



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etuded'une tour en béton armé (sous-sol+RDC+10
étages)selon le B.A.E.L91 et le R.P.A 99 version
2003**

Présenté par :

1. M^{lle} BOUKHOUDMI Leila Djenat
2. M^{lle}OUALI Kahina

Soutenu le 09/ 07/ 2019 devant le jury composé de :

Président : M. MALIKI Mustapha

Examineur : M. REZIGUA Ahmed

Encadreur : M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2018 / 2019

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'étude

À mes chers parents qui n'ont jamais cessé de m'encourager, me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs durant ces années d'études.

À ma petite sœur Boukhoudmi Meriem Manel et mon petit frère Yacine, pour leurs soutiens.

À ma chère grand-mère que DIEU la garde et la protège.

À mes proches, pour leurs précieux conseils

À mon binôme M^{lle} Ouali kahina qui est avant tout ma meilleure amie, pour ces fabuleux moments qu'on a passé ensemble, de m'avoir encouragé, aidé et soutenu moralement durant tout notre cursus universitaire.

Par la même occasion, je tiens à le dédier à tous mes amis pour les merveilleuses années qu'on a passé ensemble, leurs encouragements, soutiens, et surtout leurs amitiés et sympathies.

Boukhoudmi Leila Djenat

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'étude

À mes chers parents qui n'ont jamais cessé de m'encouragé, me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs durant ces années d'études.

A ma petite sœur Rania et mon petit frère Mohamed Saïd, pour leurs soutiens

A ma chère tante et mon cher oncle que DIEU les protège.

A mes défunts grands parents, que DIEU les accueille dans son grand paradis.

À mon binôme M^{elle} Boukhoudmi Leila qui est avant tout ma meilleure amie, pour ces fabuleux moments qu'on a passé ensemble et pour le soutien que tu m'as apporté depuis tant d'années.

Par la même occasion, je tiens à le dédier à tous mes amis pour les merveilleuses années qu'on a passé ensemble, leurs encouragements, soutiens, et surtout leurs amitiés.

Ouali Kahina

REMERCIEMENT

Avant tout nous remercions DIEU tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier, puis la force, le courage, et la patience afin d'achever ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre encadreur M. BESSAI Touhami d'avoir accepté de nous diriger par ses connaissances, ses orientations et ses précieux conseils qui nous ont permis de réaliser ce mémoire de fin d'études, ainsi que pour le temps qu'il nous a consacré pour évaluer ce travail.

Nous remercions les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous nos enseignants du département de génie civil pour leurs soutiens en particulier M. FARHAT qui nous a marqué dans notre cursus universitaires pour sa motivation sa compréhension et ses encouragements et M.MEBROUKI pour son aide et ses conseils.

Nous remercions également le directeur de l'entreprise Rechidi ou on a mené notre stage .il a été toujours présent pour nous en portant une aide précieuse en nous fournissant toutes les informations nécessaires.

Table de matières

Introduction générale

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques géométriques.....	2
I.4. Conception de la structure.....	4
I.4.1. Ossature de l'ouvrage.....	4
I.4.2. Plancher.....	4
I.4.2.1. Plancher en corps creux.....	4
I.4.2.2. Dalle pleine en béton armé.....	4
I.4.3. Poutre.....	5
I.4.4. Poteaux.....	5
I.4.5. Maçonnerie.....	6
I.4.6. Escalier.....	6
I.4.7. Les Revêtements.....	7
I.4.8. Acrotères.....	7
I.4.9. Gaine d'ascenseur.....	7
I.4.10. Fondation.....	7
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
I.5.1. Béton.....	7
I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....	8
I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction.....	8
I.5.1.3. Contraintes limites.....	8
I.5.1.4. Module d'élasticité.....	9
I.5.1.5. Diagramme contraintes déformations.....	10
I.5.2. Acier.....	10
I.5.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés.....	11
I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal.....	11
I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation.....	11

I.5.2.4. Diagramme contrainte déformation de calcul.....	13
I.5.2.5. Limite d'élasticité.....	13
I.5.2.6. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S.....	13
I.5.2.7. Protection des armatures.....	14

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

II.1. Introduction.....	16
II.2. Les poutres.....	16
II.2.1. Poutres principales.....	17
II.2.2. Poutres secondaires.....	17
II.3. Les Planchers.....	18
II.3.1. Planchers a corps creux.....	18
II.3.2. Plancher a dalle pleine.....	18
II.4. Descente des charges.....	19
II.4.1. Introduction.....	19
II.4.2. Plancher terrasse inaccessible.....	19
II.4.3. Plancher étage courant.....	20
II.4.4. Dalle pleine.....	21
II.4.5 Maçonnerie.....	22
II.5. Poteaux.....	23
II.5.1. Méthode de calcul.....	24
II.5.2. Loi de dégression.....	25
II.5.2.1. Application de la loi de dégression.....	25
II.5.2.2. Distribution des charges.....	27
II.5.3. Calcul de la section du poteau.....	28
II.5.3.1. Détermination de la surface afférente.....	28
II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 6 ^{ème} étage.....	29
II.6. Les voiles.....	33
II.6.1. Voiles de contreventement.....	34
II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol.....	34

Chapitre III : Etude de planchers

III.1. Introduction.....	36
III.2. Plancher dalle à corps creux.....	36
III.2.1. Les poutrelles.....	37
III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles.....	37
III.2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression.....	37
III.2.2.2. Etude des poutrelles	39
III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs	41
III.2.3.1. Méthode forfaitaire.....	41
III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée.....	43
III.2.4. Calcul des poutrelles.....	45
III.2.4.1. Calcul du ferrailage.....	54
III.2.4.2. Calcul de la flèche.....	60
III.2.4.3. Dessin de ferrailage.....	64
III.3. Plancher dalle pleine.....	65
III.3.1. Méthode de calcul	65
III.3.2. Calcul des sollicitations	68
III.3.3. Calcul du ferrailage.....	77
III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement.....	84
III.3.5. Vérification de la flèche.....	85
III.3.6. Dessin de ferrailage.....	89

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. Introduction.....	91
IV.2. Acrotère	91
IV.2.1. Détermination des sollicitations	92
IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant	92
IV.2.3. Détermination de la section des armatures	93
IV.2.4. Détermination des contraintes.....	96
IV.2.5. Dessin de ferrailage	98
IV.3. Balcon.....	99
IV.3.1. Introduction	99
IV.3.2. Descente de charges du balcon	99
IV.3.3. Calcul du ferrailage.....	101
IV.3.4. Vérification de la fleche	103
IV.3.5. Le contre poids	104
IV.3.6. Dessin de ferrailage.....	104
IV.4. Escaliers	105
IV.4.1. Introduction.....	105
IV.4.2. Pré-dimensionnement	106
IV.4.3. Descente de charges	108
IV.4.4. Ferrailage des escaliers.....	110
IV.4.5. Dessin de ferrailage.....	124
IV.4.6. Etude de la console palière	125
IV.4.6.1. Évaluation des charges.....	126
IV.4.6.2. Calcul des sollicitations.....	126
IV.4.6.3. Vérification de la flèche	131
IV.4.6.4. Dessin de ferrailage.....	132

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction.....	134
V.2. Etude sismique	134
V.2.1. Modélisation de la masse.....	134
V.2.2. Modélisation de la structure étudiée.....	134
V.3. Choix de la méthode de calcul	137
V.3.1. La Méthode statique équivalente.....	137
V.3.2. Les méthodes dynamiques	139
V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale.....	139
V.3.2.2. Interprétation des résultats.....	140
V.4. Calcul de la résultante des forces	141
V.5. Spectre de réponse de calcul.....	143
V.6. Etude des variantes	144
V.6.1. Etude du premier Modèle	144
V.6.2. Etude du 2 ^{eme} modèle	146
V.7. La résultante des forces sismiques.....	147
V.8. Calcul et vérification des déplacements.....	148
V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	149
V.10. Conclusion	150

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1. Introduction.....	152
VI.2. Ferrailage des portiques.....	152
VI.2.1. Combinaisons d'actions	152
VI.2.2. Ferrailage des poutres.....	153
VI. 2.3. Dessin de ferrailage des poutres.....	161
VI.2.4. Ferrailage des poteaux.....	162
VI.2.5. Dessin de ferrailage des poteaux.....	184
VI.3. Conclusion.....	185

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1. Introduction.....	187
VII.2. Les voiles de contreventement.....	187
VII.2.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement.....	191
VII.2.2. Dessin de ferrailage.....	198
VII.3. Voile périphérique.....	198
VII.3.1. Détermination des sollicitations.....	199
VII.3.2. Calcul de ferrailage du voile de contreventement.....	202
VII.3.3. Dessin de ferrailage.....	206

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	208
VIII.2. Calcul des semelles.....	209
VIII.3. Etude du radier.....	211
VIII.3.1. Pré-dimensionnement du radier.....	211
VIII.3.2. Pré dimensionnement des poutres.....	214
VIII.3.3. Détermination des sollicitations.....	215
VIII.4. Ferrailage du radier.....	219
VIII.4.1. Ferrailage de la dalle.....	219
VIII.4.2. Dessin de ferrailage de la dalle.....	228
VIII.4.3. Ferrailage du débordement.....	229
VIII.4.4. Ferrailage des nervures.....	230
VIII.4.5. Dessin de ferrailage des nervures.....	238

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

Figure I.1: Façade principale.....	2
Figure I.2: Vue en plan du sous sol.....	3
Figure I.3: Vue en plan d'un étage courant.....	3
Figure I.4: Plancher corps creux.....	4
Figure I.5: Plancher dalle pleine.....	4
Figure I.6: Poutre en béton armé.....	5
Figure I.7: Poteau.....	5
Figure I.8 : Escalier de deux volées.....	6
Figure I.9: Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.....	10
Figure I.10: Diagramme contraintes-déformations de l'acier a L'ELUR.....	12
Figure I.11: Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

Figure II.1: Section transversale d'une poutre.....	16
Figure II.2: Panneau de dalle.....	18
Figure II.3: Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).....	19
Figure II.4: Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.....	20
Figure II.5: Section transversale d'un plancher à dalle pleine.....	21
Figure II.6: Section réduite du béton.....	25
Figure II.7: Schéma des niveaux.....	26
Figure II.8: Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	28
Figure II.9: Voile en élévation.....	33

Chapitre III : Etude de planchers

Figure III.1: Plancher d'étage a corps creux.....	36
Figure III.2: Dimensions des poutrelles.....	37
Figure III.3: Section de calcul.....	38
Figure III.4: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	41
Figure III.5: Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées.....	42
Figure III.6: Représentation de la méthode de Caquot.....	44
Figure III.7: Poutre continue.....	44
Figure III.8: Diagramme d'effort tranchant d'une poutre.....	45
Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 5 ^{ème} type de poutrelle.....	48
Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants du 5 ^{ème} type de poutrelle.....	49
Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	52
Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	52
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	52
Figure III.14: Section de calcul.....	54
Figure III.15: Section de calcul en travée.....	54
Figure III.16: Section de calcul en appuis.....	55
Figure III.17: L'influence de l'effort tranchant.....	57
Figure III.18: Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.....	64
Figure III.19: Dimensions d'un panneau de dalle pleine.....	65
Figure III.20: Hypothese de calcul.....	66
Figure III.21: Enrobage.....	66
Figure III.22: Disposition des armatures de la nappe supérieure.....	67
Figure III.23: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.....	68
Figure III.24: Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés	68
Figure III.25: Panneau de rive appuyé sur 3 cotés	70
Figure III.26: Panneau de rive appuyé sur 2 cotés.....	71
Figure III.27: Dessin de ferrailage de la dalle pleine.....	89

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1: Dimensions de l'acrotère et schéma statique.....	91
Figure IV.2: Diagramme du moment fléchissant et effort normal.....	93
Figure IV.3: Section de calcul.....	93
Figure IV.4: Position de centre de pression.....	96
Figure IV.5: Ferrailage de l'acrotère.....	98
Figure IV.6: Coupe de balcon.....	99
Figure IV.7: Disposition des armatures de la nappe supérieure	100
Figure IV.8: Schéma statique du balcon.....	101
Figure IV.9: Diagramme du moment fléchissant.....	101
Figure IV.10: Schémas du balcon avec un contre poids.....	104
Figure IV.11: Ferrailage du balcon.....	104
Figure IV.12: Cage d'escalier d'étage courant.....	105
Figure IV.13: Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.....	110
Figure IV.14: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.....	112
Figure IV.15: Diagramme des moments en appuis et travées.....	113
Figure IV.16: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.....	113
Figure IV.17: Section de calcul.....	114
Figure IV.18: Section de calcul.	115
Figure IV.19: Schémas statique de l'escalier du sous-sol.....	117
Figure IV.20: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.....	119
Figure IV.21: Diagramme des moments en appuis et travée.....	119
Figure IV.22: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.....	120
Figure IV.23: Section de calcul.....	120
Figure IV.24: Section de calcul.....	122
Figure IV.25: Schémas statique de la console palière.	125
Figure IV.26: Diagramme de M et T à l'ELU.....	126
Figure IV.27: Ferrailage de la console palière.....	132

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1: Modélisations en 3D par ETABS.....	136
Figure V.2: Spectre de réponse.....	144
Figure V.3: Disposition des voiles du 1 ^{er} model.....	144
Figure V.4: Disposition des voiles du 2 ^{ème} model.....	146

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI.1: Section de calcul en travée.....	155
Figure VI.2: Section de calcul en appuis.....	157
Figure VI.3: Ferrailage de la poutre principale.....	161
Figure VI.4: Ferrailage de la poutre secondaire.....	161
Figure VI.5: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	162
Figure VI.6: La zone nodale.....	164
Figure VI.7: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	166
Figure VI.8: Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.....	169
Figure VI.9: Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.....	171
Figure VI.10: Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.....	173
Figure VI.11: Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.....	174
Figure VI.12: Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.....	176
Figure VI.13: Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.....	179
Figure VI.14: La zone nodale.....	182
Figure IV.15: Ferrailage des poteaux.....	184

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1: Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.....	188
Figure VII.2: Les sollicitations de calcul du voile.....	188
Figure VII.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	189
Figure VII.4: Voile le plus défavorable.....	191
Figure VII.5: Section de calcul.....	192
Figure VII.6: Schéma des contraintes appliquées sur voile au 1 ^{er} cas.....	193
Figure VII.7: Section de calcul.....	195
Figure VII.8: Schéma des contraintes appliquées sur voile au 2 ^{eme} cas.....	195
Figure VII.9: Ferrailage du voile de contreventement.....	198
Figure VI.10: Contrainte du voile.....	199
Figure VI.11: Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.....	200
Figure VI.12: Section de calcul en travées.....	202
Figure VI.13:Section de calcul en travées.....	204
Figure VI.14: Ferrailage du voile périphérique.....	206

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Semelle isolée.....	209
Figure VII.2: Schéma du radier général.....	211
Figure VIII.3 : Dimensions du radier.....	214
Figure VIII.4: dimensions de la poutre.....	214
Figure VII.5: Distribution des contraintes sous le radier.....	217
Figure VIII.6 : Encrage de la structure.....	219
Figure VIII.7 : Enrobage de la dalle du radier.....	220
Figure VIII.8 : Section de calcul en travée x-x.....	221
Figure VIII.9 : Section de calcul en appuis x-x.....	223
Figure VIII.10 : Section de calcul en travée y-y.....	224
Figure VIII.11 : Section de calcul en appuis y-y.....	226
Figure VIII.12 : Ferrailage de la dalle.....	228
Figure VIII.13: Schéma statique du débordement.....	229
Figure VIII.14 : Section de calcul du débord.....	229
Figure VIII.15 : Distribution des charges sur les poutres principales.....	231
Figure VIII.16: Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	231
Figure VIII.17 : Diagramme des moments fléchissants de la poutre principale.....	232
Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissants de la poutre secondaire.....	233

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.....	11
--	----

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

Tableau II.1 : Charges du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.2 : Charges du plancher étage courant.....	21
Tableau II.3 : Charges du plancher RDC.....	22
Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.....	22
Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.....	23
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des charges.....	23
Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation	26
Tableau II.8 : Distribution des charges	27
Tableau II.9 : Calculs des poteaux	30
Tableau II.10 : Vérification des conditions de la RPA 99 V 2003.....	31
Tableau II.11 : Vérifications des conditions du flambement	32

Chapitre III : Etude de planchers

Tableau III.1: Évaluation des charges.....	39
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.....	45
Tableau III.3: Tableau de combinaison d'actions.....	45
Tableau III.4: Données de la travée.....	46
Tableau III.5: Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U et l'E.L.S.....	47
Tableau III.6: Tableau des efforts tranchants à l'ELU.....	48
Tableau III.7: Tableau de longueur réduite.....	50
Tableau III.8: Tableau des moments fléchissant en appuis du 3 ^{eme} type de poutrelle.....	50
Tableau III.9: Tableau d'abscisse du moment en travée.....	50
Tableau III.10: Tableau des moments fléchissant en travée du 3 ^{eme} type de poutrelle.....	51
Tableau III.11: Tableau des efforts tranchants à l'ELU.....	51
Tableau III.12: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.....	53
Tableau III.13: Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.....	67
Tableau III.14: Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01.....	69
Tableau III.15: Récapitulatif des sollicitations maximales du type 02.....	71
Tableau III.16: Récapitulatif des sollicitations maximales du type 03.....	73
Tableau III.17: Calculs des moments fléchissant pour le premier type (4 appuis).....	74
Tableau III.18: Calculs des moments fléchissant pour le deuxième type (3 appuis).....	75
Tableau III.19: Calculs des moments fléchissant pour le troisième type (2 appuis).....	76
Tableau III.20: Récapitulatif des sollicitations maximales.....	77

Chapitre IV : étude des éléments secondaires

Tableau IV.1 : Charges du plancher balcon.....	99
Tableau IV.2 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.....	108
Tableau IV.3: Charges permanentes et surcharges du palier.....	109
Tableau IV.4 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.....	110
Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.....	111
Tableau IV.6 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.....	111
Tableau IV.7 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.....	112
Tableau IV.8 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.....	117
Tableau IV.9 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.....	118
Tableau IV.10 :Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.....	118
Tableau IV.11 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.....	119
Tableau IV.12 : Tableau récapitulatif de chargement.....	126
Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	126
Tableau IV.14 : Tableau récapitulatif de ferrailage.....	130

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q	142
Tableau V.2: Périodes et facteur de participation massique du 1 ^{er} model.....	145
Tableau V.3: Période et facteurs de participation massique du deuxième modèle.....	146
Tableau V.4: Déplacements relatifs de tous les niveaux.....	148
Tableau V.5: Vérification de l'effort P.....	149

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	154
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrillages trouvé par SOCOTEC.....	160
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	167
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.....	183
Tableau VI.5: Tableau récapitulatif de toutes les armatures.....	183

Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitation.max.....	191
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	202

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.....	214
Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.....	216
Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.....	216
Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.....	216
Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m].....	220
Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].....	220
Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].....	231
Tableau VIII.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	232
Tableau VIII.9 : Tableau récapitulatif des sections des armatures.....	237

Listes de symboles

ELU	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul

$\overline{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δ f_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Introduction générale

Au fil des années, l'Algérie s'est trouvée face à une explosion démographique ce qui a mené le gouvernement à lancer de grands projets d'habitat. La construction des bâtiments a connu un développement rapide, en adoptant de nouvelles techniques de constructions pour améliorer le comportement des structures de bâtiments. La croissance et la concentration démographique a fait que la construction verticale soit privilégiée pour des surfaces en plan réduites.

