1m).

Voile (V ₁)			L = 1m	e = 0.2 m	
Vérification de la contrainte de cisaillement :			$\tau < \bar{\tau}$		
Zone	01	02	03	04	05
V _{max}	4.83	13.19	3.55	8.34	20.14
τ_{RPA}	0.04	0.10	0.03	0.06	0.16
$\bar{\tau}$ (RPA)			2.5		
τ_{BAEL}	0.03	0.07	0.02	0.05	0.11
$\bar{\tau}$ (BAEL)			5		
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV
Vérification de la contrainte de béton :			$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$		
N _{ser}	259.03	222.48	173.13	117.64	46.40
A _s	2.01	1.73	1.35	0.91	0.36
σ_{bc}	1.69	1.46	1.13	0.77	0.30
$\overline{\sigma_{bc}}$			15		
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau .VI.17 .Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1.5m).

Voiles (V ₂ ,V ₄ ,V ₇ ,V ₈ ,V ₉ et V ₁₁)			L = 1.5m	e = 0.2 m	
Vérification de la contrainte de cisaillement :			$\tau < \bar{\tau}$		
Zone	01	02	03	04	05
V _{max}	29.35	24.73	20.51	21.87	42.17
τ_{RPA}	0.15	0.13	0.11	0.11	0.22
$\bar{\tau}$ (RPA)			2.5		
τ_{BAEL}	0.11	0.09	0.08	0.08	0.16
$\bar{\tau}$ (BAEL)			5		
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV
Vérification de la contrainte de béton :			$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$		
N _{ser}	807.70	675.08	542.54	398.52	217.75
A _s	4.19	3.50	2.81	2.07	1.13
σ_{bc}	3.66	3.06	2.46	1.80	0.99
$\overline{\sigma_{bc}}$			15		
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau .VI.18 .Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=2m).

Voile (V ₅ , V ₆ et V ₁₀)				L = 2m	e = 0.2 m
Vérification de la contrainte de cisaillement :				$\tau < \bar{\tau}$	
Zone	01	02	03	04	05
V _{max}	127.35	29.15	26.17	32.44	34.93
τ_{RPA}	0.50	0.11	0.10	0.13	0.14
$\bar{\tau}$ (RPA)	2.5				
τ_{BAEL}	0.35	0.08	0.07	0.09	0.10
$\bar{\tau}$ (BAEL)	5				
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV
Vérification de la contrainte de béton :				$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	
N _{ser}	944.31	739.17	594.79	447.72	253.72
A _s	3.67	2.87	2.31	1.74	0.99
σ_{bc}	2.55	2.72	2.19	1.65	0.93
$\overline{\sigma_{bc}}$	15				
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau .VI.19 .Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=2.5m).

Voile (V ₃)				L = 2.5m	e = 0.2 m
Vérification de la contrainte de cisaillement :				$\tau < \bar{\tau}$	
Zone	01	02	03	04	05
V _{max}	39.95	21.69	5.42	4.48	49.90
τ_{RPA}	0.12	0.07	0.02	0.01	0.16
$\bar{\tau}$ (RPA)	2.5				
τ_{BAEL}	0.09	0.05	0.01	0.01	0.11
$\bar{\tau}$ (BAEL)	5				
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV
Vérification de la contrainte de béton :				$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	
N _{ser}	1183.44	942.17	751.77	542.14	267.03
A _s	3.68	2.93	2.34	1.69	0.83
σ_{bc}	3.87	3.08	2.46	1.77	0.87
$\overline{\sigma_{bc}}$	15				
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

VI.3.7.3. Schémas de ferrailage des voiles :

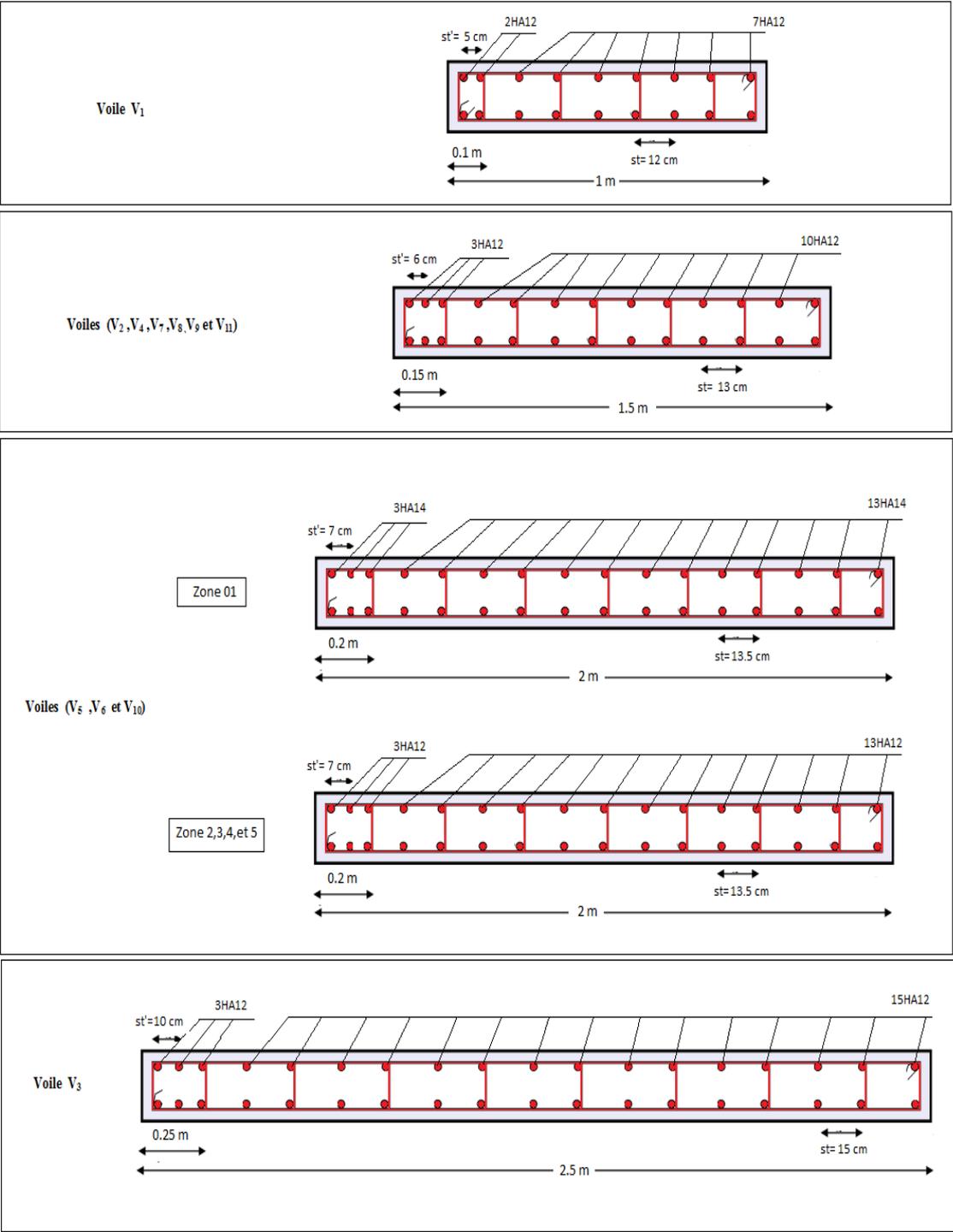


Figure .VI.6. Schémas de ferrailage des voiles

VI.4. Etude des poteaux :

VI.4.1. Introduction:

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 que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

VI.4.2. Ferraillage des poteaux :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée à l'ELU .La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort correspondant.

VI.4.2.1. Caractéristiques des matériaux :

Tableau .VI.20. Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes.

VI.4.2.2. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL91 :** (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

VI.4.2.3. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone 01** : Sous /sol et RDC: **poteaux (55x55).**
- **Zone 02** : 1^{er} étage et 2^{eme} étage : **poteaux (50x50).**
- **Zone 03** : 3^{eme} et 4^{eme} étage : **Poteaux (45x45).**
- **Zone 04** : 5^{eme} et 6^{eme} étage : **Poteaux (40x40).**
- **Zone 05** : 7^{eme} étage et Comble : **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 :

1) Situation durable 1.35G+1.5Q :

Tableau .VI.21. Ferraillage des poteaux sous combinaisons durables

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max}	N_{corr}
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	1966	-6.877	503.79	-6.392	30.04	1463.88
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 02	1432	-4.267	353.54	-1.843	16.39	961.58
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 03	1008.32	-5.567	222.07	-0.544	38.501	658.07
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 04	605.35	-5.892	103.43	0.087	38.759	308
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 05	805.07	-6.788	3.48	12.943	38.501	658.07
Ferraillage (cm²)	0		0		0	

2) Situation accidentelle (0.8G±E):

Tableau .VI.22. Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G±E

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	2013.27	-68.326	63.83	125.853	62.813	122.1
Ferraillage (cm²)	0		5.37		1.47	
Zone 02	1149.901	-91.006	-3.89	9.026	121.911	98.53
Ferraillage (cm²)	0		0.53		5.42	
Zone 03	649.01	-50.162	-5.46	56.929	90.956	213.87
Ferraillage (cm²)	0		3.52		3.41	
Zone 04	327.39	-33.949	-2.4	3.443	62.813	122.1
Ferraillage (cm²)	0		0.27		2.81	
Zone 05	334.27	-22.047	-1.36	1.105	42.456	45.85
Ferraillage (cm²)	0		0.1		2.82	

3) Situation accidentelle (G+Q±E) :

Tableau .VI.23. Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles (G+Q±E)

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	2329.73	-3.444	-681.5	21.606	127.307	434.27
Ferraillage (cm²)	0		9.62		0.83	
Zone 02	1454.81	-90.034	31.97	-2.13	118.52	462.78
Ferraillage (cm²)	0		0		0.76	
Zone 03	882.32	-38.7	-21.71	-1.633	95.995	363.65
Ferraillage (cm²)	0		0.38		1.39	
Zone 04	471.61	-5.726	15	2.396	68.424	190.16
Ferraillage (cm²)	0		0		2.38	
Zone 05	431.52	-19.454	215.48	3.231	47.017	74.41
Ferraillage (cm²)	0		0		2.84	

VI.4.2.4. Calcul des armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- **Le ferraillage minimal d'après CBA93 :**

Ferraillage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

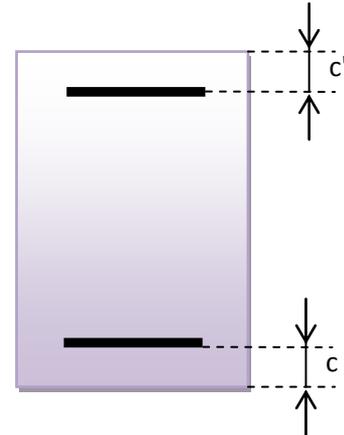
- **Recommandations du «BAEL91» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

1) Recommandations du «RPA 99/v.2003» :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferraillage maximum sera de :
 - **3%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de **12 mm**



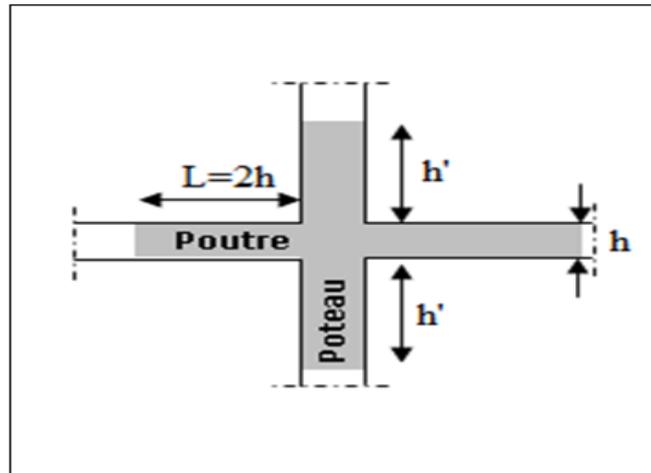


Figure .VI.7. Zone nodale

Tableau .VI.24. Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteau	Section (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) (Z Nodale)	A_{max} (cm ²) (Z Courante)
		BAEL91	BAEL91	CBA93	RPA99	RPA99	RPA99
Zone 1	55x55	6.05	151.125	3.287	24.2	90.75	181.5
Zone 2	50 x 50	5	125	2.717	20	75	150
Zone 3	45 x 45	4.05	101.25	2.201	16.2	60.75	121.5
Zone 4	40x40	4	80	1.739	12.8	48	96
Zone 5	35x35	4	61.25	1.331	9.8	36.75	73.5

VI.4.2.4.1. Exemple de calcul :

VI.4.2.4.1.1. Ferraillage longitudinal :

Soit un poteau de Zone 03 (45x45) cm² (Situation accidentelle) :

$C=C'=3\text{cm.}$

$L = 3.06\text{m.}$

$f_{bu}=14.2\text{Mpa.}$

$M_{max} = 90.956 \text{ KN.m .}$

$N_{corr} = 213.87 \text{ KN .}$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{90.956}{213.87} = 0.42 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.42 + \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 0.6 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 213.87 \times 0.6 \quad \Rightarrow \quad M_A = 128.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.45}{0.405} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.45}{0.405}\right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{128.32 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.122$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$M_u = 38.501 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_s = 27.468 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{38.501}{27.468} = 1.402$$

$$\mu_{iu} = (3440 \times 1.402 + 49 \times 25 - 3050) 10^{-4} = 0.2998$$

$$\mu_{bu} = 0.119 < \mu_{iu} = 0.2998 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées) } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Méthodes simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.405(1 - 0.6 \times 0.122) = 0.375$$

$$A = \frac{M_A}{Z_b f_{ed}} = \frac{128.32 \times 10^{-3}}{0.375 \times 348} \times 10^4 = 9.833 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

$$A_u = A - \frac{N}{f_{ed}} = 9.833 - \frac{213.87 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 3.69 \text{ cm}^2.$$

• **Conclusion :**

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\text{min(RPA)}}).$$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.25. Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	Combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A _{CNF(CBA)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferraillage choisi
Zone 01	55x55	Durable	0	3.287	24.2	28.65	4 HA20 + 8 HA16
		Accidentelle	9.62				
Zone 02	50x50	Durable	0	2.717	20	24.88	4 HA20 + 8 HA14
		Accidentelle	5.42				
Zone 03	45x45	Durable	0	2.201	16.2	24.88	4 HA16 + 8 HA12
		Accidentelle	3,52				
Zone 04	40x40	Durable	0	1.739	12,8	17.09	4 HA16 + 8 HA12
		Accidentelle	2.81				
Zone 05	35X35	Durable	0	1.331	9.8	17.09	4 HA16 + 8 HA12
		Accidentelle	2.84				

• **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par **L_r = 40∅**

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 14	56
ϕ 12	48

VI.4.2.4.1.2. Ferraillage transversales :

• **Calcul des armatures transversales :**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : 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, il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

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 $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ 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'élanement 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_t** .

- **Zone courante: (Zone 04)**

$$V_u = 26.38 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.40} = 5.355 > 5$$

donc: $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 26.38 \times 10^4}{0.40 \times 400 \times 10^3} = 0.495 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 02 Cadres 4HA8 = 2.01cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 5.355 \geq 5$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t \text{ min}}}{t.b_1} \geq 0.3 \%$$

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times 40 \times 12 = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur de **10 ϕ_t = 8cm**

- **Zone nodale:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.4} = 5.355 > 5$$

donc $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 26.38 \times 10^4}{0.40 \times 400 \times 10^3} = 0.330 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **02 cadres 4HA8 = 2.01 cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée

comme suit :

$$\lambda_g = 5.355 \geq 5$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.3 \%$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 8 = 0.96 \text{ cm}^2 < A_{t \text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ_t = 10 cm**.