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens est exposée à une activité sismique importante. Cette dernière peut causer des dégâts importants surtout dans le cas d'une construction d'une grande hauteur. Pour cela, il faut suivre les normes et appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment.

A cet effet, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple comportant un sous-sol, un RDC et 10 étages réalisé à Mostaganem.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres:

- Le premier chapitre, consacré pour les généralités;
- Le deuxième chapitre, aborde le pré dimensionnement des éléments structuraux;
- Le troisième chapitre, pour l'étude des planchers;
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires;
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique;
- Le sixième chapitre, pour l'étude des portiques;
- Le septième chapitre, pour l'étude des voiles;
- Le huitième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'une structure en béton armé à usage multiple d'habitation ou commercial est une étape clé et un passage primordial dans l'acte de la construction des ouvrages quelconque, elle nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Cette étude a pour but de mettre en œuvre nos connaissances acquises durant tout notre cursus universitaire. L'ouvrage en question consiste à étudier et à calculer tout les éléments structuraux d'une tour en béton armé composé d'un sous sol et un rez-de-chaussée comme parking, avec 10 étages à usage d'habitation.

Ce chapitre a pour but de donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé de R+10 à usage d'habitation qui contient 20 F3 LPA et 20 F4 LPA.

Constitué de :

- Un sous-sol et un RDC utilisé comme un parking,
- Du 1^{er} au 10^{ème} étage à usage d'habitation.

Ce bâtiment, est implanté à la wilaya de Mostaganem dans la commune de Belvédère. D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) la commune de Mostaganem est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa), puisque cette ouvrage est à usage d'habitation collective et sa hauteur ne dépasse pas les 48 m, donc il sera classé dans le groupe « 2 » selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol très meuble (site 04).

La stabilité de cette structure est assurée par des portiques et contreventé par des voiles porteurs dans les deux sens. Pour la conception de ce projet on utilisera les règles B.A.E.L91 et R.P.A 99.

I.3. Caractéristiques géométriques :

- Longueur en plan : 34.00 m.
- Largeur en plan : 16.55 m.
- Hauteur du sous-sol: 2.80 m.
- Hauteur du RDC et étages courants : 3.06 m.
- Hauteur Total : 33.66 m.



Figure I.1 : Façade principale.

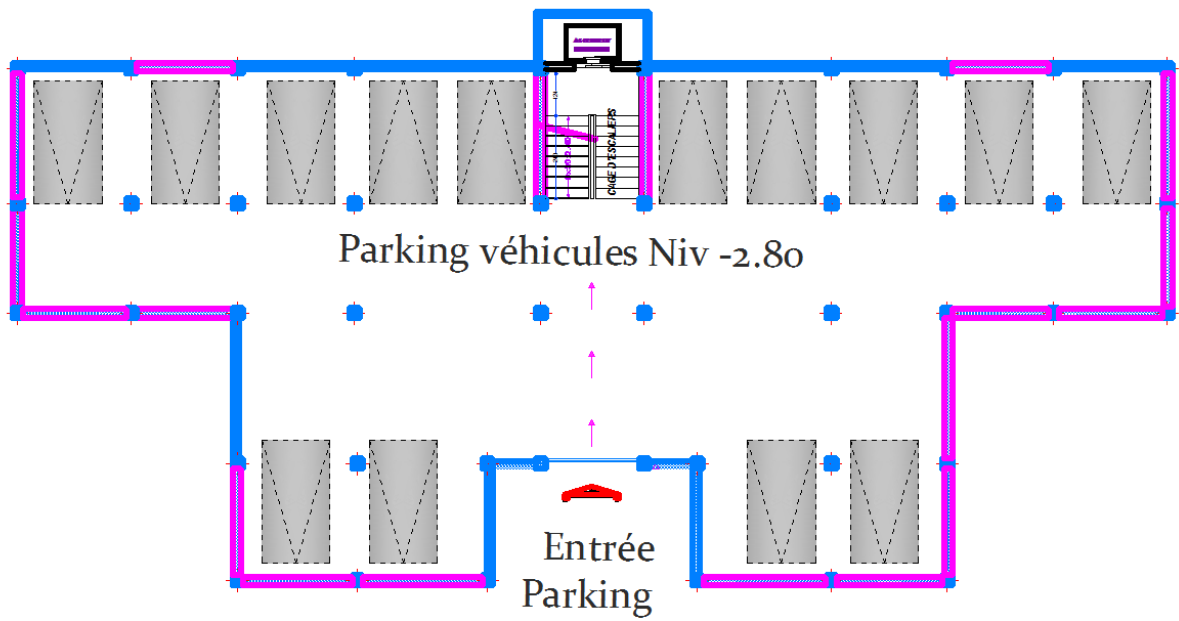


Figure I.2 : Vue en plan du sous-sol.

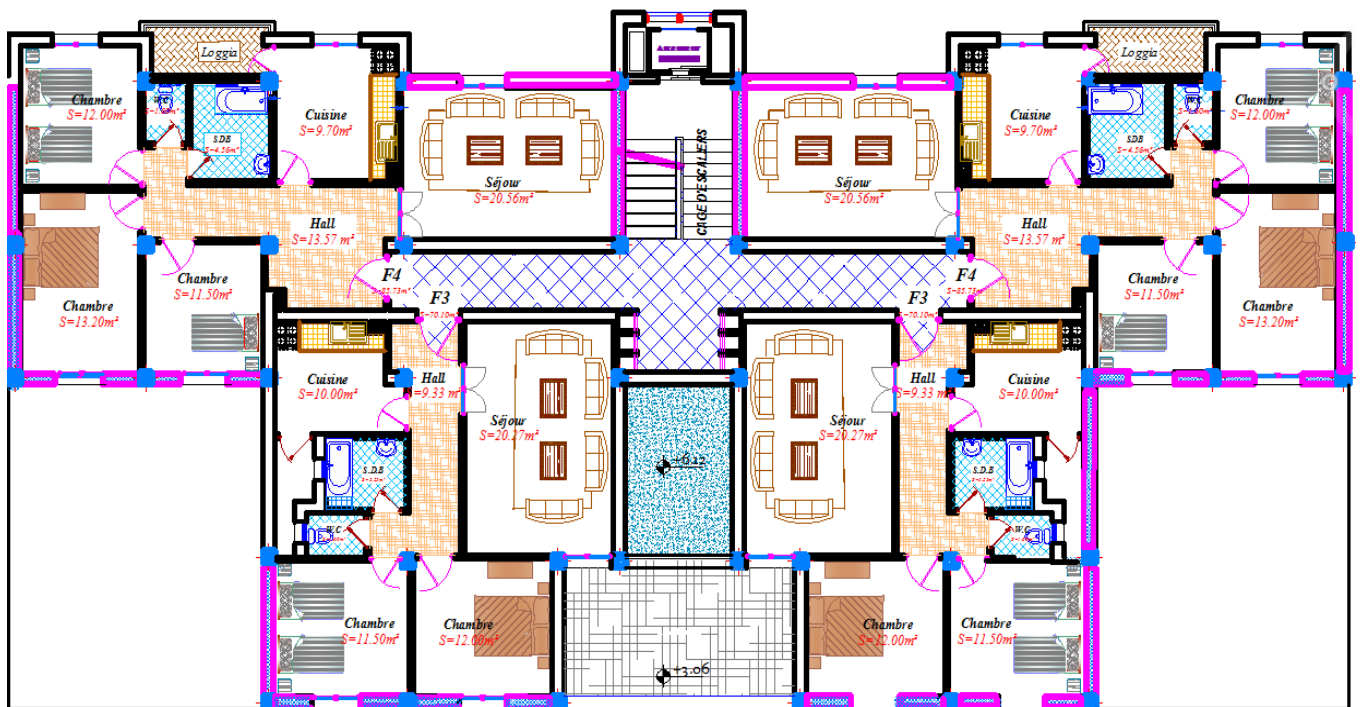


Figure I.3: Vue en plan d'un étage courant.

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

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

I.4.2. Plancher

I.4.2.1. Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pont pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

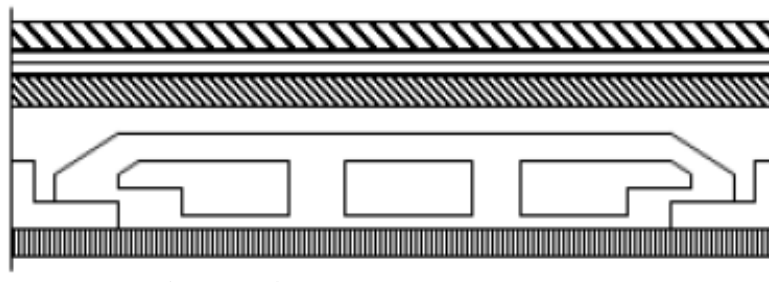


Figure I.4 : Plancher corps creux.

I.4.2.2. Dalle pleine en béton armé:

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau du plancher du RDC et des balcons.

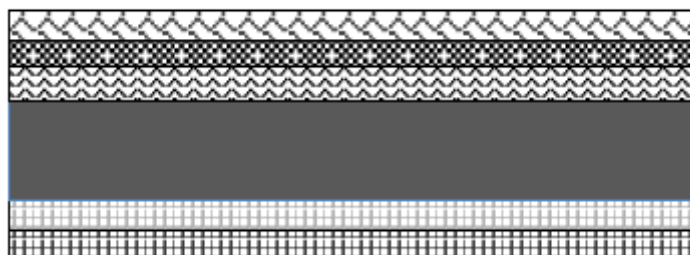


Figure I.5 : Plancher dalle pleine.

I.4.3. Poutres :

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutre:

- Poutre principale
- Poutre secondaire.

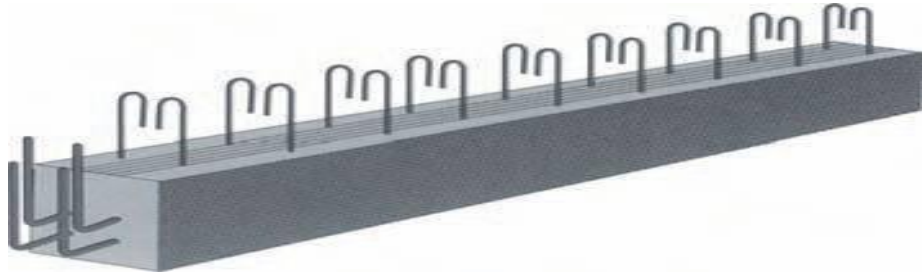


Figure I.6 : Poutre en béton armé.

I.4.4. Poteaux :

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

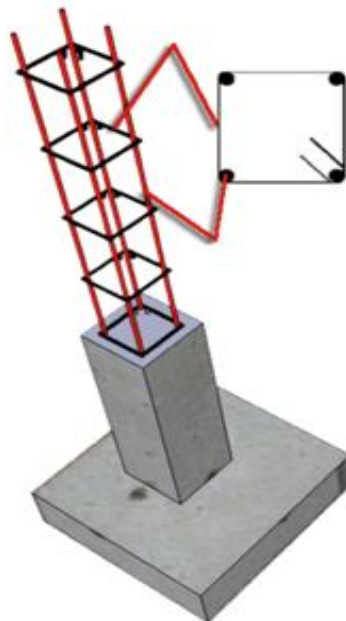


Figure I.7 : Poteau.

I.4.5. Maçonnerie :**a) Murs extérieurs :**

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une parois intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'aire de 5 cm d'épaisseur qui est un isolation thermique et acoustique.

b) Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.6. Escalier :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée de deux volées et un palier intermédiaire.

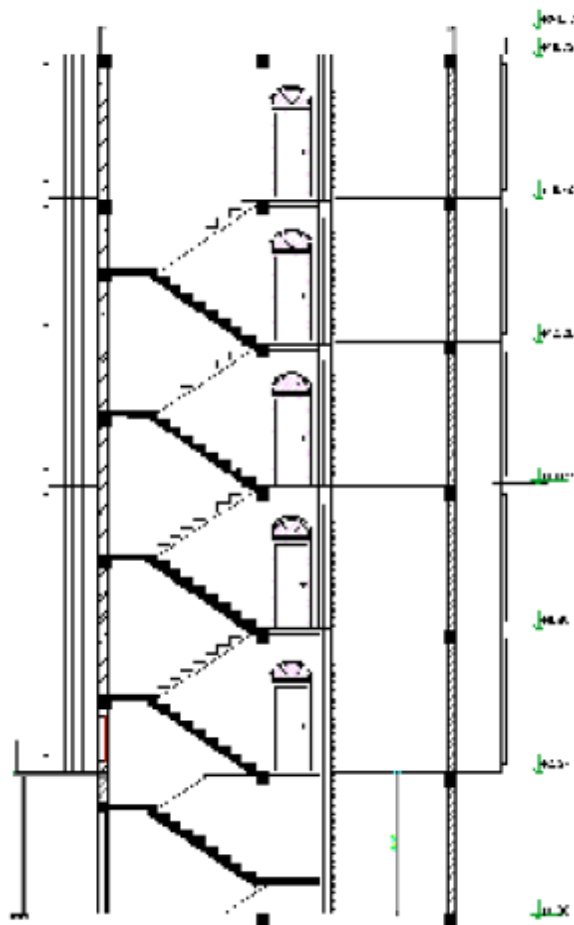


Figure I.8 : Escalier de deux volées.

I.4.7. Les Revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers
- l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

I.4.8. Acrotères :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, et aussi pour la sécurité des personnes ce trouvant sur la terrasse.

I.4.9. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

I.4.10. Fondation :

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constitutants qui assurent la transmission des efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

Dans la structure étudiée, on utilisera des radiers.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**I.5.1. Béton :**

Le béton est un mélange composé de granulat, sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés.

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 , caractérisé par les proportions usuelles et standards suivantes :

- Ciment: le type du ciment utilisé est le CPJ-CEM II 42.5.
- Gravier lavé: (3/8), (8/15) et (15/25).
- Sables lavé.
- Eau de gâchage purifié.

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

1.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28j dite valeur caractéristique qui est estimé à 25 Mpa.

➤ Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ J}$$

$$\bullet f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } j > 28 \text{ J}$$

➤ Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ J}$$

$$\bullet f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ J}$$

1.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0.6+0.06.f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

1.5.1.3. Contraintes limites:

a) **Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

- θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions
 - $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
 - $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
 - $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Dans notre projet on a pris $\theta = 1$.

- γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14.17$ MPa
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18.48$ MPa

I.5.1.4. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2.1. 21 BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{Donc} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa

$$\Rightarrow E_{vj} = 10818.866 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité transversale :

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :
 $\nu = 0$ l'état limite ultime

1.5.1.5. Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime de résistance :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

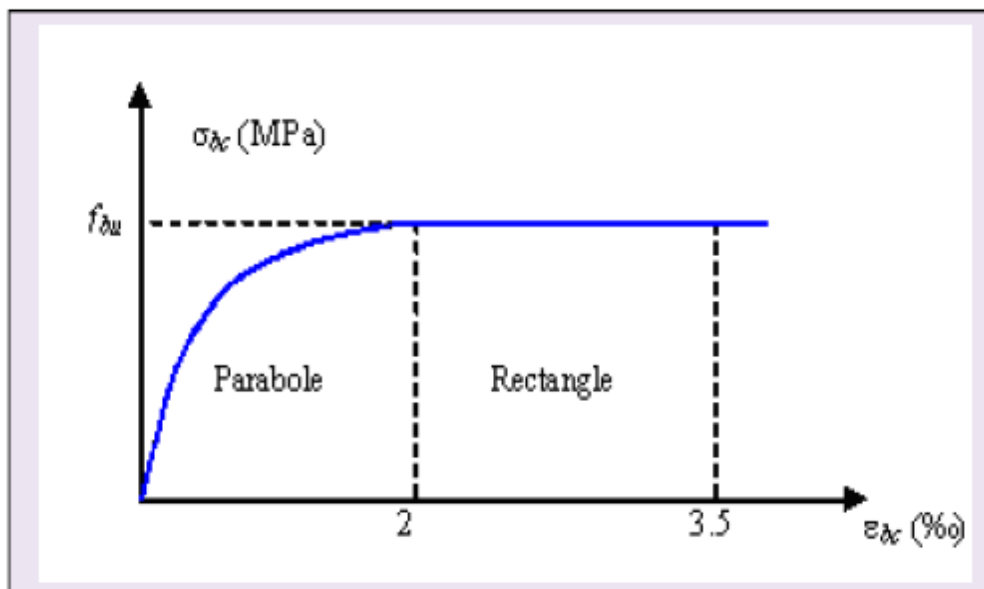


Figure I.9 : Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.