- **Choix des armatures :**

Tableau .VI.26. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

ZONE COURANTE					
Zone	Section (cm²)	A_t calculé (cm²)	Choix des armatures	A_t adopté (cm²)	St (cm)
Zone 1	(55x55)	0.425	4HA8	2,01	15
Zone 2	(50x50)	1.377	4HA8	2,01	15
Zone 3	(45x45)	0.663	4HA8	2,01	15
Zone 4	(40x40)	0.495	4HA8	2,01	15
Zone 5	(35x35)	0.442	4HA8	2,01	15

Tableau .VI.27. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

ZONE NODALE					
Zone	Section (cm²)	A_t calculé (cm²)	Choix des armatures	A_t adopté (cm²)	St (cm)
Zone 1	(55x55)	0.284	4HA8	2,01	10
Zone 2	(50x50)	0.918	4HA8	2,01	10
Zone 3	(45x45)	0.295	4HA8	2,01	10
Zone 4	(40x40)	0.330	4HA8	2,01	10
Zone 5	(35x35)	0.295	4HA8	2,01	10

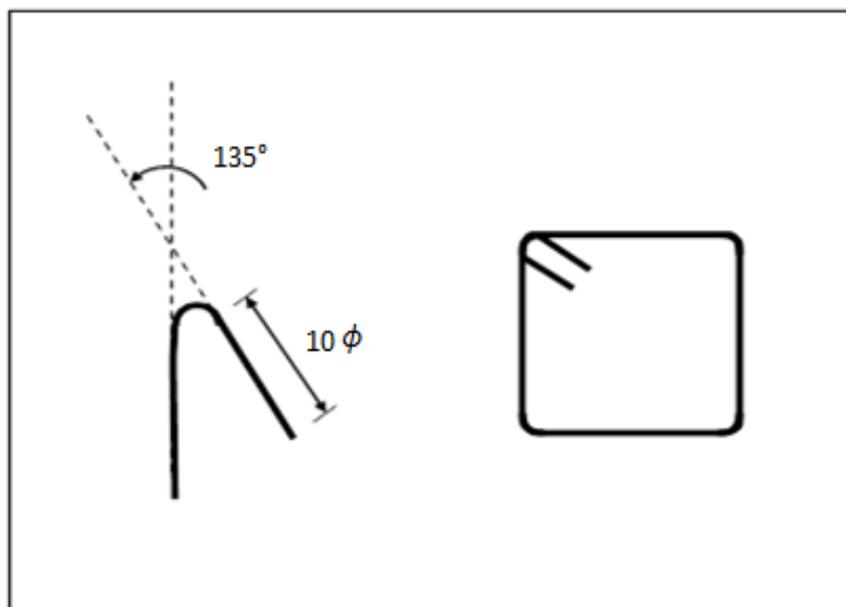


Figure .VI.8. Détail des armatures transversales

VI.4.3. Vérifications diverses :

VI.4.3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

VI.4.3.1.1. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux : [RPA art 7.4.3.2].

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau .VI.28. Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	Effort tranchant (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
(55x55)	31.19	0,117	1.875	Ok
(50x50)	61.19	0,272	1.00	Ok
(45x45)	26.53	0,146	1.00	Ok
(40x40)	26.38	0,183	1.875	Ok
(35x35)	20.63	0,187	1.875	Ok

VI.4.3.1.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

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

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau .VI.29. vérification des contraintes dans le béton

Section	N _{ser} (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	vérification
(55x55)	1422.62	28.65	3025	4.12	15	Conditions vérifiées
(50x50)	1041.34	24.88	2500	3.62	15	
(45x45)	732.82	24.88	2025	3.06	15	
(40x40)	440.62	17.09	1600	2.37	15	
(35x35)	303.57	17.09	1225	2.05	15	

• **Justification à l’effort normal ultime :**

L’effort normal ultime est défini comme étant l’effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L’expression de l’effort normal ultime est :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ.

B_r : section réduite du béton.

A : section d’acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots\dots\dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

VI.4.3.1.3. Vérification du flambement :

Si l’élancement λ ≤ 50 on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement

. Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de

la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petit longueur

Exemple de calcul : La zone 01. $\alpha = 0.807$

- **Calcul de B_r :**

$$B_r = (0.55 - 0,03) (0.55 - 0,03) = 0,27m^2$$

- **Calcul de N_{ulim} :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ulim} = 4740.388 \text{ KN} \\ N_{max} = 1966 \text{ KN} < N_{ulim} = 4740.388 \text{ KN} \dots\dots CV \end{array} \right.$$

Tableau .VI.30. Vérification vis-à-vis au flambement

Zone	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$	α	N_{max} (KN)	N_{ulim} (KN)	Observation
Zone 1	(55x55)	17.99	OK	0.807	1966	4740.388	CV
Zone 2	(50x50)	16.49	OK	0.814	1432	3913.395	CV
Zone 3	(45x45)	16.49	OK	0.814	1008.32	3242.598	CV
Zone 4	(40x40)	18.55	OK	0.805	605.35	2438.424	CV
Zone 5	(35x35)	21.20	OK	0.792	804.07	1893.046	CV

VI.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux :

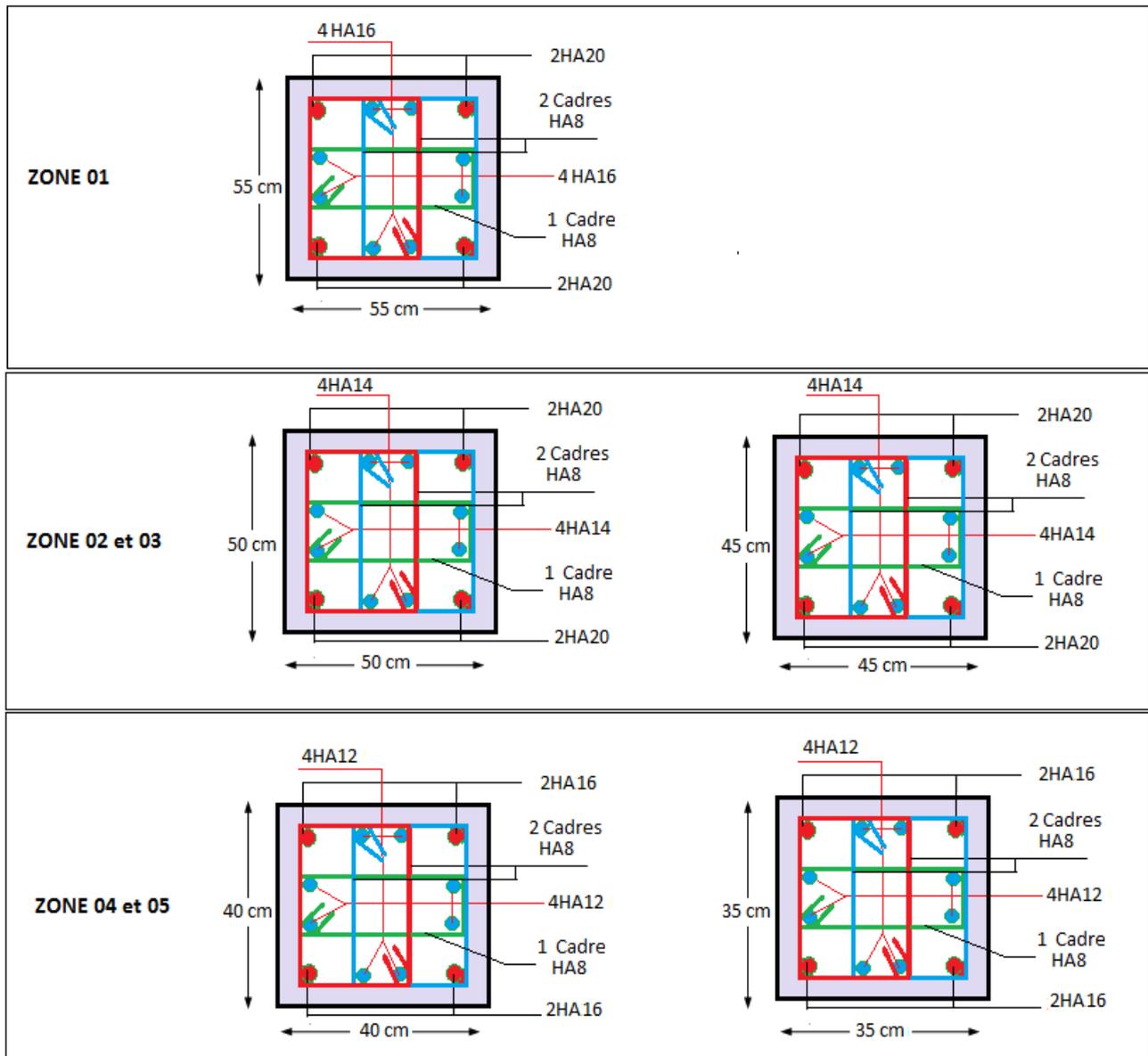


Figure .VI.9. Schéma de ferrailage des poteaux



CHAPITRE VII

**Etude de
l'infrastructure
(Fondations)**



VII Etude de l'infrastructure (Fondation) :**VII.1. Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). On distingue trois types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

2. Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

3. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

• Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur **02** bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 2 à 4m.

• Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais). Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VII.2. Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on peut choisi entre :

- Semelle isolée.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

VII.2.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal **N** qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bars = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$$

N_s = 1474.46 KN Dans le poteau le plus sollicitée.

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad (a = b \text{ (poteau carré)} \implies \frac{a}{b} = 1)$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol $A \geq 2.715 m$

(A x B) : la section de la semelle. On suppose que la semelle est carrée A = B.

$$A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad A \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1474.46}{200}} \quad \Rightarrow \quad A \geq 2.715 m$$

• **Remarque :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes.

VII.2.2. Semelles filantes :

La surface des semelles filantes (S_s) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50 \% . \quad \Rightarrow \quad S_b = (18 \times 20) - (5 * 8) = 320 m^2$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 (t/ m^2)$, (à une profondeur plus de 03 m)

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} N = \sum Ni & \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$$

B : Largeur de la semelle

L: Longueur de la file considérée.

Donc il résulte :

$$B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

- Calcul des surfaces revenant aux semelles :

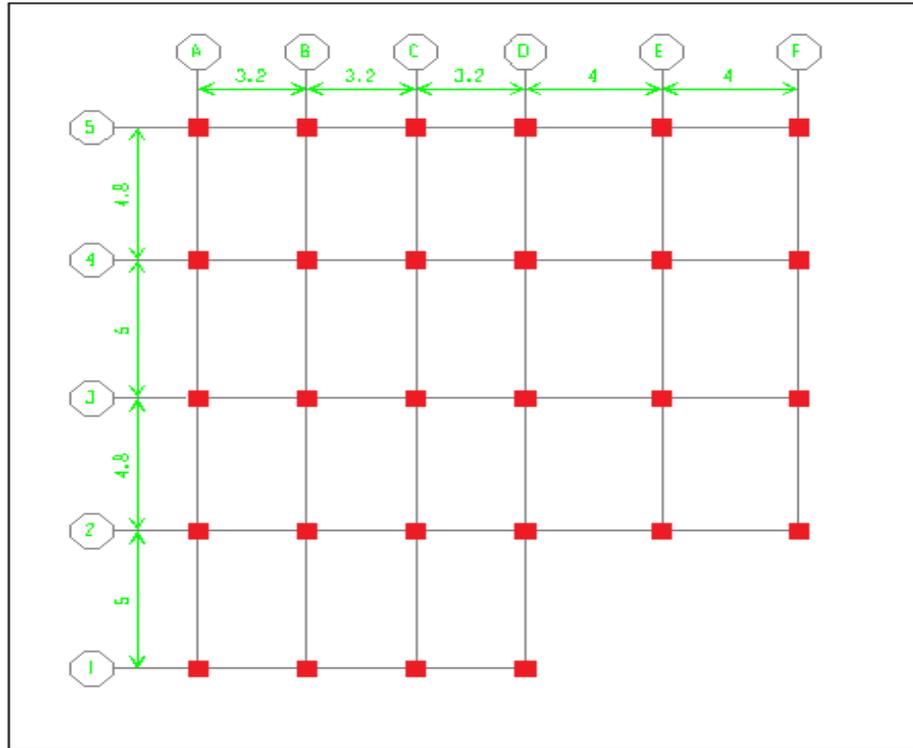


Figure VII.1. Dispositions des semelles

On a calculé les surfaces des semelles et les charges appropriées, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	B (m)
A	5007.89	19.6	200	1.28
B	6250.45	19.6	200	1.59
C	5004	19.6	200	1.28
D	5601.81	19.6	200	1.43
E	4260.91	14.6	200	1.46
F	3484.57	14.6	200	1.19
Somme	29609.63			

Tableau VII.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	B (m)
1	3062.53	9.6	200	1.60
2	6136.61	17.6	200	1.74
3	7168.61	17.6	200	2.04
4	7156.4	17.6	200	2.03
5	4025.56	17.6	200	1.14
Somme	27549.71			

$$N = \sum N_i = 27549.71 + 29609.63 = 57159.34 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{29609.63 + 27549.71}{200} = \frac{57159.34}{200}$$

$$S_s = 285.71 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{285.71}{320} = 0.89 \implies \frac{S_s}{S_b} = 89 \% > 50 \%$$

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; Donc on a choisi **le radier général**. Ce mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser.

VII.3. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sous toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- Augmentation de la stabilité de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.

VII.3.1. Pré dimensionnement :

VII.3.1.1. Condition de rigidité (de la raideur):

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux files parallèles. **L_{max} = 5 m.**

L_e : longueur élastique (hauteur du libage),

E : module d'élasticité du béton **E = 32 164.2 MPa.**

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc **K = 4×10⁴ KN/m³**).

b : largeur de radier, on prend une bande de **1 m.**

• **Calcul de l'épaisseur du radier h_r :**

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h_r \geq 72.62 \text{ cm.}$$

On adopte : **h_r = 75 cm**

VII.3.1.2. Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{5} \geq h_r \geq \frac{L_{\max}}{8} \Rightarrow \frac{500}{5} \geq h_r \geq \frac{500}{8} \Rightarrow 100\text{cm} \geq h_r \geq 62.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{(a)}$$

Donc on prend : **h_r = 75 cm**

VII.3.1.3. Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

A la base du bâtiment : (depuis l'ETABS)

N_u = 8828.55 KN.

N_{ser} = 57159.34 KN

σ_{adm} = 2 bars = 200 KN /m².

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{57159.34}{200} = 285.797 \text{ cm}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de (**S = 320 m²**), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

VII.3.1.4. Le calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) \implies D \geq \max (75/2; 30\text{cm}) \implies \mathbf{D = 40 \text{ cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 320 + S_{\text{débord}} \implies S_{\text{Déb}} = D P_B \quad \text{Avec : } P_B = \text{périmètre de l'immeuble}$$

$$S_{\text{Déb}} = 0.4 \times 76 = 30.4 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \mathbf{350.4 \text{ m}^2}$$

VII.3.2. Détermination des efforts :

VII.3.2.1. Détermination des charges et des surcharges :

1) **Superstructure : G_{Superstructures} = 26214.95 KN ; Q = 6167.38 KN**

2) **Infrastructure :**

- Poids du voile périphérique d'épaisseur **20cm** sur une longueur de **76 m** avec une hauteur de **3.23 m**.

$$G_{\text{voile P}} = L \times h \times e \times 25 \qquad \mathbf{G_{\text{voile P}} = 1227.4 \text{ KN}}$$

- Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{dale}} = (S_{\text{rad}} \times h \times 25) = (350.4 \times 0.75 \times 25) = \mathbf{6570 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{voile P}} + G_{\text{radier}} = \mathbf{7797.4 \text{ KN}}$$

$$\implies \begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{Superstructure}} = \mathbf{34012.35 \text{ KN}} \\ Q_{\text{TOTAL}} = \mathbf{6167.38 \text{ KN}} \end{cases}$$

A l'ELU : Nu = 1,35G + 1,5Q = 55167.74 KN.

A l'ELS : Nser = G + Q = 40179.73 KN.