1.5.2. Acier :

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

1.5.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.

1.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

1.5.2.3. Diagramme contrainte déformation:

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 à l'allure suivante:

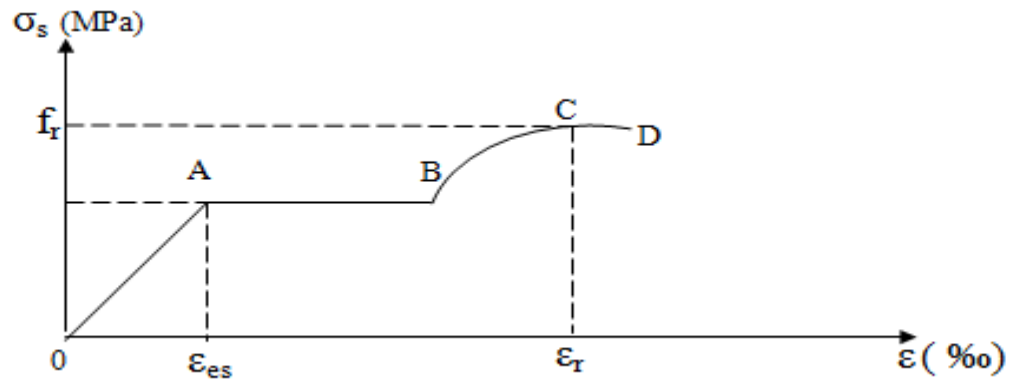


Figure I.10 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

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 raffermisssement
- Zone CD : Domaine de striction

1.5.2.4. Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant:

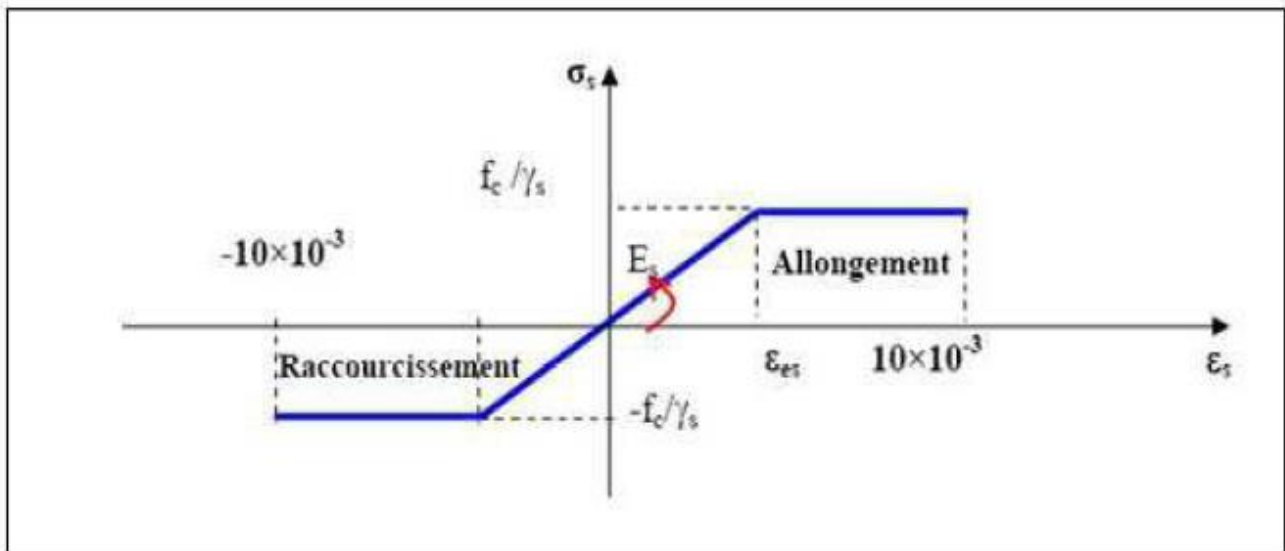


Figure I.11 : Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers.

1.5.2.5. Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

1.5.2.6. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration.

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 /Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad \text{MPa}$$

Où η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1.6$barres a haute adhérence (HA) avec $\phi_t \leq 6mm$.
- $\eta = 1$rond lisse.

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

Cas des éléments devant assurer une étanchéité ou exposés a des milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

Avec $\phi_t \leq 8mm$

I.5.2.7. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

II.2. Les poutres

a) D'après les règles BAEL 91 on a :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre
poutre.

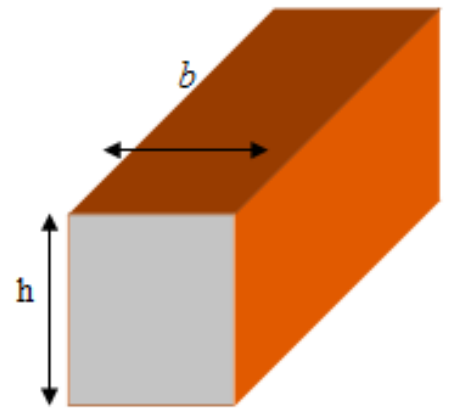


Figure II.1 : Section transversale d'une poutre.

b) Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \end{array} \right\}$$

II.2.1. Poutre principale:

L max = 450 cm

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \qquad 30 \leq h \leq 45$$

On prend $h = 45$ cm.

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm.}$$

Pour la largeur b on prend $b = 30$ cm

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = < 4 \end{array} \right\} \text{ les conditions sont vérifiées.}$$

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions (30×45) cm².

II.2.2. Poutre secondaire :

L max = 516 cm

$$\frac{516}{15} \leq h \leq \frac{516}{10} \qquad 34,4 \leq h \leq 51,6$$

On prend $h = 35$ cm.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm.}$$

Pour la largeur b on prend $b = 30$ cm

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = < 4 \end{array} \right\} \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Donc; la section de la poutre secondaire est de dimensions (30×35) cm²

II.3. Les Planchers

II.3.1. Planchers à corps creux :

On utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L = 516cm

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20 \leq h_t \leq 25,5$$

On prend: ht = 20 cm (16+4)

h₁ = 16 cm (épaisseur du corps creux)

h₀ = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

L_x = 410 cm

L_y = 516 cm

Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

L_x = 4,1 m L_y = 5,16m ⇒ ρ = 0.79 > 0.4
dalle.

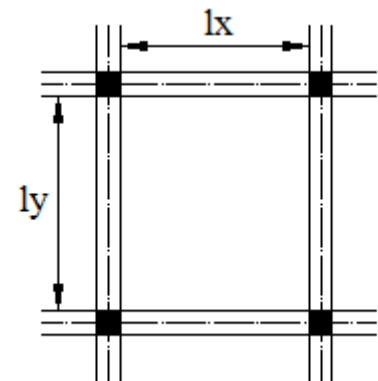


Figure II.2 : Panneau de

⇒ La dalle porte est considérée comme portant dans deux sens.

$$\frac{Lx}{50} \leq ed \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow e_d = (8,2 ; 10,25)$$

- *Condition d'isolation acoustique :*

Contre les bruits aériens : $e_d = 14\text{cm}$.

Contre les bruits impacts: $e_d = 16\text{cm}$

- *Condition de sécurité en matière d'incendie :*

e_d : 7cm pour 1 heure de coupe de feu.

e_d : 11cm pour 2 heures de coupe de feu.

e_d : 17.5 pour 4 heures de coupe de feu

On prend comme épaisseur pour la dalle pleine : $e_d = 16\text{cm}$.

II.4. Descente des charges

II.4.1. Introduction:

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.4.2. Plancher terrasse inaccessible:

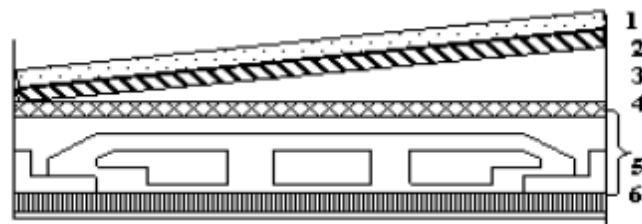


Figure II.3 : Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).

Descentes des charges terrasse inaccessible:

Matériaux	P (Kn/m ³)	Ep (m)	G (kn/m ²)
1- Protection gravillon	20	0.04	0,8
2- Etanchéité multicouche (36s)	6	0.02	0,12
3- Forme de pente 1,1%	22	0.1	2,2
4- Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
5- Dalle en corps creux (16+4)	16+4	/	2,85
6- Enduit en ciment	10	0.02	0,2

Tableau II.1 : Charges du plancher terrasse inaccessible.

- Charges permanentes $G_T=6.33 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=1 \text{ KN/ m}^2$
-

II.4.3. Plancher étage courant:

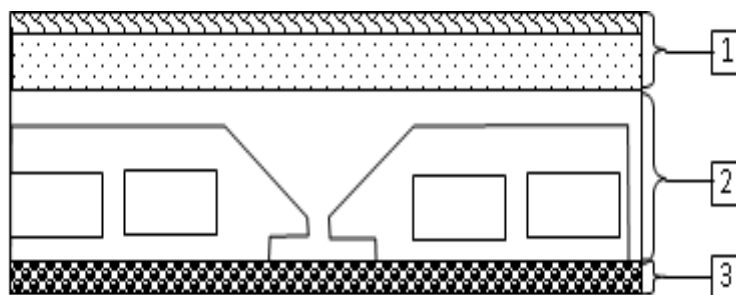


Figure II.4 : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

Descentes des charges étage courant:

Numéro	Désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids KN/m ²
01	Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
02	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
05	Cloisons légères	0.1	-	1.1
06	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.85

Tableau II.2 : Charges du plancher étage courant.

- Charges permanentes $G_{ec}=5.45 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'explications $Q_{ec}=1.5 \text{ KN/ m}^2$

II.4.4. Dalle pleine:



Figure II.5 : Section transversale d'un plancher à dalle pleine.

Descentes des charges RDC:

Numéro	désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids KN/m ²
01	Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
02	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
05	Cloisons légères	0.1	-	1.1
06	Dalle pleine	0.16	25	4

Tableau II.3 : Charges du plancher RDC.

- Charges permanentes $G_T=6,6 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=2.5\text{KN/ m}^2$

II.4.5. Maçonnerie:

a) Mur extérieur:

Charges permanentes du mur extérieur:

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1- Enduit en plâtre	0.2	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- Lambe d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	9	1.35
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G	2.89KN/m²		

Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.

b) Mur intérieur:

Charges permanentes du mur intérieur :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ m ³)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90
3- Enduit intérieur	2	12	0.24
G	1,38 KN/m ²		

Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.

Charges Etages	Destination	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU $q_u=1.35G+1.5Q$ [KN/m ²]	ELS $q_s=G+Q$ [KN/m ²]
Plancher Terrasse	Inaccessible	6.33	1.00	10.05	7.33
1 ^{er} - 10 ^{eme} Etage	Habitation	5.45	1.50	9.61	6.95
Entre sol et sous sol	parking	6,60	2.50	11.11	7.95
Mur extérieur		2.89		3.9	2.89
Mur intérieur		1.38		1.82	1.38

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des charges.

II.5. Poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

II.5.1. Méthode de calcul:

Les pré-dimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement

➤ **Critères de résistance:**

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91:

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section reduite du beton.

$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$ Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi (D - 2)^2 / 4$ Poteau circulaire.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique).

A : Section des armatures longitudinale.

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ .

➤ **Application:**

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

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

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.71$$

On a :

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend : Zone IIa $\Rightarrow A_{min} = 0.8 \% Br \Rightarrow A / Br = 0.008$. RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).

$$\sigma_s : \text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Resistance de calcul du beton: } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,16 \text{ MPa}$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1.2 \cdot N_u \cdot 10}{\left[\frac{14,16}{0.9} + 0.85 \left(\frac{0.8}{100} \right) \cdot 348 \right]} = 0.66299 \text{ Nu}$$

Donc, $Br \geq 0.66299 \text{ Nu (cm}^2\text{)}$.

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \text{ en [cm}^2\text{] ;}$$

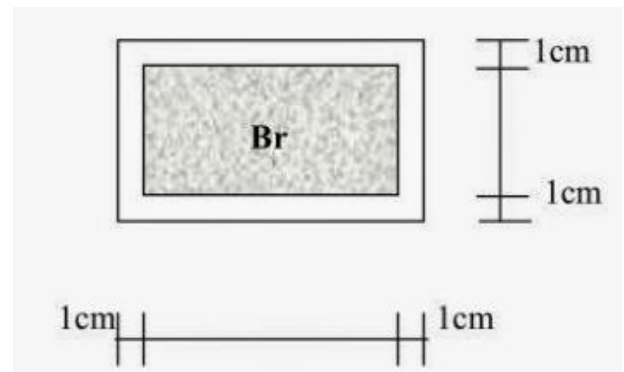


Figure II.6 : Section réduite du béton

Remarque :

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

II.5.2. Loi de dégression:

II.5.2.1. Application de la loi de dégression:

Soit Q_0 la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit Q_i la surcharge appliquée a l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.

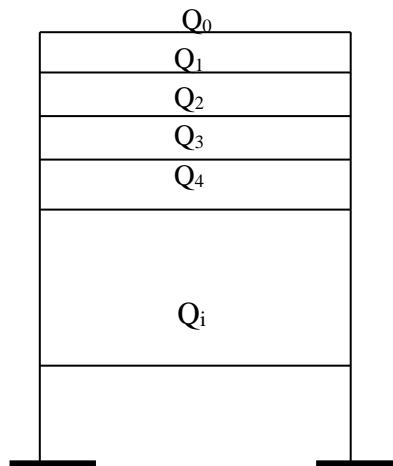


Figure II.7 : Schéma des niveaux.

Remarque :

$$\text{Si } (i \geq 7) : Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q_i$$

i	Niveaux	Surcharges	Q (KN)
	Haut 10 ^{ème} étage	Q ₀	1,000
1	Haut 9 ^{ème} étage	Q ₀ + Q ₁	2,500
2	Haut 8 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,95 (Q ₁ + Q ₂)	3,850
3	Haut 7 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5,050
4	Haut 6 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,85 (Q ₁ + + Q ₄)	6,100
5	Haut 5 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,80 (Q ₁ + + Q ₅)	7,000
6	Haut 4 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,75 (Q ₁ + + Q ₆)	7,750
7	Haut 3 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,71 (Q ₁ + + Q ₇)	8,455
8	Haut 2 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,69 (Q ₁ + + Q ₈)	9,280
9	Haut 1 ^{er} étage	Q ₀ + 0,67 (Q ₁ + + Q ₉)	10,045
10	Haut RDC	Q ₀ + 0,65 (Q ₁ + ... + Q ₁₀)	10,750

11	Haut sous sol	$Q_0 + 0.64 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	12,2
-----------	---------------	-------------------------------------	------

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

II.5.2.2. Distribution des charges

Niveau des planchers	Les charges et les surcharges non cumulée		Les charges et les surcharges cumulée	
	G (dan/m ²)	Q (dan/m ²)	G (dan/m ²)	Q (dan/m ²)
Haut 10^{eme} étage	633	100	633	100
Haut 9^{eme} étage	545	150	1178	250
Haut 8^{eme} étage	545	150	1723	385
Haut 7^{eme} étage	545	150	2268	505
Haut 6^{eme} étage	545	150	2813	610
Haut 5^{eme} étage	545	150	3358	700
Haut 4^{eme} étage	545	150	3903	775
Haut 3^{eme} étage	545	150	4448	845,5
Haut 2^{eme} étage	545	150	4993	928
Haut 1^{er} étage	545	150	5538	1004,5
Haut RDC	545	150	6083	1075
Haut sous-sol	660	250	6743	1220

Tableau II.8 : Distribution des charges.

a. Les conditions de la RPA99v 2003:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min} (a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min} (a, b) \geq h_e/20$
- $0.25 < a / b < 4$

b. Critère de flambement:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (article B-8-4-1) BAEL 91.}$$

Avec :

λ : l'élanement mécanique d'une pièce comprimée.

l_f : Longueur de flambement d'où $l_f = 0.7l_0$.

l_0 : Hauteur libre de poteau.

i : rayon de giration de la section droite du béton seul. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: moment d'inertie $I = \frac{a.b^3}{12}$

Remarque:

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

II.5.3. Calcul de la section du poteau

II.5.3.1. Détermination de la surface afférente:

On utilise le poteau le plus sollicité.

/2

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

S aff : section afférente.