VII.3.2.2. Caractéristiques géométrique du radier (A l'aide de l'AutoCad)

- **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum s_i x_i}{\sum s_i} \\ Y_G = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} X_G = \mathbf{8.375 \text{ m.}} \\ Y_G = \mathbf{10.937 \text{ m.}} \end{cases}$$

- **Moments d'inertie:**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 4766.667 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 30826.667 \text{ m}^4 \end{cases}$$

• Centre de masse de la structure :

$$\begin{cases} X_G = 12.205 \text{ m.} \\ Y_G = 9.815 \text{ m.} \end{cases}$$

VII.3.3. Vérifications nécessaires :

VII.3.3.1. Vérification au poinçonnement :

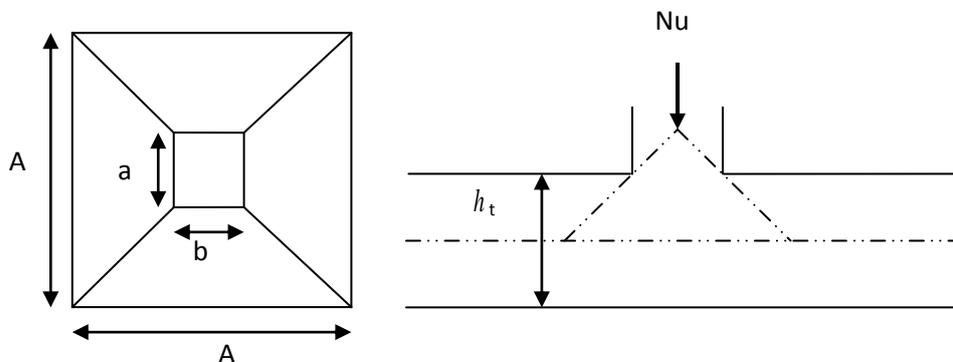


Figure VII.2: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal max à l'ELU sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + ht = 0.55 + 0.75 = 1.30 \text{ m} \\ B = b + ht = 0.55 + 0.75 = 1.30 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.20 \text{ m}$$

$$N_U = 1.966 \text{ MN} < 0.045 \times 5.2 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} .$$

⇒ $N_U = 1.966 \text{ MN} < 2.925 \text{ MN}$ Condition vérifié

VII.3.3.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile pér}}$$

$$W = G_{\text{TOTAL}} = 34012.35 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement (**F_s = 1,5**).

γ : poids volumique de l'eau (**γ = 10 KN / m³**).

Z : profondeur de l'infrastructure (**Z = 3.23 m**).

S : surface du radier (**S = 350.4 m**).

$$F_s \gamma Z S = 1.5 \times 10 \times 3.23 \times 350.4 = 16976.88 \text{ KN}$$

Donc:

$$W = 34012.35 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 16976.88 \text{ KN} \text{ CV}$$

VII.3.3.3. Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9 h_r = 0.675 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle **L_{max} = 5 m**.

$N_u = 55167.742 \text{ KN}$.

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times b \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{55167.74}{350.4} \times 1 \times \frac{5}{2} = 393.605 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{393.605 \times 10^3}{1 \times 0,9 \times 0.75 \times 10^6} = 0.583 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Donc :

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

VII.3.3.4. Vérification de la contrainte normale :

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} < 1.5 \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par:

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales :

$$M = N \times e$$

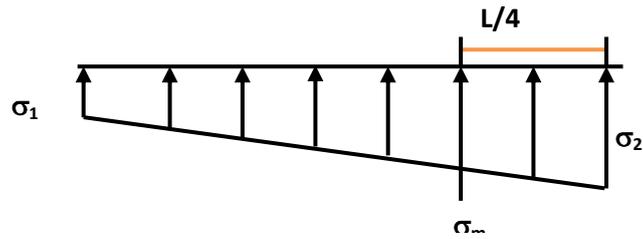


Figure VII.3. Diagramme des contraintes

Tableau VII.3. Vérification des contraintes (Radier)

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (KN)	55167.74	55167.74	40179.73	40179.73
M (KN.m)	39520.667	53645.381	28792.140	38773.524
e (m)	0.72	0.97	0.72	0.97
S (m²)	350.4	350.4	350.4	350.4
V (m)	8.375	10.937	8.375	10.937
I (m⁴)	4766.667	14103.37	4766.667	14103.37
σ₁ (KN/m²)	226.88	199.04	165.26	144.74
σ₂ (KN/m²)	88.00	115.84	64.08	84.60
σ_{moy} (KN/m²)	192.16	178.24	139.96	129.70
σ_{adm} (MPa)	300	300	300	300
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VII.3.3.5. Vérification de stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment versant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique a la base de sous-sol.

T₀ : L'effort tranchant a la base de sous-sol.

h : profondeur de l'infrastructure (**h = 3.23 m**).

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ± E**.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison **G + Q +E**.

VII.3.3.6. Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E):

Tableau VII.4. Vérification de renversement (Radier)

	0.8 G + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	18579.57	18579.57
M (KN.m)	60212.76	60212.76
S (m ²)	350.4	350.4
V (m)	8.375	10.937
I (m ⁴)	4766.667	14103.37
σ_1 (KN/m ²)	158.82	99.72
σ_2 (KN/m ²)	- 52.77	6.33
σ_{moy} (KN/m ²)	105.92	76.37
σ_{adm} (MPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L_{max}}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme.

$$\begin{cases} M_x = 38568.202 \text{ KN.m} \\ M_y = 25218.388 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N : charge verticale permanente. **N = 26214.96 KN**

Tableau VII.5. Vérification La stabilité au renversement (Radier)

Sens	X-X	Y-Y
$\frac{L_{max}}{4}$ (m)	4.50	5.00
e (m)	1.47	0.96
Vérification	C.V	C.V

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VII.3.3.7. Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau VII.6. Vérification de soulèvement (Radier)

	G + Q + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	28180.26	28180.26
M (KN.m)	27825.86	37752.018
S (m²)	350.4	350.4
V (m)	8.375	8.375
I (m⁴)	4766.667	14103.37
σ_1 (KN/m²)	129.31	102.84
σ_2 (KN/m²)	31.53	58.00
σ_{moy} (KN/m²)	104.87	91.63
σ_{adm} (MPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

VII.3.4. Ferrailage de la dalle du radier :

VII.3.4.1. Détermination des efforts :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours,
 Nous distinguons deux cas : M_x : dans le sens de la petite portée.

M_y : dans le sens de la grande portée.

- **1^{ère} cas : $0 \leq \alpha \leq 0.4$** \Rightarrow la dalle porte sur un seul sens.

Avec :

$$\alpha = L_x / L_y \quad \Rightarrow \quad L_x \leq L_y$$

$$M_x = q L_x / 8$$

$$M_y = 0$$

- **2^{ème} cas : $0.4 \leq \alpha \leq 1$** \Rightarrow la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

Pour les panneaux de rive :

- Moment en travées : $(M_{tx} = 0,85.M_x ; M_{ty} = 0,85.M_y)$
- Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0,3 M_x ; M_{ay} = 0,3.M_y)$

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment en travée : $(M_{tx} = 0,75 M_x ; M_{ty} = 0,75 M_x)$
- Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0,5 M_x ; M_{ay} = 0,5 M_x)$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

Les sollicitations :

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{55167.74}{350.4} = 157.44 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{40179.73}{350.4} = 114.67 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}.$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.8$$

$\Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$ (la dalle porte sur deux sens).

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

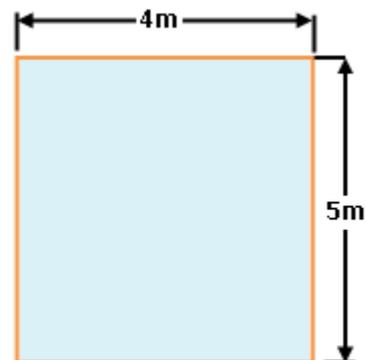


Figure VII.4. Le panneau le plus sollicité(Radier)

VII.3.4.2. Calcul des moments :

- **ELU : $v = 0$**

$q_u = 157.44 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = 0.0561$

$\mu_y = 0.5959$ (Chapitre 3 .page 79)

- **ELS : $v = 0.2$**

$q_s = 114,67 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = 0.0628$

$\mu_y = 0.7111$ (Chapitre 3 .page 79)

Tableau VII.7. Les moments à L'ELU et à l'ELS (Radier)

	q (KN)	L _x (m)	L _y (m)	α	v	μ_x	μ_y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	157.44	4	5	0,8	0	0.0561	0.5959	141.32	84.21
ELS	114,65	4	5	0,8	0,2	0.0628	0.7111	115.22	81.93

Les moments calculés à l'ELU et à l'ELS seront multipliés par des coefficients comme suite :

- **0,85** en travée
- **0,3** aux appuis

Tableau VII.8. Les moments en travées et aux appuis à L'ELU et à l'ELS (Radier)

		ELU	ELS
M_x	(KN.m)	141.32	115.22
M_y	(KN.m)	84.21	81.93
M_{x appui}	(KN.m)	- 42.40	- 34.57
M_{y appui}	(KN.m)	- 25.26	- 24.58
M_{x travée}	(KN.m)	120.12	97.94
M_{y travée}	(KN.m)	71.58	69.64

VII.3.4.3. Diagrammes des moments :

- À L'ELU :

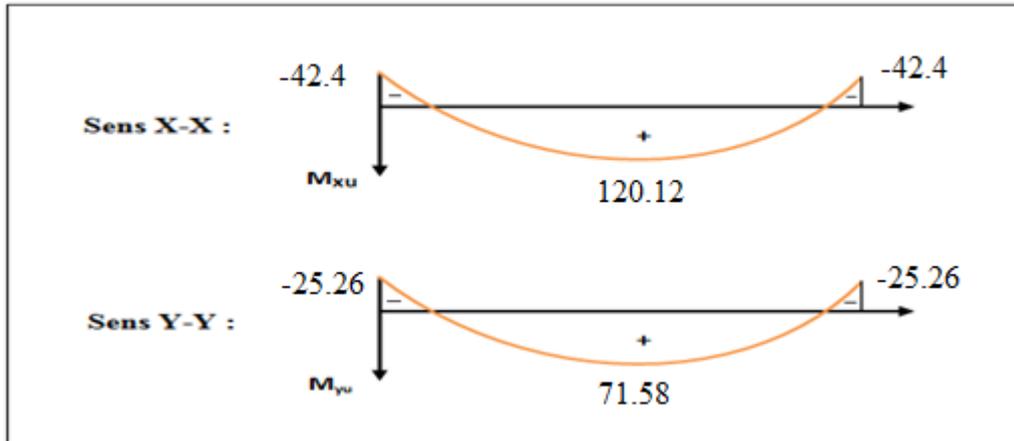


Figure VII.5. Diagrammes des moments à L'ELU (Radier).

- À L'ELS :

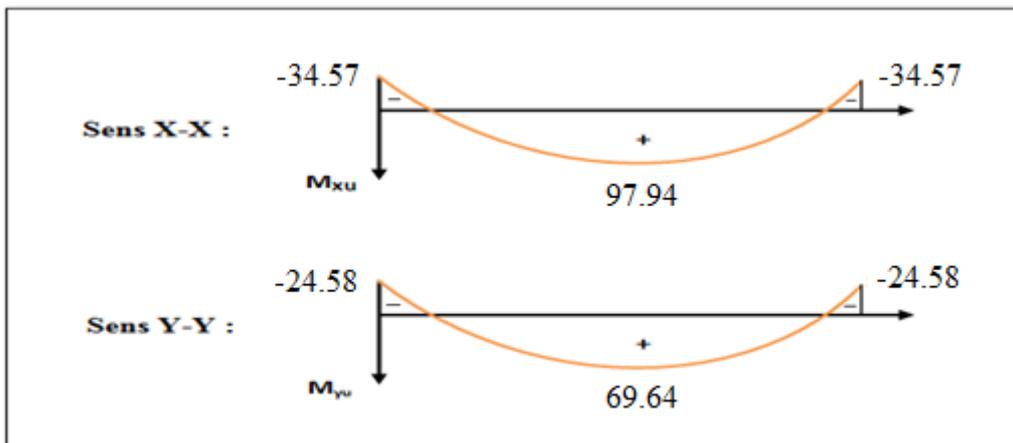


Figure VII.6. Diagrammes des moments à L'ELS (Radier).

VII.3.4.4. Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 8.15 \text{ cm}^2$

VII.3.4.5. Section minimale :

- Sens XX :

$$A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : feE500. \\ 8 h_0 : feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre}). \quad = 8 \times 0.75 = 6 \text{ cm}^2$$

- Sens YY :

$$A_{x\min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y\min} = (3 - 0.8) \times \frac{6}{2} = 6.6 \text{ cm}^2$$

VII.3.4.6. Espacement maximal : (BAEL 91 Pages (360))

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3h_r) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4h_r) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

VII.3.4.7. Calcul des armatures :

Exemple de calcul :

1) Ferrailage dans le sens X-X $A_{s\min} = 6 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{42.40 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = 0.007$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{42.40}{34.57} = 1.227$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.227) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.239$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_{lu} = 0.239 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 67.5 [1 - 0.6 (0.007)] = 67.23 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{42.40 \times 10^3}{67.23 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Aux travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{120.12 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = 0.019$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{42.40}{34.57} = 1.227 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.019 < \mu_{lu} = 0.239 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 67.5 [1 - 0.6 (0.019)] = 66.75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mt_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{120.12 \times 10^3}{66.7 \times 348} = 5.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

2) Ferrailage dans le sens Y-Y : $A_{s\min} = 6.6 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{25.26 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = 0.004$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{25.26}{24.58} = 1.028$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_u = 0,171 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 67.5 [1 - 0.6 (0,004)] = 67.34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{25.26 \times 10^3}{67.34 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• Aux travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{71.58 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = 0.011$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{25.26}{24.58} = 1.028$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_u = 0,171 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 67.5 [1 - 0.6 (0,011)] = 67.05 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mt_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{71.58 \times 10^3}{67.05 \times 348} = 3.07 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9. Calcul des armatures à L'ELU (Radier)

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	120.12	42.40	111,784	71.58
μ_{bu}	0.019	0.007	0.011	0.004
μ_l	0.239	0.239	0.171	0.171
A_s (cm ² /ml)	5.17	1.81	3.07	1.08
A_{smin} (cm ² /ml)	6.00	6.00	6.60	6.60
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10.05	10.05	10.05
St (cm)	20	20	20	20

VII.3.5. Ferrailage de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L= 0.4$ m. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h = 0.75$ m, $b = 1$ m, $d = 0.9 h = 0.675$ m, $L = 0.4$ m.

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables. Présentation schématique

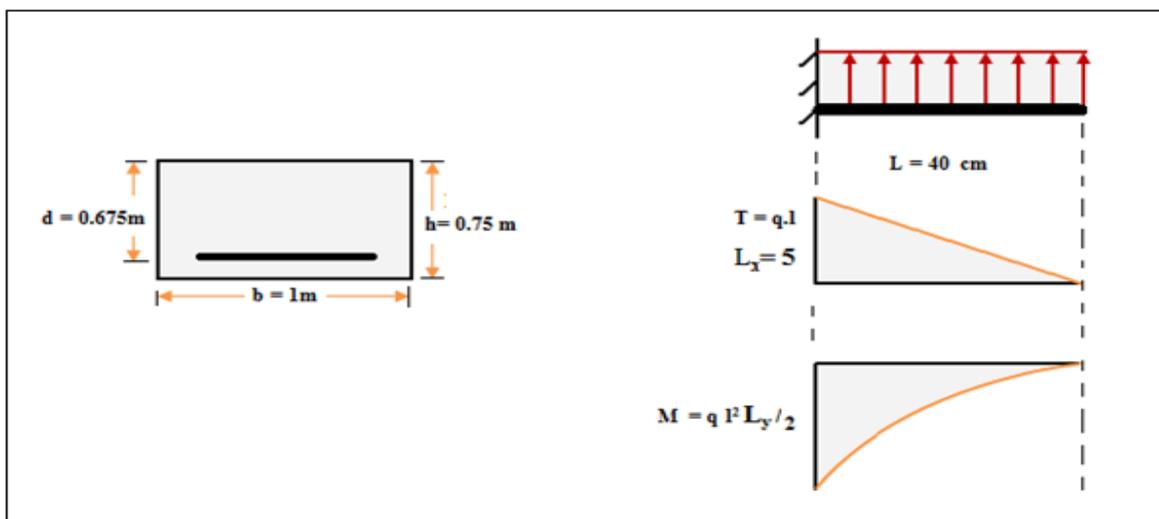


Figure VII.7. Schéma statique du débord

• A L'ELU :

$$q_u = 157.44 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{u_{\max}} = 157.44 \times \frac{0.4^2}{2} = 12.60 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 114.67 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{ser_{\max}} = 114.67 \times \frac{0.4^2}{2} = 9.17 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.10. Résultats de ferrailage de débord à l'ELU

$M_{u_{\max}}$ (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s_{\min}}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Choix	St (cm)
12.60	0.40	0.002	67.42	0.54	6.00	10.05	5HA16	20

VII.3.5.1. Vérification :

1) Vérification au cisaillement :

$$b = 1 \text{ m.} \quad d = 0,9 h_r = 0.675 \text{ m.} \quad L = 0.4 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 31.49 \text{ KN.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{31.49}{1 \times 0.675} \times 10^{-3} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

2) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$)

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

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

$$Y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s+d'A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VII.11. Vérification des contraintes à l'ELS (Débord)