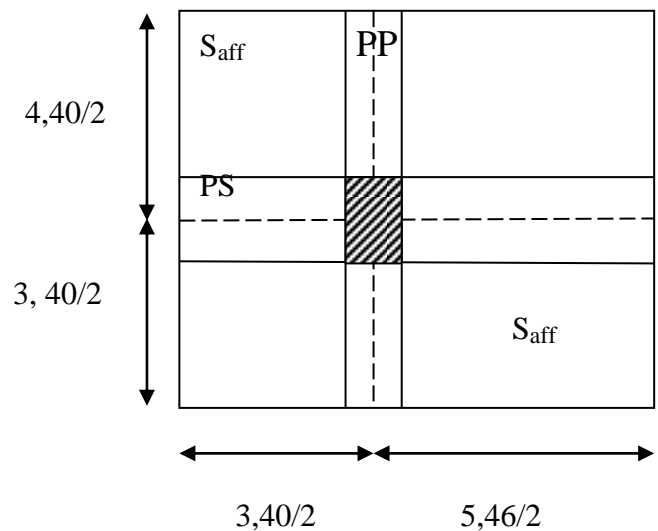


Figure II.8 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{aff}} - \text{PS} = 4,43 \text{ m}$.

La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{aff}} - \text{PP} = 3,90 \text{ m}$.

La section afférente de plancher : $S_{\text{aff}} = 17,28 \text{ m}^2$

II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 6^{ème} étage:

$$P_u = N_{\text{pl}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{\text{aff.}} = [(1,35 \times 28,13) + (1,5 \times 6,10)] \times 17,28 = 814,19 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{pp}} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-pp}} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,30 \times 3,90 \times 5 = 88,85 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ps}} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-ps}} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 4,43 \times 5 = 78,49 \text{ KN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} = 981,53 \text{ KN}$$

$$N_U = 1,15 \times P_u$$

$$N_u = 1128,76 \text{ KN}$$

- La section réduite du béton est :

$$B_r = 0,66299 \times N_u = 0,66299 \times 1128,76 = 748,35 \text{ cm}^2$$

Pour la section rectangulaire ; on fixe $a = 30 \text{ cm}$ et on calcul ' b' ' :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = 748,35 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad (b-2) \times (30-2) = 748,35 \text{ cm}^2$$

$$b = (748,35/28) + 2$$

$$b = 28,73 \text{ cm.}$$

On prend $b = 40 \text{ cm}$.

Calcul des sections des poteaux :

Hauteur d'étage	niveaux	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Nu PP (KN)	Nu PS (KN)	Nu PL (KN)	Pu (KN)	Nu (KN)	Br	a (cm)	a (cm)	b (cm)
3,06	Haut du 10 ^{eme}	6,33	1,00	17,77	15,70	173,56	207,02	238,08	157,84	14,56	30	40
3,06	Haut du 9 ^{eme}	11,78	2,50	35,54	31,40	339,54	406,48	467,45	309,92	19,60	30	40
3,06	Haut du 8 ^{eme}	17,23	3,85	53,31	47,10	501,65	602,05	692,36	459,03	23,42	30	40
3,06	Haut du 7 ^{eme}	22,68	5,05	71,08	62,80	659,86	793,73	912,79	605,17	26,60	30	40
3,06	Haut du 6 ^{eme}	28,13	6,10	88,85	78,49	814,19	981,53	1128,76	748,35	29,36	30	40
3,06	Haut du 5 ^{eme}	33,58	7,00	106,62	94,19	964,63	1165,44	1340,25	888,57	31,81	30	50
3,06	Haut du 4 ^{eme}	39,03	7,75	124,39	109,89	1111,18	1345,46	1547,27	1025,83	34,03	30	50
3,06	Haut du 3 ^{eme}	44,48	8,46	142,16	125,59	1256,56	1524,31	1752,96	1162,19	36,09	30	50
3,06	Haut du 2 ^{eme}	49,93	9,28	159,92	141,29	1405,06	1706,27	1962,22	1300,93	38,07	35	55
3,06	Haut du 1 ^{er}	55,38	10,05	177,69	156,99	1552,13	1886,81	2169,83	1438,58	39,93	35	55
3,06	Haut du RDC	60,83	10,75	195,46	172,69	1697,39	2065,54	2375,37	1574,85	41,68	35	55
2,80	Haut du sous sol	67,43	12,20	213,23	188,39	1888,90	2290,52	2634,10	1746,38	43,79	40	65

Tableau II.9 : Calculs des poteaux.

Vérification suivant RPA99v2003 :

Niveaux	Poteaux cm ²	Min (a, b) ≥ 25cm		Min (a, b) ≥ he/20		0.25 < a / b < 4	
		Min	≥ 25	he/20	vérifie	a / b	vérifie
Du 6eme au 10eme	30x40	30	CV	15.3	CV	0,75	CV
Du 3eme au 5eme	30x50	30	CV	15.3	CV	0,6	CV
Du RDC au 2eme	35x55	35	CV	15.3	CV	0,64	CV
sous sol	40x65	40	CV	14	CV	0,62	CV

Tableau II.10 : Vérification des conditions de la RPA99v2003.

Conditions de flambements :

Etages	Poteaux		l ₀ (m)	Lf (m)	I (m ⁴)		B (m ²)	i (m)		λ	
	a (m)	b (m)			I _x	I _y		i _x	i _y	λ _x	λ _y
10 ^{eme} étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55 < 35	24,73 < 35
9 ^{eme} étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55 < 35	24,73 < 35
8 ^{eme} étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55 < 35	24,73 < 35
7 ^{eme} étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55 < 35	24,73 < 35
6 ^{eme} étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55 < 35	24,73 < 35
5 ^{eme} étage	0,3	0,5	3,06	2,142	0,00312	0,00112	0,15	0,14422	0,08641	14,85 < 35	24,79 < 35
4 ^{eme} étage	0,3	0,5	3,06	2,142	0,00312	0,00112	0,15	0,14422	0,08641	14,85 < 35	24,79 < 35
3 ^{eme} étage	0,3	0,5	3,06	2,142	0,00312	0,00112	0,15	0,14422	0,08641	14,85 < 35	24,79 < 35
2 ^{eme} étage	0,35	0,55	3,06	2,142	0,00485	0,00196	0,1925	0,15873	0,1009	13,50 < 35	21,23 < 35
1 ^{er} étage	0,35	0,55	3,06	2,142	0,00485	0,00196	0,1925	0,15873	0,1009	13,50 < 35	21,23 < 35
RDC	0,35	0,55	3,06	2,142	0,00485	0,00196	0,1925	0,15873	0,1009	13,50 < 35	21,23 < 35
Sous sol	0,4	0,65	2,80	1,96	0,00915	0,00347	0,26	0,1876	0,11552	10,45 < 35	16,97 < 35

Tableau II.11 : Vérification des conditions du flambement.

II.6. Les voiles

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

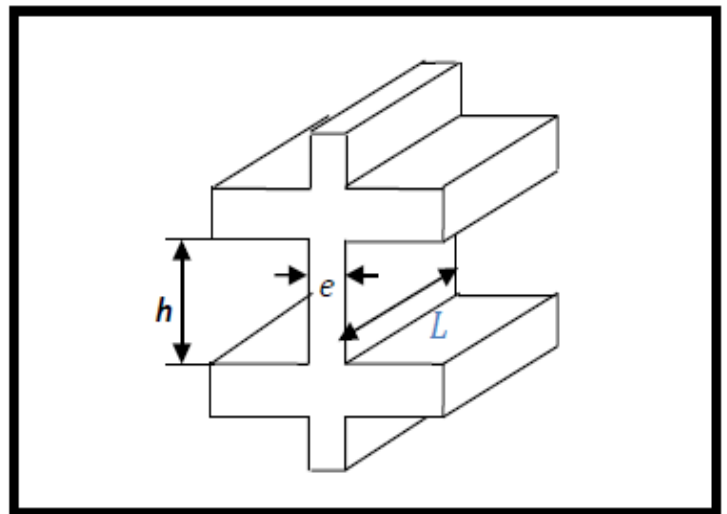


Figure II.9 : Voile en élévation.

➤ D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version2003, L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions :

- $l \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$

Avec l : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

- $a_{\min} \geq 15\text{ cm}$ Avec :
- Condition de rigidité aux extrémités.

II.6.1. Voiles de contreventement :

Pour notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} h = 306 \text{ cm} \\ h_d = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec :

he : Hauteur libre d'étage.

h : Hauteur d'étage

hd : Hauteur de la dalle.

- $a \leq \frac{l}{4} = \frac{516}{4} = 129 \text{ cm}$
- $a \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$

On prend : a = 20cm

II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol:

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003.

- $a_{\min} = 15 \text{ cm.}$
- $a \geq \frac{he}{25} = \frac{264}{25} = 10,56 \text{ cm}$

Avec :

he = 280 - 16 = 264 cm (hauteur libre du sous-sol)

On prend : a = 20 cm.

Chapitre III

Etude des planchers

III.1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurances la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs...), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leurs calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher dalle à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle de compression (dalle en béton armé) reposant sur les poutrelles, ils assurent la double fonction qui est :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

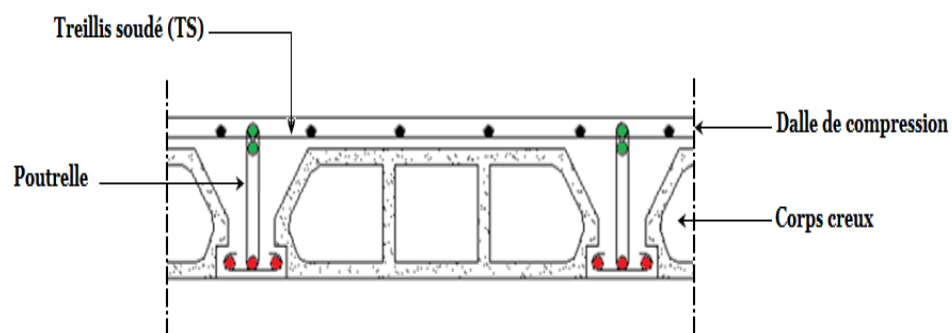


Figure III.1 : Plancher d'étage a corps creux.

III.2.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé formant le squelette d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T, leur disposition se fait selon deux critères qui sont :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

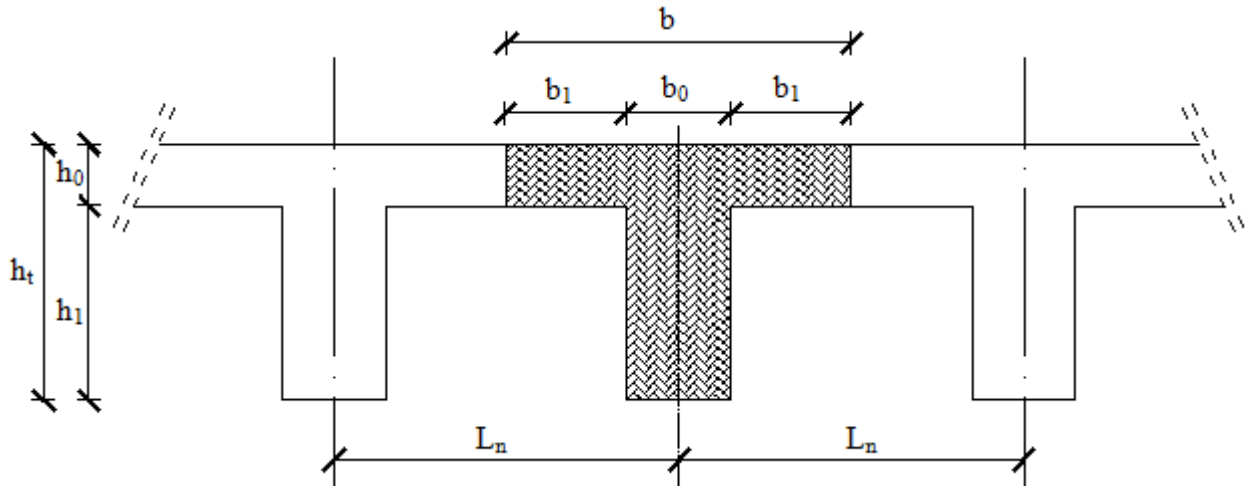


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

III.2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{Ln - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{612}{10} = 61,2 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n=60$ cm)

L : Portée entre nus d'appuis ($L= 612$ cm)

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0=12$ cm)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression ($h_0= 4$ cm)

Donc :

$$b_1 \leq \min (24 ; 61,2 ; 28)= 24\text{cm.}$$

On prend $b_1= 24$ cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

• **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm \rightarrow (5 barres/m) \rightarrow Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A_{\perp} ;

33 cm \rightarrow (3 barres/m) \rightarrow Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{➤ } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\text{➤ } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

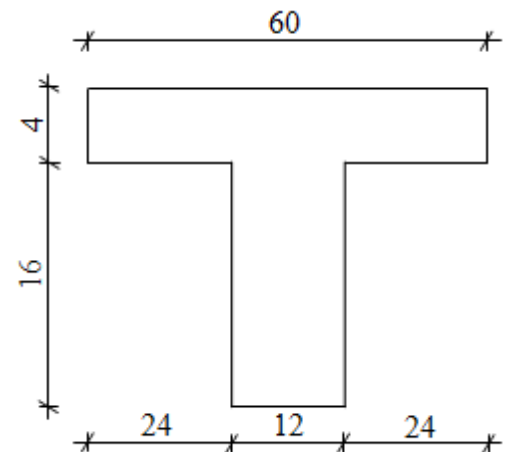


Figure III.3 : Section de calcul.

➤ **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

Dans notre plancher, on a :

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

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TS $\Phi 6$ (200×200) mm²

III.2.2.2. Etude des poutrelles :

➤ **Evaluation des charges :**

1. Combinaisons fondamentales :

✓ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

✓ ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

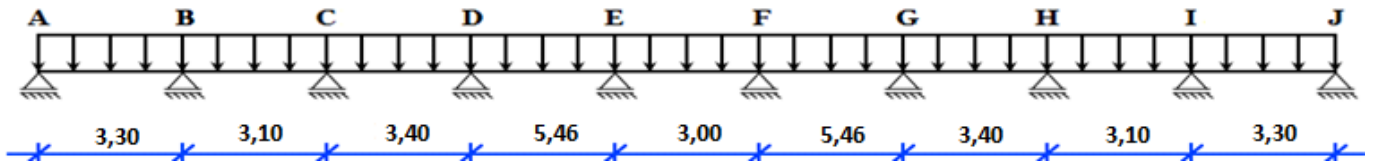
Type de plancher	b (m)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	q _u (daN/m)	q _{ser} (daN/m)
Terrasse	0,6	633,00	100,00	602,73	439,80
1 ^{er} au 12 ^{ème} étages	0,6	545,00	150,00	576,45	417,00

Tableau III.1 : Évaluation des charges.

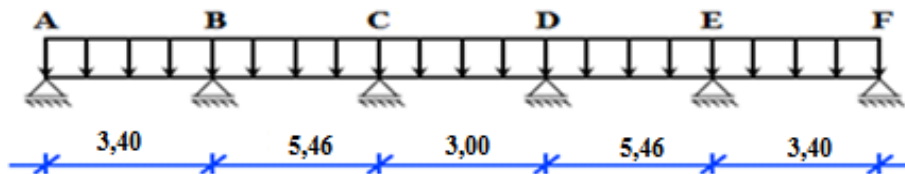
2. Type des poutrelles :

On distingue les types de poutrelles suivants :

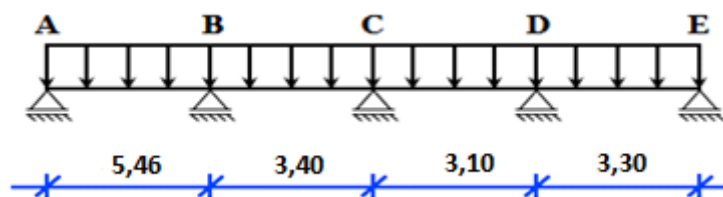
Type 1 :



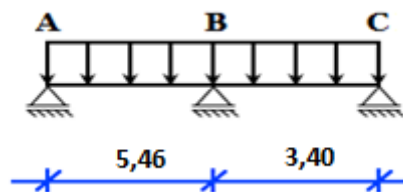
Type 2 :



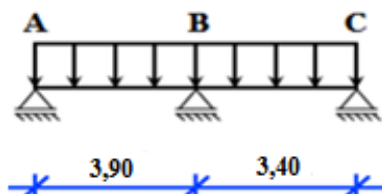
Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs :

La méthode de calcul est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- ❖ Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée,
- ❖ La méthode des trois moments.

III.2.3.1. Méthode forfaitaire :

a) Condition d'application :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$.
- Les portées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

b) Principe de la méthode :

M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée (poutre simplement appuyée) et qui est soumise aux mêmes charges.

c) Les moments :

- **Moment au niveau des appuis intermédiaires (M_a) :**

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

- $M_a = -0,6M_0$ Dans la poutrelle à deux travées.
- $M_a = -0,5M_0$ Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.
- $M_a = -0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

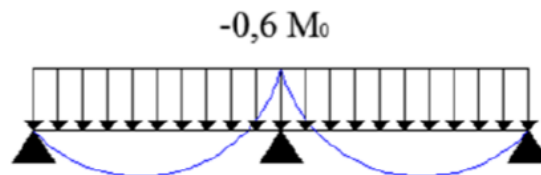


Figure III.4 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

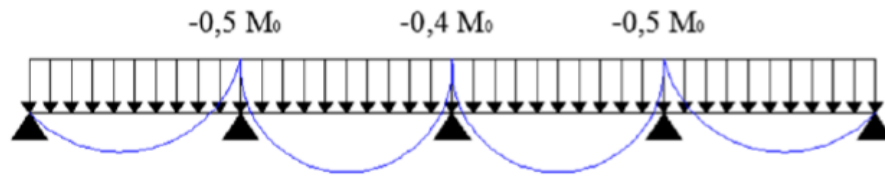


Figure III.5 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées.