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
TravéeX-X	97.94	10.05	520960.6	12.84	18.80	2.41	15	C.V
AppuisX-X	34.57	10.05	520960.60	12.84	6.63	0.85	15	C.V
TravéeY-Y	69.64	10.05	520960.60	12.84	13.37	1.72	15	C.V
AppuisY-Y	24.58	10.05	520960.60	12.84	4.72	0.61	15	C.V
Débord	9.17	10.05	520960.60	12.84	1.76	0.23	15	C.V

VII.3.5.2. Schéma de ferrailage du radier

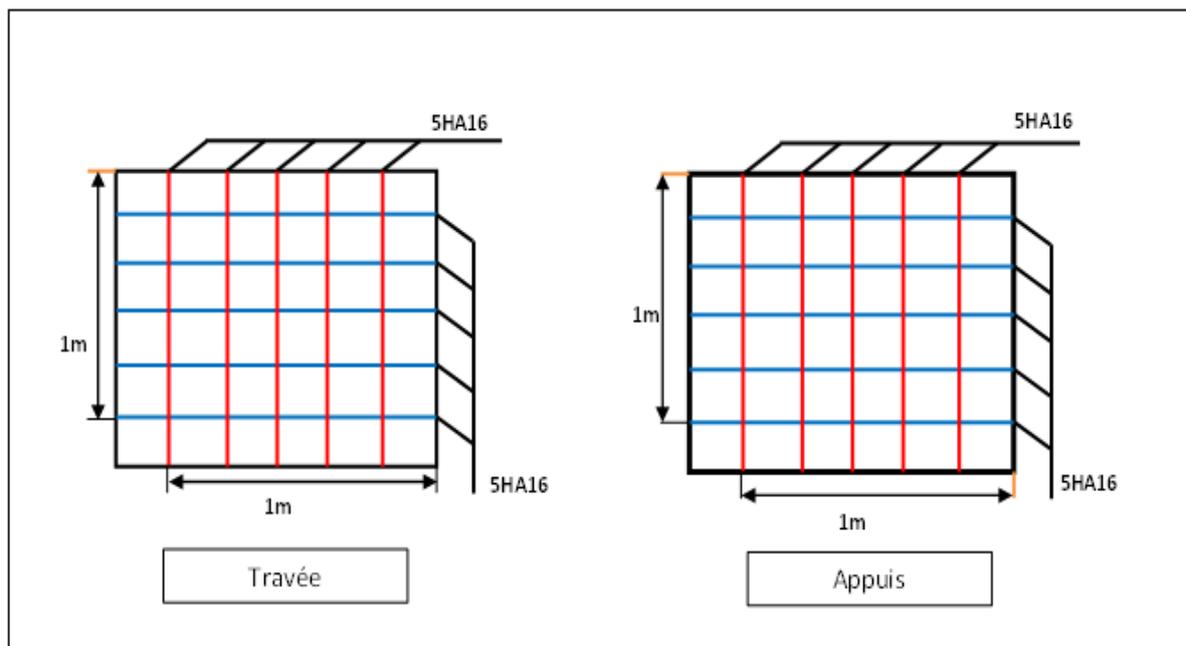


Figure VII.8. Schéma de ferrailage du radier

VII.3.6. Etude de voile périphérique :

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 3.23 m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.3.6.1. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2):

D'après l'article **10.1.2** du **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure **ou égale 20cm** ($e \geq 15$).
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % **B** dans les deux sens (**B** : Section du voile).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VII.3.6.2. Dimensionnement des voiles :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm
- Hauteur de 3.23 m
- Longueur de 76 m

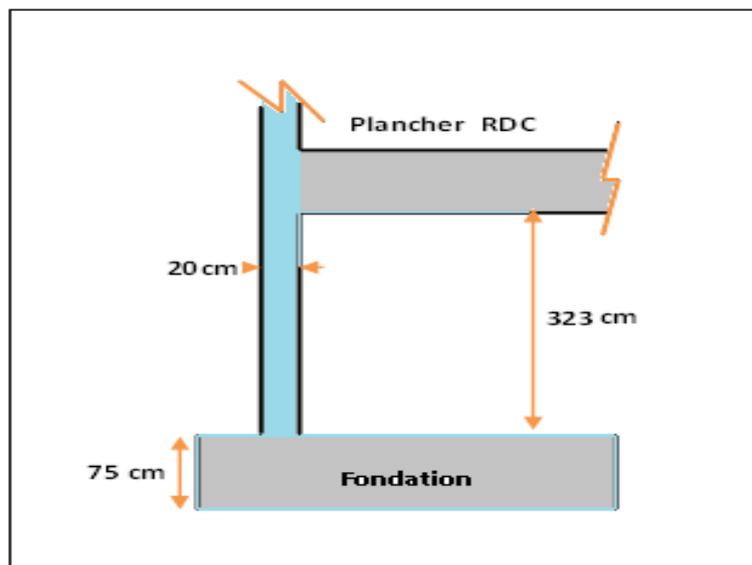


Figure VII.9. Schéma du voile périphérique

VII.3.6.3. Ferrailage du voile périphérique :

Le ferrailage du voile périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

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.

Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1ml.

$$A_v > 0.1\% \ b L \quad \Rightarrow \quad 0.1\% \times 20 \times 100 \dots\dots\dots A_v > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0.1\% \ b L \quad \Rightarrow \quad 0.1\% \times 20 \times 100 \dots\dots\dots A_H > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **$A_s = 5.65$ (5HA12)** Avec un espacement **$S_t = 20\text{cm}$** .

Pour les deux nappes et pour les deux sens, le voile périphérique est sollicité en flexion composée.

Tableau VII.12. Calcul de ferrailage du voile périphérique

Sens	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Vertical	2.00	5.65	5HA12	20
horizontal	2.00	5.65	5HA12	20

- **Ferrailage du voile périphérique** (armatures verticales et transversale d'une nappe) :

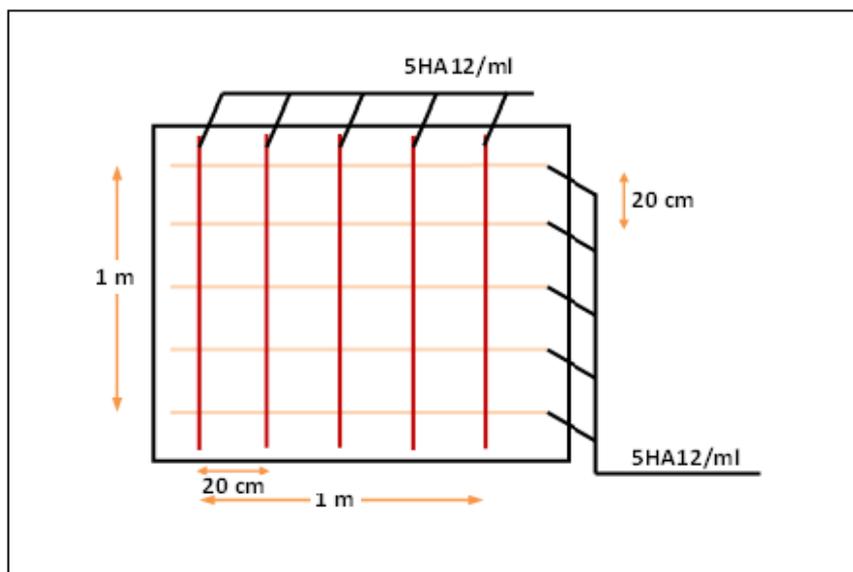


Figure VII.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VII.3.7. Ferrailage du mur de soutènement :

VII.3.7.1. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique :

$$\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$$

- L'angle de frottement :

$$\varphi = 20^\circ$$

- La cohésion :

$$c = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Epaisseur de : 20 cm

- Hauteur de :

$$4.08 + 2.38 = 6.46 \text{ m}$$

- Longueur de : 22.6 m

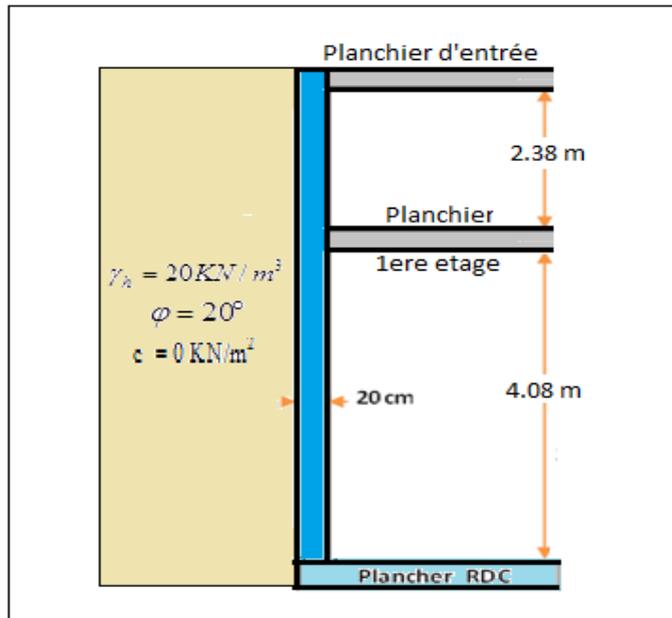


Figure VII.11. Mur de soutènement en contact avec le sol

VII.3.7.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur de soutènement est soumis à :

- La poussée des terres :

$$W = h \times \gamma \quad K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.23 \times 20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) \Rightarrow G = 63.34 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.90 \text{ KN} / \text{ml}$$

VII.3.7.3. Ferrailage de mur de soutènement:

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable (à l'ELU).