- **Moment en appuis de rive :**

$M_{ar} = 0$ → Pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2$ → M_0 pour un encastrement partiel

$M_{ar} = -0.4$ → M_0 pour un encastrement.

- **Moments en travées (M_t) :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2} avec :

- M_g moment au niveau d'appuis gauche.

- M_d moment au niveau d'appui droit.

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Degré de surcharge.

d) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max[2G; 500]$ en (daN/m²)
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- ✓ Les portés successifs vérifient : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

Vérification des conditions :

a) $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ Pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1354,8 \text{ daN/m}^2$

$Q = 150 \text{ daN/m}^2$ Pour étage courant $\rightarrow Q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 972 \text{ daN/m}^2$

b) La fissuration est peu préjudiciable.

c) Les moments d'inerties sont constants.

d) $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{546}{340} = 1.60 > 1,25 \rightarrow$ condition non vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (d) n'est pas vérifiée ; donc tous les types des poutrelles seront étudiés par la méthode de Caquot minoré sauf le 5^{eme} type qui a été vérifié et sera calculé par la méthode forfaitaire.

III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée :**a) Domaine d'application :**

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

b) Principe de la méthode :

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique

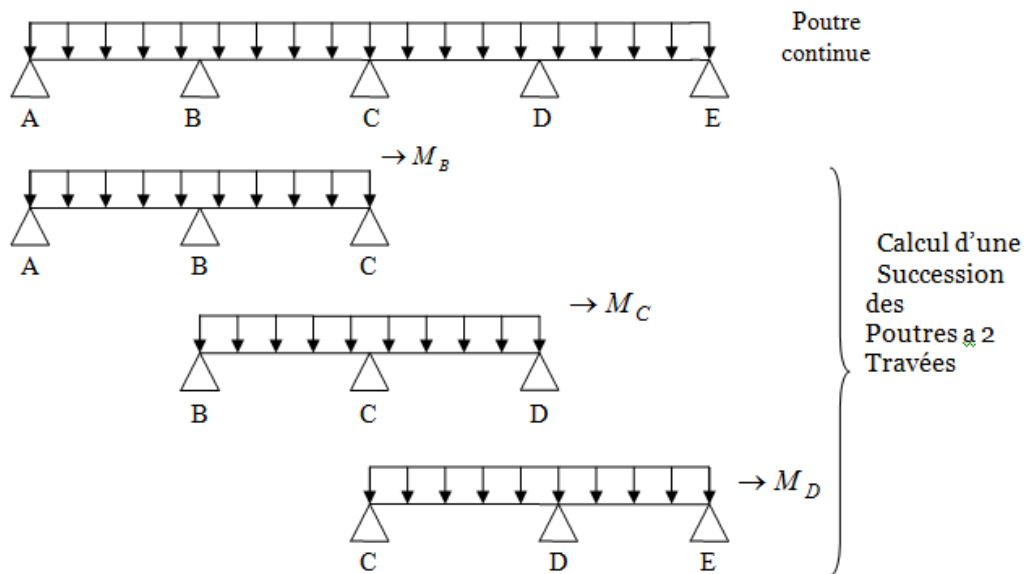


Figure III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.

c) Moments en travées :

• Moment en appuis intermédiaire :

$$M_i = - \frac{qwl'w^3 + qel'e^3}{8.5 (l'w + l'e)}$$

- $l' = 1$: pour une travée de rive
- $l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire
- l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui
- l : la portée réelle de la travée.

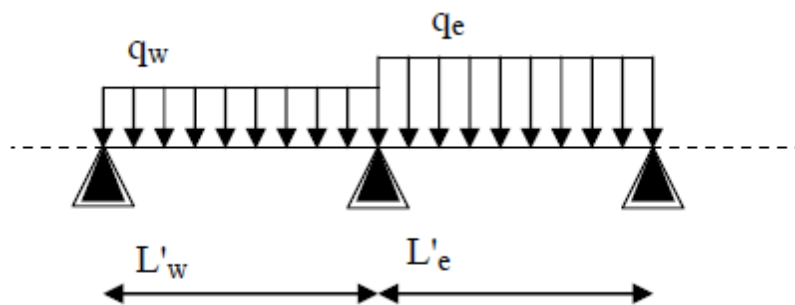


Figure III.7 : Poutre continue.

• Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + (1 - \frac{x}{l}) M_w + \frac{x}{l} M_e$$

Avec :

- $M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).
- M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;
- x : abscisse varie de 0 à l ;

$$M(x) = M_{max} \rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (1-x)$$

• Effort tranchants :

$$T_w = q \frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = q \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

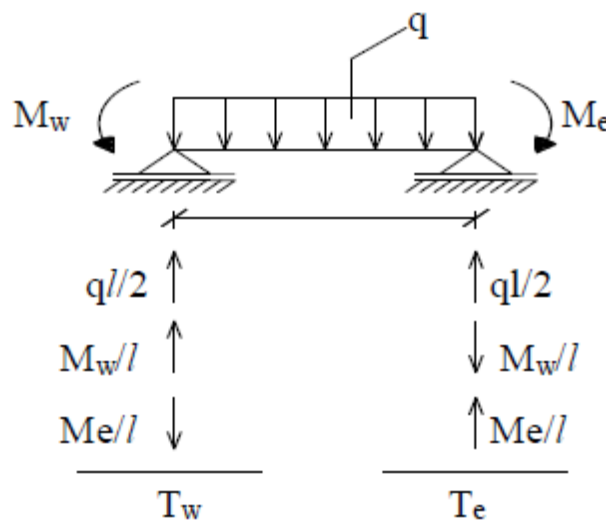


Figure III.8 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre.

III.2.4. Calcul des poutrelles :

➤ Caractéristiques des planchers :

Plancher	Fissuration	f_c [MPa]	f_{c28} [MPa]	Enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0,6	633	100
Étage courant	Peu préjudiciable					545	150

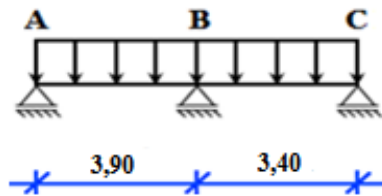
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

➤ Combinaison d'action :

	Formule	Valeur des formules	
		Terrasse	Étage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	602,73	576,45
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	439,8	417

Tableau III.3 : Tableau de combinaison d'actions.

❖ Etude du 5^{ème} type calculé par la méthode forfaitaire étage courant :



➤ Vérification d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 545 ; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \rightarrow$ condition vérifiée ;
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow condition vérifiée ;
- Fissuration peu préjudiciable \rightarrow condition vérifiée
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = 3,50 / 3,80 = 0.92 \leq 1.25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Conclusion :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées ; donc le plancher est à charge d'exploitation modérée alors on utilise la méthode forfaitaire.

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	3,40	3,90
G : permanentes (kg/m)	545	
Q : exploitation (kg/m)	150	

Tableau III.4 : Données de la travée.

1. Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 545 + 1,5 \times 150) \times 0,6 = 576,45 \text{ daN/ml}$$

$$q_u = 576,45 \text{ daN/ml}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times b = (545 + 150) \times 0,6 = 417 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = 417 \text{ daN/ml}$$

➤ Moments fléchissant (à l'ELU) et (à l'ELS):

Calcul des moments à l'ELU (daN.m)			
$M_0 = (q_u l^2 / 8)$	882,69	1040,49	
Ma (appui)	-0,2 M ₀₁	-0,6 M _{0max}	-0,2 M ₀₂
	-176,54	-624,30	-208,10
$M_T = (0,6 + 0,15\alpha) \times M_0$	558,19	657,98	
$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$	0,216	0,216	
$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \dots \dots \dots (1)$	958,61	1074,18	
Max [(1+0.3α) Mo ; 1.05 Mo] (2)	939,84	1107,86	
Condition 1 ≥ 2	Vérifiée	Non Vérifiée :	(2 - 1)+ Mt
Mt (travée à prendre)	558,19	691,67	
Calcul des moments à l'ELS (daN.m)			
$M_0 = (q_{ser} l^2 / 8)$	638,53	752,68	
$K = \frac{(1,35 G + 1,5Q)}{(G+Q)} \times 0,6$	0,829	0,829	
Ma (appui)	-0.2 M ₀₁	-0.6 M _{0max}	-0.2 M ₀₂
	-127,71	-451,61	-150,54
$M_T = M_{t \text{ ultime}} / k$	672,98	793,30	
$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \dots (1)$	962,64	1094,37	
Max ((1+0,3α) M ₀ ; 1.05 Mo) ... (2)	679,88	801,42	
Condition 1 ≥ 2	Vérifiée	Non Vérifiée	(2 - 1)+ Mt
Mt (travée à prendre)	672,98	793,30	

Tableau III.5 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U et l'E.L.S

➤ Efforts tranchants (à l'ELU) :

Pour : $L_1 = 3.40$ m

$$T_g = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} = \frac{576,45 \times 3,40}{2} + \frac{176,54 - 624,30}{3,40} = 880,86 \text{ (daN)}$$

$$T_d = -\frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} = -\frac{576,45 \times 3,40}{2} - \frac{624,30 - 176,54}{3,40} = -1136,72 \text{ (daN)}$$

	Travée A-B	Travée B-C
La Longueur ×	3,4	3,9
T_g [daN]	880,86	1204,78
T_d [daN]	- 1136,72	- 985,73

Tableau III.6 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

• Diagramme des moments fléchissant :

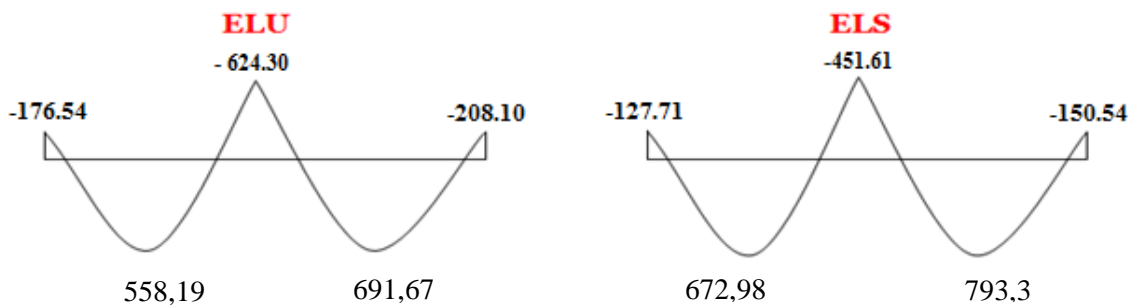


Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 5^{ème} type de poutrelle.

- Diagramme des efforts tranchants :

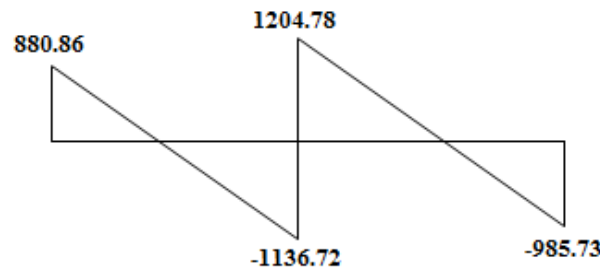


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants du 5^{ème} type de poutrelle.

Résultant :

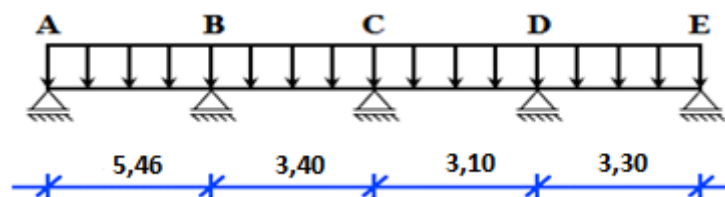
Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-176,54	-624,30	-208,10
ELS (daN.m)	-127,71	-451,61	-150,54

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	558,19	657,98
ELS (daN.m)	672,88	793,30

❖ Etude du 3^{ème} type calculé par la méthode de Caquot minoré (Terrasse inaccessible):

Schéma statique :



On a:

$$G = 633 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = 602,73 \text{ daN/ml}$$

$$q_u' = [1,35(2G/3) + 1,5Q] \times b = 431,82 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times b = 439,8 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser}' = [(2G/3) + Q] \times b = 313,2 \text{ daN/m}$$

I) Moment fléchissant :

1) En appui :

Longueur réduite :

$$l'_i = 0,8 \times l_i$$

L'_1 [m]	L'_2 [m]	L'_3 [m]	L'_4 [m]
5,46	2,72	2,48	3,30

Tableau III.7 : Tableau de longueur réduite.

Moments fléchissant : $M_i = -\frac{q'(l_w^3+l_e^3)}{8,5(l'_w+l'_e)}$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]	M_E [daN.m]
ELU	-927,080	-741,555	-345,619	-333,914	-354,072
ELS	-703,021	-537,852	-250,678	-242,188	-256,809

Tableau III.8 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 3^{ème} type de poutrelle.

2) En travée :

➤ Calcul d'abscisse du M_T maximum X_0 :

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
ELU [m]	2,80	1,89	1,56	1,64
ELS [m]	2,80	1,89	1,56	1,64

Tableau III.9: Tableau d'abscisse du moment en travée.

➤ Calcul du moment fléchissant en travée :

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D- E
	M _{AB}	M _{BC}	M _{CD}	M _{DE}
ELU [daN.m]	1392,069	338,608	384,275	476,504
ELS [daN.m]	1019,497	249,357	281,885	349,201

Tableau III.10 : Tableau des moments fléchissant en travée du 3^{ème} type de poutrelle.

II) Efforts tranchants à l'ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A- B	Travée B- C	Travée C- D	Travée D-E
La Longueur x	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche T _g [daN]	1687,161	1141,093	938,007	988,396
La Longueur x	5,46	3,40	3,10	3,30
L'effort tranchant à l'appui gauche T _d [daN]	-1603,745	-908,189	-930,456	-1000,613

Tableau III.11 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- Diagramme des moments fléchissant :

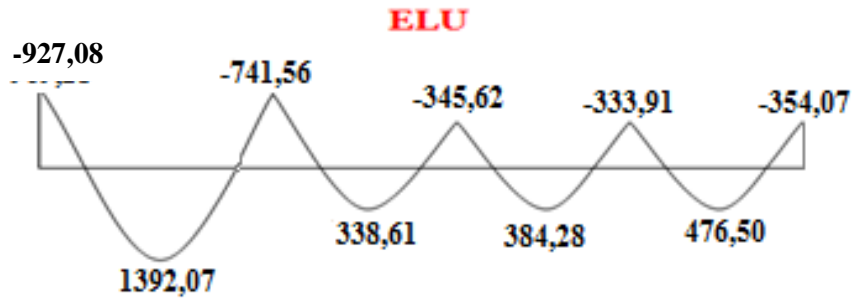


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 3^{ème} type de poutrelle.

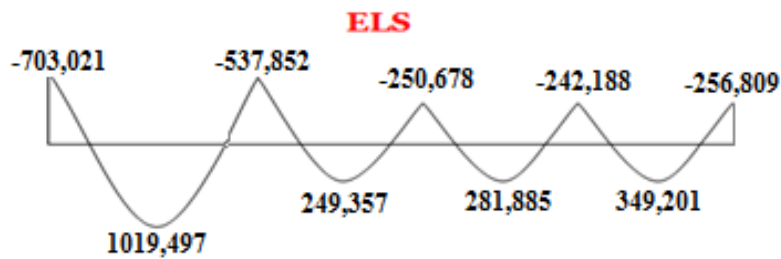


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 3^{ème} type de poutrelle.