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis,

$$\sigma_{\max} = 1.35 G + 1.5 Q = 92.86 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q = 7.35 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 71.52 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 71.52 \text{ KN} / \text{ml}$$

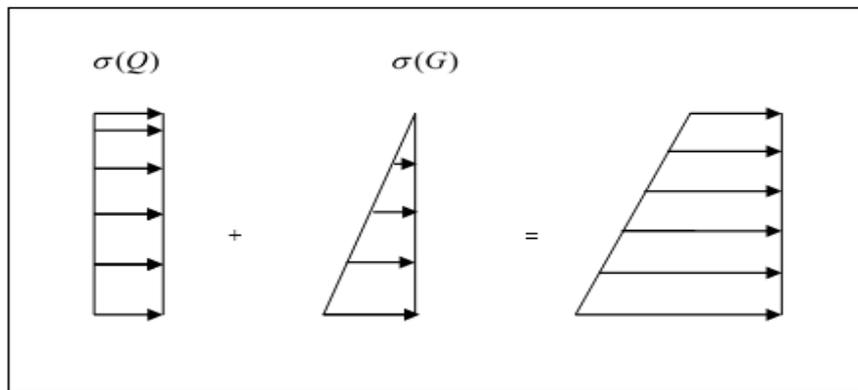


Figure VII.12. Répartition des contraintes sur le mur de soutènement

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}.$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75 M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{ox}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive donc :

- Moment en travée : $0,85 M_{ox}$ ou $0,85 M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{ox}$ ou $0,5 M_{ox}$

On opte que le ferrailage du panneau le plus défavorable, reste le même pour les autres panneaux.

1) à l'ELU :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0,8 > 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{array} \right.$$

$$M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 64.20 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 38.26 \text{ KN.m}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée:} \quad M_x^t = 0,85 \times M_0^x = 54.57 \text{ KN.m} \\ \text{En travée:} \quad M_y^t = 0,85 \times M_0^y = 32.52 \text{ KN.m} \\ \text{En appui:} \quad M_x^a = M_y^a = 0,50 \times M_0^x = 32.10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2) à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,8 > 0,4 \quad q_{ser} = G + Q = 63.34 + 4.9 = 68.24 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0628 \quad \mu_y = 0,7111$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 68.57 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 48.76 \text{ KNm}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 58.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 41.45 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 34.29 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage minimal:**

Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2) :

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Selon le BAEL 91 : le ferraillage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Tableau VII.13 : ferraillage du mur de soutènement .

Sens	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix	St (cm)
Travée (X-X)	54.57	9.38	2.00	10.05	5HA16	20
Travée (Y-Y)	32.52	5.42	2.00	10.05	5HA16	20
Appui (XX)	32.10	5.35	2.00	10.05	5HA16	15
Appui (YY)	32.10	5.35	2.00	10.05	5HA16	15

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min (0.1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.4 \text{ MPa} \dots \text{ (Fissuration nuisible.)}$$

On a : $V_u = \frac{71.52 \times 5}{2} = 178.8 \text{ KN}$ $\Rightarrow \tau_u = 0.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$

3) Vérification l'ELS :

- Vérification de contrainte : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes (Mur de soutènement)

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _{adop} (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Travée	x-x	58.28	10.05	28907.89	6.01	201.61	12.12	15	CV
	y-y	41.45	10.05	28907.89	6.01	143.39	8.62	15	CV
Appuis	x-x	34.29	10.05	28907.89	6.01	118.62	7.13	15	CV
	y-y	34.29	10.05	28907.89	6.01	118.62	7.13	15	CV

VII.3.7.4. Schéma de ferrailage du mur de soutènement

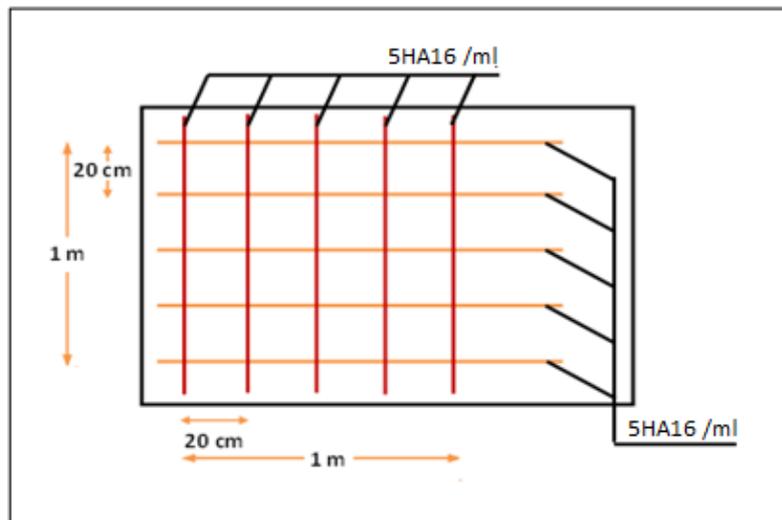


Figure VII.13. Ferrailage du mur de soutènement

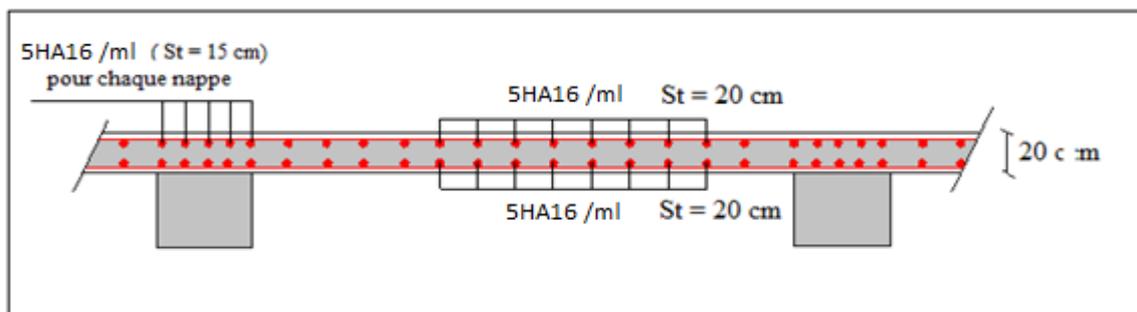


Figure VII.14. Ferrailage du mur de soutènement (Coupe transversale)

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation avec le logiciel ETABS 9.7.1 nous a permis d'apprendre beaucoup des choses à savoir :
 - Le comportement et le mouvement de la structure.
 - Estimation de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.
- Partager la structure en zones, nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- Ce travail nous a incités à se documenter davantage pour paraitre à toute difficulté rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- DTR C.2-4.7 Règlement neige et vent 99.
- DTU 13.12

Livres et Documents

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault)
- Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H.Renaud & J.Lamirault [Foucher])
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchat & Jean Roux, édition Eyrolles.)
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)
- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de Bâtiment master I
- Mémoires de fin d'études précédentes

Logiciels

- ETABS (pour l'analyse des structures)
 - RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
 - AUTOCAD 2011 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
 - WORD 2011 (pour le traitement du texte).
 - SOCOTEC (pour le calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).
-

ANNEXE I

Plans d'architecture

ANNEXE II

Plans de ferrailage