- Diagramme d'effort tranchant :

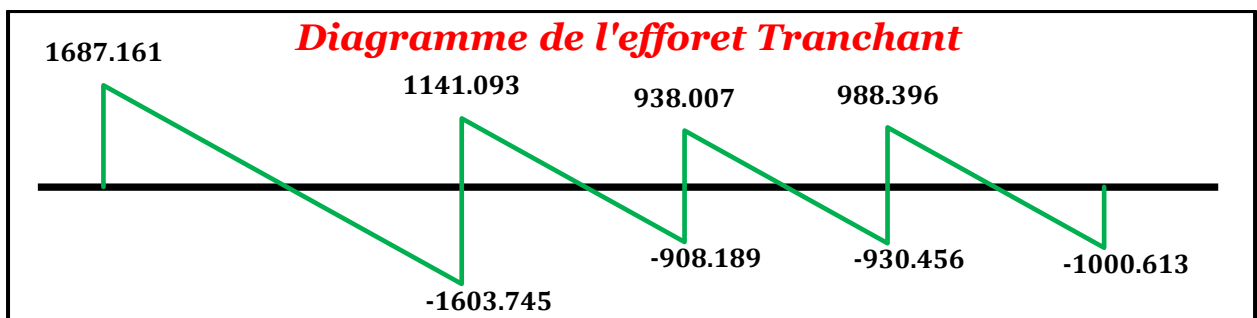


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 3^{ème} type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Du 1 ^{er} étage au 10 ^{eme} étage	Type 1	Caquot minoré	- 737,22	- 528,92	1416,96	1029,37	1575,93
	Type 2	Caquot minoré	- 737,22	- 528,92	1416,96	1029,37	1575,93
	Type 3	Caquot minoré	-963,623	-691,349	1299,18	944,86	1615,17
	Type 4	Caquot minoré	-963,623	-691,349	1299,18	944,86	1615,17
	Type 5	forfaitaire	- 624,30	- 451,61	691,67	793,30	1204,78
Terrasse	Type 1	Caquot minoré	- 741, 56	-537,85	1510,60	1105,47	1647,69
	Type 3	Caquot minoré	- 927,08	- 703,021	1392,07	1019,5	1687,16
	Type 4	Caquot minoré	- 927,08	- 703,021	1392,07	1019,5	1687,16
	Type 5	forfaitaire	- 652,76	- 476,30	707,15	820,91	1259,71

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

ELU :	ELS :
$M_{\text{appuis max}} = - 927,08 \text{ daN.m}$	$M_{\text{appuis max}} = - 703,021 \text{ daN.m}$
$M_{\text{travée max}} = 1416,96 \text{ daN.m}$	$M_{\text{travée max}} = 1029,37 \text{ daN.m}$
$T_{\text{max}} = 1687,16 \text{ daN}$	

III.2.4.1. Calcul du ferrailage :

1. Calcul des armatures longitudinales :

a- En travées :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u_{max} = 1416,96 \text{ daN.m} = 14169,6 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_t^u_{max} = 14169,6 \text{ N.m} \leq M_{table} = 54412,8 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression, et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14169,6}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14169,6}{348 \times 0,974 \times 18} = 2,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 2,92 \text{ cm}^2$$

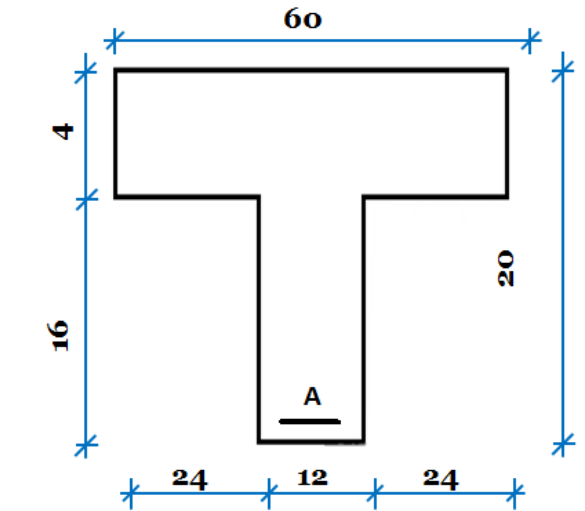


Figure III.14 : Section de calcul.

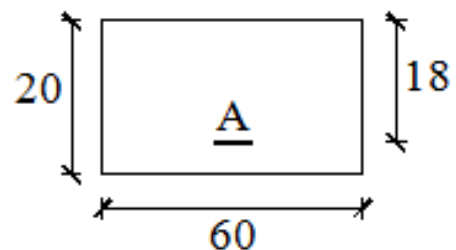


Figure III.15 : Section de calcul en travée

➤ Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 2,32 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{ser\ max} = 1029,37 \text{ daN.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A'_{\#}$

Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{14169,6}{1029,37} = 1,38 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,065$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPA} \\ \text{Fissuration peu pr\u00e9judiciable} \\ \text{maintenues.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calcul\u00e9es \u00e0 l'ELUR seront}$$

(Aucune v\u00e9rification de σ_s .)

b- En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u_{\max} = - 927,08 \text{ daN.m}$$

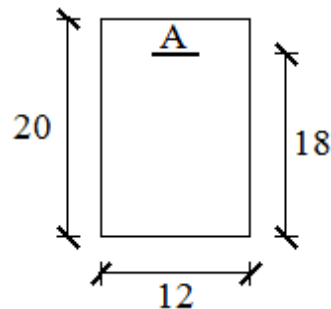


Figure III.16 : Section de calcul en appuis.

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ($M < 0$) et comme le b\u00e9ton tendu n'intervient pas dans les calculs de r\u00e9sistance, on n\u00e9glige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{a \max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9270,8}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,018 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \hat{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A = \frac{M_{a \max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9270,8}{348 \times 0,992 \times 18}$$

$$A_{\text{cal}} = 1,49 \text{ cm}^2.$$

➤ *Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :*

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,49 \text{ cm}^2$$

➤ *Choix des armatures :*

$$1T14 \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

➤ *Vérification de l'étendue de la zone comprimée :*

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_{a \max}^{\text{ser}} = -703,021 \text{ daN.m}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \acute{A}z \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{927,080}{703,021} = 1.33 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 > \alpha = 0,021 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu pr\'ejudiciable} \\ \text{Aucune v\'erification de } \sigma_s. \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calcul\'ees \`a l'ELUR seront maintenues.}$$

➤ **V\'erification vis-`a-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{max} = 1687,16 \text{ daN} = 16871,6 \text{ N.m}$$

2. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclin\'ees \`a 45° par rapport \`a la ligne moyenne, et pour y rem\'edier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 1687,16 \text{ daN}$$

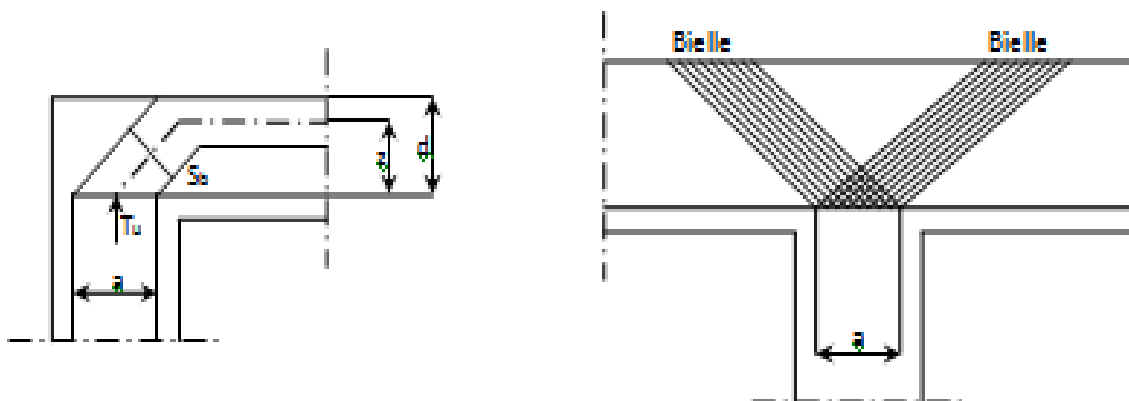


Figure III.17 : L'influence de l'effort tranchant

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 16871,6 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 3,39 \geq \frac{1,15}{400} \left[16871,6 + \frac{-9270,8}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A.5.1,211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16871,6}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9] :**

a. *Section et écartement des armatures transversales A_t :*

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b. *Espacement des armatures transversales :*

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm} \quad (\text{A.12.3.6 Pratique BAEL91})$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} \quad (\text{12.3.4 Pratique BAEL91})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{A.5.1, 23 BAEL mod. 99})$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 47 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

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

h : la hauteur totale de la section droite.

M_t^s : moment maximal en travée a l'E.L.S.

M_a^s : moment maximal en appuis a l'E.L.S.

A : section des armatures tendues a l'E.L.S

➤ **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{310} \geq \frac{1}{16} = 0,065 > 0,0625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{310} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{1029,37}{703,021} \right) \Rightarrow 0,065 > 0,146 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,016 > 0,0105 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.4.2. Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

➤ **Calcul des charges :**

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 633 \times 1,00 = 633 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = 633 \times 1,00 = 633 \text{ daN/ml}$$

P : charge total (G+Q).

$$P = (633 + 100) \times 1,00 = 733 \text{ daN/m}$$

Pour b = 0,6m :

$$G = j = 633 \times 0,6 = 3798 \text{ N/ml}$$

$$P = 733 \times 0,6 = 4398 \text{ N/m}$$

➤ *Calcul des moments fléchissant :*

$$M_G = M_J = 0,80 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3798 \times 3,10^2}{8} = 3649,89 \text{ daN.m}$$

$$M_P = 0,80 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{4398 \times 3,10^2}{8} = 4226,48 \text{ daN.m}$$

➤ *Modules de déformations longitudinaux :*

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

1. **Calcul du moment d'inertie (I₀) :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(60 - 12) \cdot 4,2 + 12 \cdot 20 \cdot 10 + 15 \cdot 3,39 \cdot 18}{4,48 + 12,20 + 15 \cdot 3,39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,66 = 12,34 \text{ cm}$$

➤ *Détermination des moments d'inertie :*

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + n \cdot A (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,66^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,66 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,34^3}{3} + 15 \cdot 3,39 (18 - 7,66)^2$$

$$I_0 = 21157,64 \text{ cm}^4$$

➤ *Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :*

$$\sigma_s = \frac{M^{SER}_I}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 1,569 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma^g = \sigma^J = \frac{M^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3649,89}{3,39 \cdot 0,837 \cdot 18} = 71,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma^p = \frac{M^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4226,48}{3,39 \cdot 0,837 \cdot 18} = 82,75 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_J = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01569 \cdot 71,46 + 2,1} = 0,442$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01569 \cdot 82,75 + 2,1} = 0,50$$

2. Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 2,57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 1,03$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 1,03 \times (0,442)} = 15992,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 21157,64}{1 + 2,57 \cdot (0,442)} = 10896,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 21157,64}{1 + 2,57 \cdot (0,50)} = 10185,30 \text{ cm}^4$$

3. Calcul de la flèche (totale et admissible):

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{3649,89 \times 310^2}{10 \times 10818,86 \times 15992,61} = 0,20cm$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{3649,89 \times 310^2}{10 \times 32164,19 \times 10896,09} = 0,1cm$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_I \cdot I_{fpv}} = \frac{4226,48 \times 310^2}{10 \times 32164,19 \times 10185,30} = 0,12cm$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,20 - 0,1) + (0,12 - 0,1) = 0,12cm$$

➤ La flèche admissible :

$$3,10m < 5,00m$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500}cm = 0,62cm$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t,max} \Rightarrow 0,12cm < 0,62cm \rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

III.2.4.3. Dessin de ferrailage :

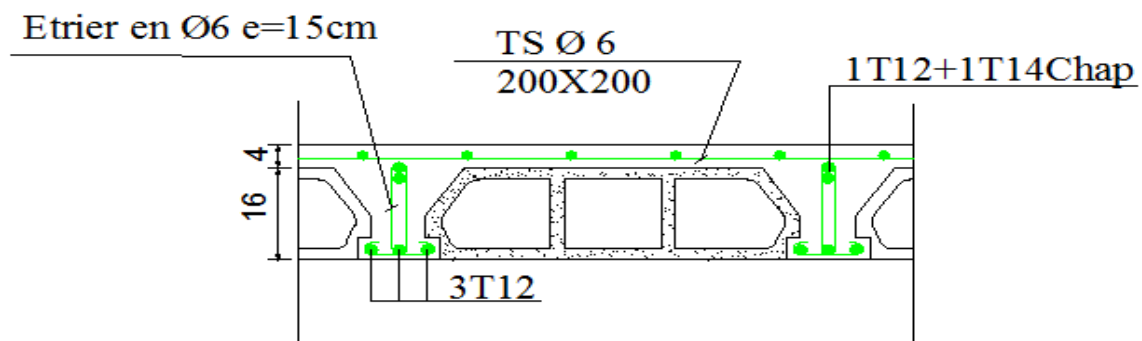


Figure III.18 : Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.

III.3. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont ($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

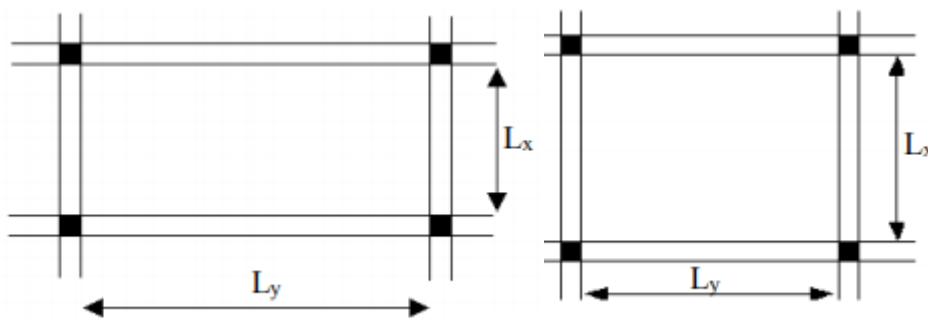


Figure III.19 : Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
 - ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m ;
 - ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS

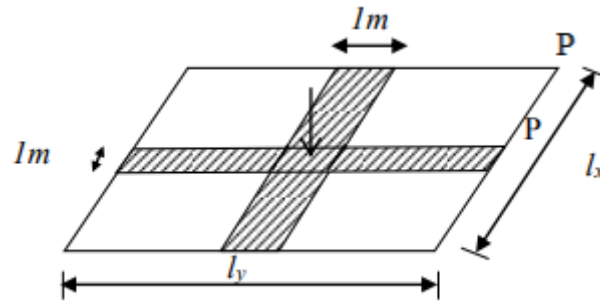


Figure III.20 : Hypothese de calcul.

➤ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

➤ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considéré comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C_x = a + \frac{\Phi}{2} \quad \Rightarrow \quad C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2} \quad \Rightarrow \quad C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

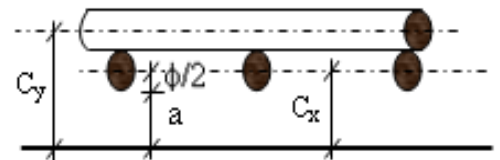


Figure III.21 : Enrobage.

➤ **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

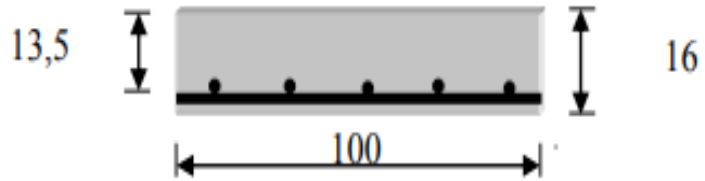


Figure III.22 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D’après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

Etat	Charges daN/m ²	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
ELU	G=660	qu = 1.35G + 1.5Q	1266 daN/m ²	1266 daN/m ²
ELS	Q= 250	qser = G + Q	910 daN/m ²	910 daN/m ²

Tableau III.13 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Etat limite ultime : } \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

$$\text{Etat limite de service : } \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; v\right)$$

$$\text{et Coefficient de poisson : } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU]} ; \\ v = 0,2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS]}. \end{cases}$$

➤ *Mode d'encastrement :*

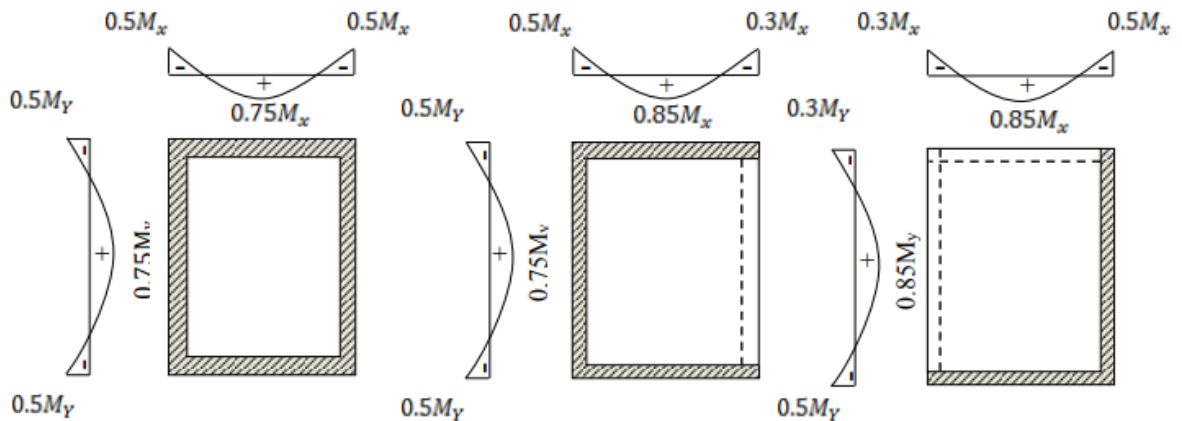


Figure III.23 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

Type 1 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés :

$L_x = 4,10$ cm.

$L_y = 5,16$ cm.

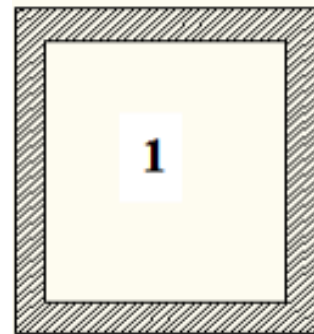


Figure III.24 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

➤ *Calcul des sollicitations :*

$G = 660$ daN/m².

$Q = 250$ daN/m².

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{5,16} = 0,79 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille suivant deux sens.}$$

E.L.U:

$q_u = 1266$ daN/m

$\mu_x = 0,0576$.

$\mu_y = 0,5770$.

E.L.S:

$q_{ser} = 910$ daN/m

$\mu_x = 0,0642$.

$\mu_y = 0,6960$

En sens y-y :

M0	ELU	$M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 1266 \times 0,0576 \times 4,10^2 = 1225,81 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 = 910 \times 0,042 \times 4,10^2 = 982,07 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_x^u = 919,36 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_x^s = 736,55 \text{ daN/m}$
En appuis :	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 612,91 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_x^s = 491,04 \text{ daN/m}$
	ELU(Droite)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 612,91 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5 M_x^s = 491,04 \text{ daN/m}$

En sens x-x :

M0	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x = 1225,81 \times 0,577 \times x = 707,30 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_y^s = \mu_y \times M_{ser} = 0,6960 \times 982,07 = 683,52 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_y^u = 530,48 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_y^s = 512,64 \text{ daN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 353,65 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 341,76 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 353,65 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5 M_y^s = 341,76 \text{ daN/m}$

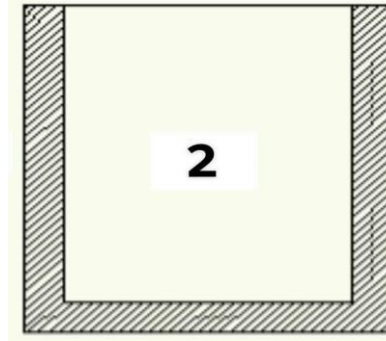
Sens	ELU		ELS	
	M _{appuis} daN/m	M _{travée} daN/m	M _{appuis} daN/m	M _{travée} daN/m
x-x	353,65	530,47	341,76	512,64
y-y	612,91	919,36	491,04	736,55

Tableau III.14 : Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01.

Type 2 : Panneau de rive appuyé sur 3 cotés :

$L_x = 3,64 \text{ m}$.

$L_y = 5,16 \text{ m}$.



➤ Calcul des sollicitations :

$G = 660 \text{ daN/m}^2$, $Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

Figure III.25: Panneau de rive appuyé sur 3 cotés.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,64}{5,16} = 0,71 \rightarrow$ Donc la dalle travaille suivant deux sens.

E.L.U:

$q_u = 1266 \text{ daN/m}$

$\mu_x = 0,0670$.

$\mu_y = 0,4500$.

E.L.S:

$q_{ser} = 910 \text{ daN/m}$

$\mu_x = 0,0731$

$\mu_y = 0,5960$

En sens y-y :

M0	ELU	$M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1266 \times 0,0670 \times 3,64^2 = 1123,86 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 910 \times 0,0731 \times 3,64^2 = 881,38 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,85 M_x^u = 955,28 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,85 M_x^s = 749,17 \text{ daN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 561,93 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_x^s = 440,69 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,3 M_x^u = 337,16 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,3 M_x^s = 264,42 \text{ daN/m}$

En sens x-x :

M0	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0,45 \times 1123,86 = 505,74 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0,596 \times 881,38 = 525,30 \text{ daN/m}$
En travée :	ELU	$M_t^u = 0,75 M_y^u = 379,30 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_y^s = 393,98 \text{ daN/m}$
En appuis :	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 252,87 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 262,65 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 252,87 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 262,65 \text{ daN/m}$

Sens	ELU		ELS	
	M_{appui} daN/m	$M_{\text{travée}}$ daN/m	M_{appui} daN/m	$M_{\text{travée}}$ daN/m
x-x	252,87	379,30	262,65	393,98
y-y	561,93	955,28	440,69	749,17

Tableau III.15 : Récapitulatif des sollicitations maximales du type 02.

Type 3 : Panneau de rive appuyé sur 2 cotés :

$L_x = 3,00 \text{ cm}$. $L_y = 3,64 \text{ cm}$.

➤ *Calcul des sollicitations :*

$G = 660 \text{ daN/m}^2$. $Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

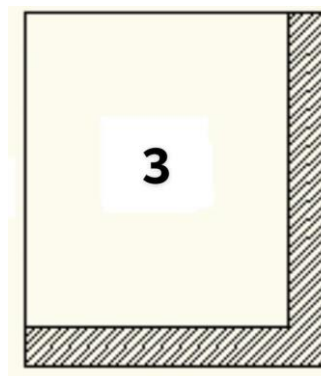


Figure III.26: Panneau de rive appuyé sur 2 cotés.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,00}{3,64} = 0,82 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille suivant deux sens.}$$

E.L.U:

$$q_u = 1266 \text{ daN/m}$$

$$\mu_x = 0,0542$$

$$\mu_y = 0,6310$$

E.L.S:

$$q_{ser} = 910 \text{ daN/m}$$

$$\mu_x = 0,0610$$

$$\mu_y = 0,7370$$

En sens x-x :

M0	ELU	$M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1266 \times 0,0542 \times 3^2 = 617,55 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_x^u = \mu_x \times \overline{q_{ser}} \times l_x^2 = 910 \times 0,0610 \times 3^2 = 499,59 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,85 M_x^u = 524,92 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,85 M_x^s = 424,65 \text{ daN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 308,78 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_x^s = 249,80 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,3 M_x^u = 185,27 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,3 M_x^s = 149,88 \text{ daN/m}$

En sens y-y :

M0	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0,737 \times 617,55 = 389,68 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_y^u = \mu_y \times M_x^s = 0,631 \times 499,59 = 368,20 \text{ daN/m}$
En travée :	ELU	$M_t^u = 0,85 M_y^u = 331,23 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,85 M_y^s = 312,97 \text{ daN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 194,84 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 184,10 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,3 M_y^u = 116,90 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,3 M_y^s = 110,46 \text{ daN/m}$

Sens	ELU		ELS	
	M _{appui} daN/m	M _{travée} daN/m	M _{appui} daN/m	M _{travée} daN/m
x-x	308,78	524,92	249,80	424,65
y-y	194,84	331,23	184,10	312,97

Tableau III.16 : Récapitulatif des sollicitations maximales du type 03.

➤ Calcul des moments fléchissants :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Type 1 :4 appuis

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (daN.m)	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (daN.m)
	l (m)						Mag (daN.m)	Mad (daN.m)				Mag (daN.m)	Mad (daN.m)	
	lx	ly												
1	lx	2,90	Y	0,94	0,0419	446,11	223,06	223,06	334,58	0,0491	375,77	187,88	187,88	281,83
	ly	3,10	X				192,72	192,72				289,08	0,9060	
2	lx	2,90	Y	0,56	0,0855	910,32	455,16	455,16	682,74	0,0909	695,67	347,83	347,83	521,75
	ly	5,16	X				115,16	115,16				172,73	0,4310	
3	lx	2,70	X	0,93	0,0428	395,01	197,50	197,50	296,26	0,0500	331,70	165,85	165,85	248,77
	ly	2,90	Y				166,10	166,10				249,15	0,8910	
4	lx	2,90	Y	0,56	0,0855	910,32	455,16	455,16	682,74	0,0909	695,67	347,83	347,83	521,75
	ly	5,16	X				115,16	115,16				172,73	0,4310	
5	lx	2,90	Y	0,94	0,0419	446,11	223,06	223,06	334,58	0,0491	375,77	187,88	187,88	281,83
	ly	3,10	X				192,72	192,72				289,08	0,9060	
6	lx	4,10	Y	0,79	0,0576	1225,81	612,91	612,91	919,36	0,0642	982,07	491,04	491,04	736,56
	ly	5,16	X				353,65	353,65				530,47	0,6960	
7	lx	4,10	Y	0,79	0,0576	1225,81	612,91	612,91	919,36	0,0642	982,07	491,04	491,04	736,56
	ly	5,16	X				353,65	353,65				530,47	0,6960	

Tableau III.17 : Calculs des moments fléchissant pour le premier type (4 appuis).

Type 2 : 3 appuis

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	ELU					ELS				
					μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée
	Mag (daN.m)	Mad (daN.m)					Mt (daN.m)	Mag (daN.m)	Mad (daN.m)			Mt (daN.m)		
1	lx	2,80	X	0,77	0,0598	593,54	296,77	296,77	445,16	0,0663	473,01	236,51	236,51	354,76
	ly	3,64	Y		0,5420	321,70	160,85	96,51	273,44	0,6700	316,92	158,46	95,08	269,38
2	lx	3,10	X	0,85	0,0509	619,26	309,63	309,63	464,45	0,0579	506,34	253,17	253,17	379,76
	ly	3,64	Y		0,6850	424,19	212,10	127,26	360,57	0,7780	393,93	196,97	118,18	334,84
3	lx	3,64	Y	0,71	0,0670	1123,86	561,93	337,16	955,28	0,0731	881,38	440,69	264,41	749,17
	ly	5,16	X		0,4500	505,74	252,87	252,87	379,30	0,5960	525,30	262,65	262,65	393,98
4	lx	3,64	Y	0,71	0,0670	1123,86	561,93	337,16	955,28	0,0731	881,38	440,69	264,41	749,17
	ly	5,16	X		0,4500	505,74	252,87	252,87	379,30	0,5960	525,30	262,65	262,65	393,98
5	lx	3,10	X	0,85	0,0509	619,26	309,63	309,63	464,45	0,0579	506,34	253,17	253,17	379,76
	ly	3,64	Y		0,6850	424,19	212,10	127,26	360,57	0,7780	393,93	196,97	118,18	334,84
6	lx	2,80	X	0,77	0,0598	593,54	296,77	296,77	445,16	0,0663	473,01	236,51	236,51	354,76
	ly	3,64	Y		0,5420	321,70	160,85	96,51	273,44	0,6700	316,92	158,46	95,08	269,38
7	lx	2,80	X	0,97	0,0393	390,07	195,03	195,03	292,55	0,0467	333,18	166,59	166,59	249,88
	ly	2,90	Y		0,9340	364,33	182,16	109,30	309,68	0,9540	317,85	158,93	95,36	270,17
8	lx	2,80	X	0,97	0,0393	390,07	195,03	195,03	292,55	0,0467	333,18	166,59	166,59	249,88
	ly	2,90	Y		0,9340	364,33	182,16	109,30	309,68	0,9540	317,85	158,93	95,36	270,17
9	lx	2,70	X	0,66	0,0733	676,50	338,25	338,25	507,37	0,0789	523,41	261,71	261,71	392,56
	ly	4,10	Y		0,3820	258,42	129,21	77,53	219,66	0,5410	283,17	141,58	84,95	240,69
10	lx	3,10	X	0,76	0,0610	742,14	371,07	222,64	630,82	0,0674	589,42	294,71	176,83	501,01
	ly	4,10	Y		0,5250	389,62	194,81	194,81	292,22	0,6570	387,25	193,62	193,62	290,44
11	lx	3,10	X	0,76	0,0610	742,14	371,07	222,64	630,82	0,0674	589,42	294,71	176,83	501,01
	ly	4,10	Y		0,5250	389,62	194,81	194,81	292,22	0,6570	387,25	193,62	193,62	290,44

Tableau III.18 : Calculs des moments fléchissant pour le deuxième type (3 appuis).

Type 3 : 2 appuis

Panneaux	Longueur		Rapport	ELU					ELS				
				M	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée
	I (m)	lx/ly	Mag (daN.m)			Mad (daN.m)	Mt (daN.m)	Mag (daN.m)			Mad (daN.m)	Mt (daN.m)	
1	lx	3,00	0,82	0,0542	617,55	185,27	308,78	524,92	0,0610	499,59	149,88	249,80	424,65
	ly	3,64		0,6310	389,68	194,84	116,90	331,23	0,7370	368,20	184,10	110,46	312,97
2	lx	3,00	0,82	0,0542	617,55	308,78	185,27	524,92	0,0610	499,59	249,80	149,88	424,65
	ly	3,64		0,6310	389,68	116,90	194,84	331,23	0,7370	368,20	110,46	184,10	312,97
3	lx	2,90	0,97	0,0393	418,43	125,53	209,21	355,67	0,0467	357,40	107,22	178,70	303,79
	ly	3,00		0,9340	390,81	195,41	117,24	332,19	0,9540	340,96	170,48	102,29	289,82
4	lx	2,90	0,97	0,0393	418,43	209,21	125,53	355,67	0,0467	357,40	178,70	107,22	303,79
	ly	3,00		0,9340	390,81	117,24	195,41	332,19	0,9540	340,96	102,29	170,48	289,82
5	lx	3,10	1,00	0,0368	447,72	134,32	223,86	380,56	0,0442	386,53	115,96	193,27	328,55
	ly	3,10		1,0000	447,72	223,86	134,32	380,56	1,0000	386,53	193,27	115,96	328,55
6	lx	3,10	1,00	0,0368	447,72	223,86	134,32	380,56	0,0442	386,53	193,27	115,96	328,55
	ly	3,10		1,0000	447,72	134,32	223,86	380,56	1,0000	386,53	115,96	193,27	328,55
7	lx	3,60	0,86	0,0498	817,09	408,54	245,13	694,52	0,0569	671,06	335,53	201,32	570,40
	ly	3,10		0,6930	566,24	169,87	283,12	481,30	0,7910	530,81	159,24	265,40	451,18
8	lx	3,60	0,86	0,0498	817,09	245,13	408,54	694,52	0,0569	671,06	201,32	335,53	570,40
	ly	3,10		0,6930	566,24	283,12	169,87	481,30	0,7910	530,81	265,40	159,24	451,18

Tableau III.19 : Calculs des moments fléchissant pour le troisième type (2 appuis).

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage de la dalle pleine, on prend le cas le plus défavorable. C'est-à-dire le plus grand panneau des 3 types suivant.

Plancher	Sens	Appuyé sur	ELU ($v = 0$)		ELS ($v = 0,2$)	
			M_{appuis} [daN.m]	$M_{\text{travées}}$ [daN.m]	M_{appuis} [daN.m]	$M_{\text{travées}}$ [daN.m]
RDC parking	X-X	4 Appuis	353,65	530,47	341,76	512,64
	Y-Y	4 Appuis	612,91	955,28	491,04	749,17

Tableau III.20 : Récapitulatif des sollicitations maximales.

III.3.3. Calcul du ferrailage :

Sens x-x :

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 530,47 \text{ daN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5304,7}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,018$$

$\mu = 0,018 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0227$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5304,7}{348 \times 0,991 \times 14,5} = 1,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1] :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{tx \min} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{tx} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max (1,75; 1,06) = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3h_d; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

➤ **Choix des Armatures :**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^s = 512,64 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5304,7}{5126,4} = 1,03$$

$$\frac{1,03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 > \alpha = 0,0227 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ap} = 353,65 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3536,5}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,0119$$

$\mu = 0,0119 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3536,5}{348 \times 0,994 \times 14,5} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{ap \min} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0,70; 1,75) = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

➤ **Choix des Armatures :**

4T10/ml $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow (T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ap}^s = 341,76 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{3536,5}{3417,6} = 1,03$$

$$\frac{1,03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 > \alpha = 0,015$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

Sens Y-Y :

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 955,28 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{9552,8}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0370$$

$\mu = 0,0370 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{9552,8}{348 \times 0,981 \times 13,5} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1] :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{fy \min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{ty} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(2,07 ; 1,63) = 1,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = \min(4 \times 16 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^s = 749,17 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{9552,8}{7491,7} = 1,28$$

$$\frac{1,28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 > \alpha = 0,047$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 612,91 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6129,1}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6129,1}{348 \times 0,988 \times 13,5} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1] :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{ay_{\min}} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ay} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max (1,32; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (4h_d; 40\text{cm}) = \min (4 \times 16 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^s = 491,04 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{6129,1}{4910,4} = 1,25$$

$$\frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 > \alpha = 0,03$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **Détermination de l'effort tranchant :** $T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \\ T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{array} \right\} T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{1266 \times 4,10}{2} \cdot \frac{5,16^4}{5,16^4 + 4,10^4} = 1855,64 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{1266 \times 5,16}{2} \cdot \frac{4,10^4}{4,10^4 + 5,16^4} = 930,89 \text{ daN}$$

Donc : $T_{U \max} = 1855,64 \text{ daN/ml}$

➤ **Calcul de τ_u :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{1855,64}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

III.3.5. Vérification de la flèche :

(Pour le panneau le plus défavorable)

- **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

$$- \frac{h}{Lx} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x}$$

$$- \rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (fe en MPa)}$$

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{16}{410} = 0,04 > \frac{982,07}{20 \times 736,55} = 0,067 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

→ le calcul de la flèche est nécessaire :

- **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_i (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

- **Calcul des charges :**

G : charge permanente apres la mise en place des cloisons.

$$G = 660 \times 1,00 = 660 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = (g - 100) \times 1,00 = 560 \text{ daN/ml}$$

P : charge total ($G+Q$).

$$P = (660 + 250) \times 1,00 = 910 \text{ daN/m}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_t^{ser_g} = 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times g \times lx^2 = 0,75 \times 660 \times 4,10^2 \times 0,0642 = 634,20 \text{ daN.m}$$

$$M_t^{ser_j} = 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times j \times lx^2 = 0,75 \times 560 \times 4,10^2 \times 0,0642 = 453,26 \text{ daN.m}$$

$$M_t^{ser_p} = 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times p \times lx^2 = 0,75 \times 910 \times 4,10^2 \times 0,0642 = 736,56 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie (I_0) :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

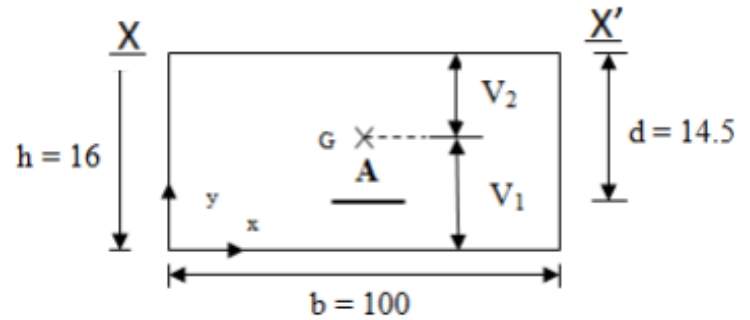
$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3,14 \times 14,5}{100 \times 16 + 15 \times 3,14} = 8,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,19 = 7,81 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + n \cdot A (V_2 - Cx)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 8,19^3}{3} + \frac{100 \cdot 7,81^3}{3} + 15 \cdot 3,14 (7,81 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36066,43 \text{ cm}^4$$



➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M^{SER}_I}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,14}{100 \cdot 14,5} = 0,217 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6342}{3,14 \cdot 0,925 \cdot 14,5} = 150,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4532,6}{3,14 \cdot 0,925 \cdot 14,5} = 107,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_s^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7365,6}{3,14 \cdot 0,925 \cdot 14,5} = 174,89 \text{ MPa}$$

➤ *Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :*

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00217 \cdot 150,59 + 2,1} = -0,079$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00217 \cdot 107,62 + 2,1} = -0,211$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00217 \cdot 174,89 + 2,1} = -0,016$$

➤ *Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :*

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{5 \cdot 0,00217} = 9,68$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9,68 = 3,87$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 36066,46}{1 + 3,87 \times (-0,079)} = 57143,63 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 36066,46}{1 + 9,68 \cdot (-0,079)} = 168620,82 \text{cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 36066,46}{1 + 9,68 \cdot (-0,211)} = -38056,47 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 36066,46}{1 + 9,68 \cdot (-0,016)} = 46943,75 \text{cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{6342 \times 410^2}{10 \times 10818,86 \times 57143,63} = 0,17cm$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{6342 \times 410^2}{10 \times 32164,19 \times 168620,82} = 0,02cm$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = \frac{4532,6 \times 410^2}{10 \times 32164,19 \times (-38056,47)} = -0,06cm$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{7365,6 \times 410^2}{10 \times 32164,19 \times 46943,75} = 0,08cm$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,17 - (-0,06)) + (0,08 - 0,02) = 0,29cm$$

➤ **La flèche admissible :**

$$4,10m < 5,00m$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} cm = 0,82cm$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \Rightarrow 0,29cm < 0,82cm \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.3.6. Dessin de ferrailage :

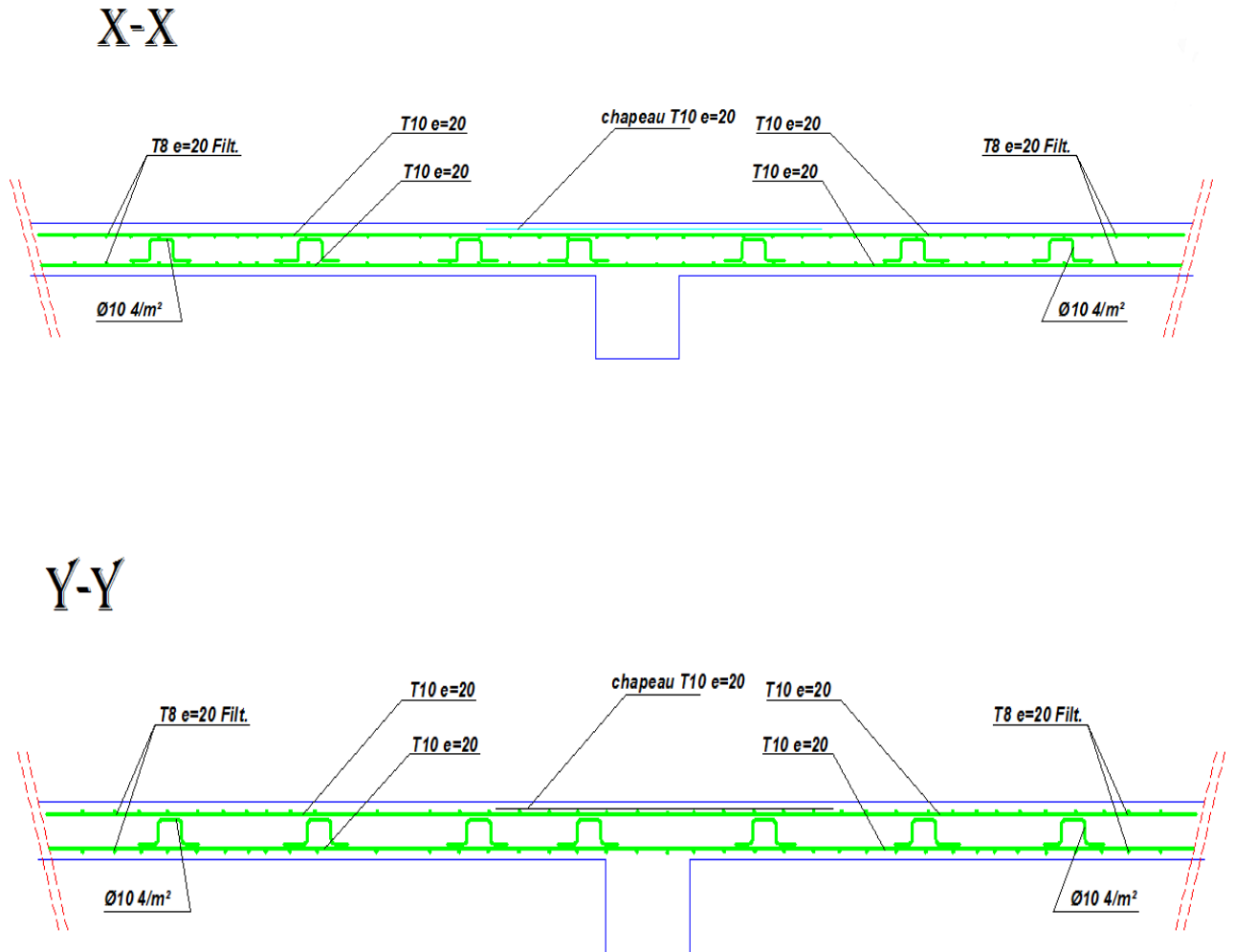


Figure III.27: Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

IV.1. Introduction

La construction quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement ;

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère et balcon) dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant le règlement parasismique Algérien RPA99

IV.2. Acrotère

L'acrotère est un élément structural assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre « W_p » et une surcharge « F_p » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferrailage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

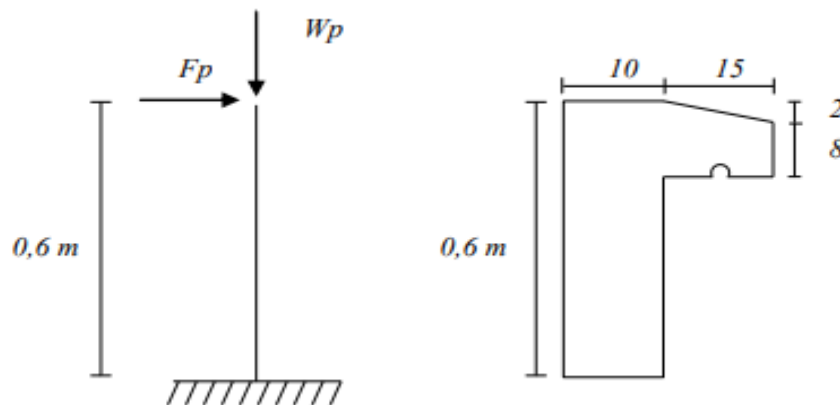


Figure IV.1 : Dimensions de l'acrotère et schéma statique.

IV.2.1. Détermination des sollicitations :

a) *Surface de l'acrotère :*

$$S = \frac{0,02 \times 0,15}{2} + (0,08 \times 0,15) + (0,1 \times 0,6) \rightarrow S = 0,0735 \text{ m}^2$$

Selon le RPA99/version 2003 :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone ;
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;
 Elément en console $\longrightarrow C_p = 0,8$
- W_p : Poids de l'élément considéré et
- F_p : Force statique équivalente horizontale.

- * L'ouvrage est implanté à Mostaganem \longrightarrow Zone **IIa**
 - * Ouvrage courant ou à moyenne importance \longrightarrow Groupe 2
- } Donc : A = 0,15

b) *Le poids propre de l'élément W_p :*

$$W_p = V\rho$$

$$W_p = 2500 \cdot 0,0735 = 183,75 \text{ daN}$$

Donc : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 183,75 = 88,2 \text{ daN}$
 $\Rightarrow M = F_p \cdot H = 88,2 \cdot 0,6 = 52,92 \text{ daN.m}$

IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 52,92 = 79,38 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 183,75 = 248,06 \text{ daN}$$

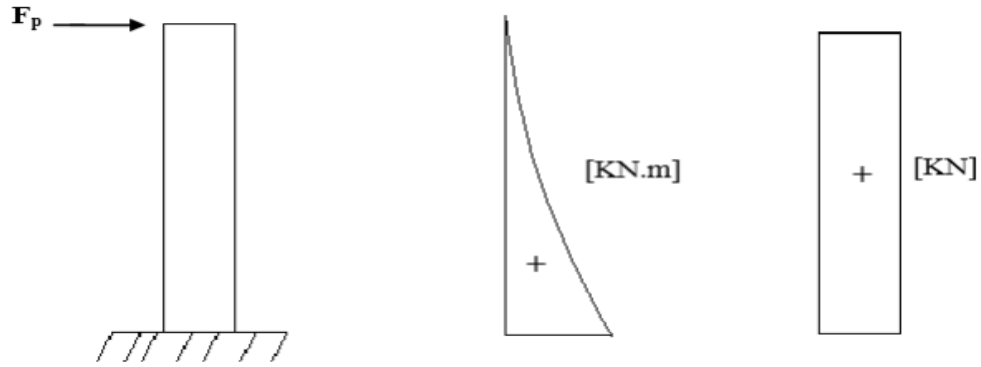


Figure IV.2 : Diagrammes du moment fléchissant et effort normal.

IV.2.3. Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1 metre.

➤ *Position du point de l'application de l'effort normal :*

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32m$$

$$e_0 = 0,32 m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m$$

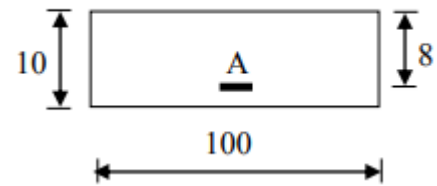
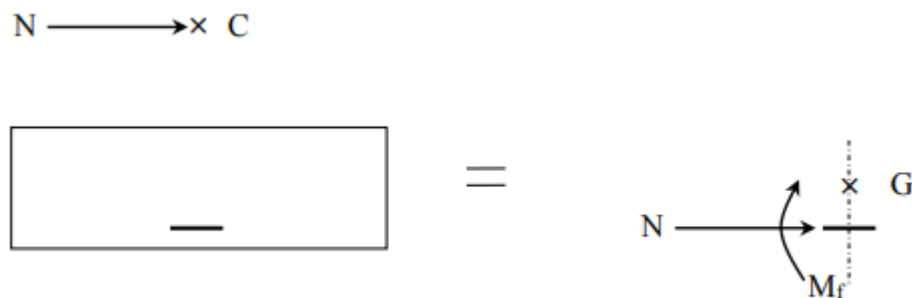


Figure IV. 3: Section de calcul.

→ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section, qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u (e_0 + \frac{h}{2} - c') = 248,06 \times (0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 86,821 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{868,21}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,00957$$

$$\mu = 0,00957 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_i \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_f^u = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868,21}{348 \cdot 0,995 \cdot 8} = 0,31 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_u = A_f^u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \cdot 348} = 0,24 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A' = 0$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité [BAEL.91]) :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton. - Pourcentage de 0,25 % de la section de béton. [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25 \% \cdot S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_u = \max(A_u, A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_u}{4} \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8/ \text{ ml} \longrightarrow A = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = F_p = 88,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{882}{100 \times 8 \times 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 3\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < 2,5\text{MPa} \quad \left. \vphantom{\tau_u} \right\} \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ser} = F_p \times L = 88,2 \times 0,6 = 52,92 \text{ daN.m}$$

$$N_{ser} = W_p = 183,75 \text{ daN}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

IV.2.4. Détermination des contraintes :

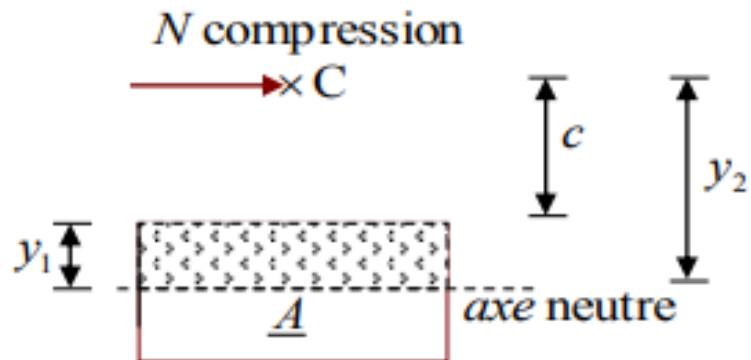


Figure IV.4 : Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée et

y₂ : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_2 = y_1 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

➤ **Calcul des contraintes :**

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \rightarrow c = -24\text{ cm}$$

$$P = -3(-24)^2 + \frac{90(3,93)}{100}(9 + 24)$$

$$P = -1611,28\text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-24)^3 - \frac{90(3,93)}{100}(9 + 24)^2$$

$$q = 23796,21\text{ N/mm}^2$$

A' : armatures comprimées = 0

A : armature tendue 2

y₂ est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1611,28 y_2 + 23796,21 = 0$

Dont la résolution est comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3 = (23796,21)^2 - \frac{4}{27} \times (-1611,28)^3 = -53490025 < 0 \\ \Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026,11}{2 \times (-1614,82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614,82}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614,82}{3}} = 46,40 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{21} = a \cos (\varphi/3) = 46,4 \times \cos (54,58) = 26,89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -46,19 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 19,30 \text{ cm} \\ y_2 = \max (y_{21} ; y_{22} ; y_{23}) = 26,89 \text{ cm} \end{array} \right.$$

0 < y₁ = y₂ + c = 2,89 < 10.....condition vérifiée

D'où : y₁ = 2,89 cm

➤ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot (y_1)^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \cdot 116,37} = 0,158$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,158 \times 2,89 = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,158 \times (8 - 2,89) = 12,11 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

Avec :

$$\text{FeE400 : } \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t \cdot 28} \right)$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements : BAEL91 (A.E.5.2).**

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1323}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \rightarrow \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

IV.2.5. Dessin de ferrailage :

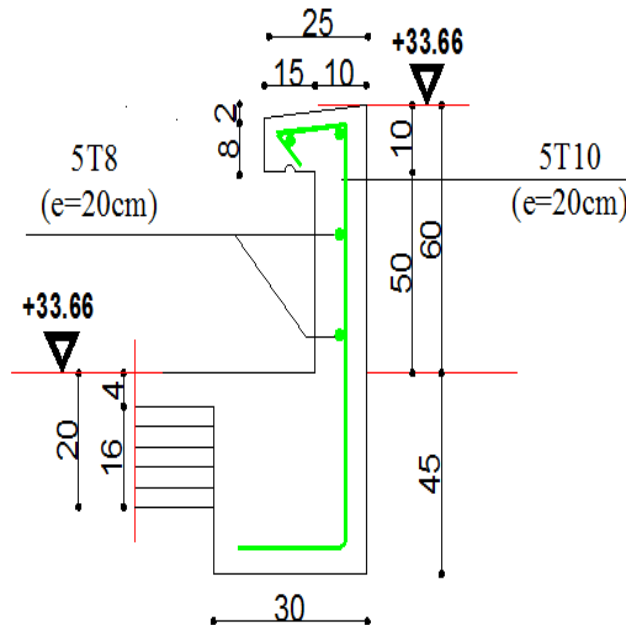


Figure IV.5 : ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Balcon

IV.3.1. Introduction :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «P».

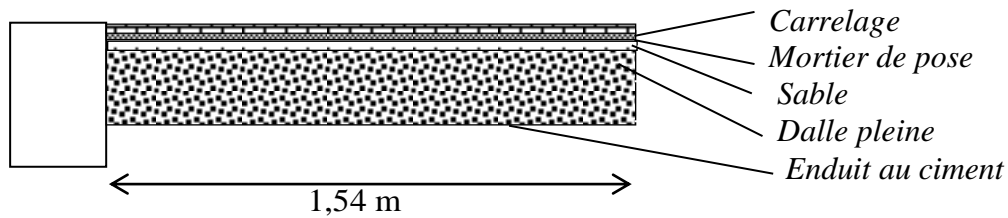


Figure IV.6 : coupe de balcon.

IV.3.2. Descente de charges du balcon :

L= 1.54 m, e = 16 cm

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Sable fin	0.02	18	0.36
4- Dalle Pleine	0.16	25	4.00
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40

Tableau IV.1 : Charges du plancher balcon.

- Charges permanentes $G_T=5.7 \text{ KN}/ m^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=3.5 \text{ KN}/ m^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_1 \times 1,00 = 5,7 \times 1,00 = 570 \text{ daN/ml}$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 144 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1,20\text{m} \Rightarrow P = 144 \cdot 1,20 = 172,8 \text{ daN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 350 \text{ daN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

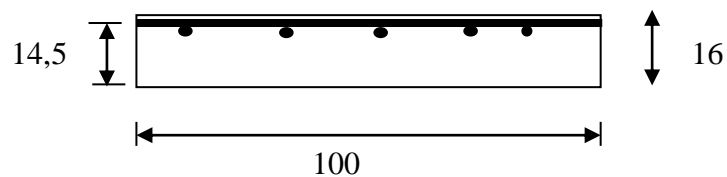


Figure IV.7 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Moment fléchissant :**

- Sens x-x

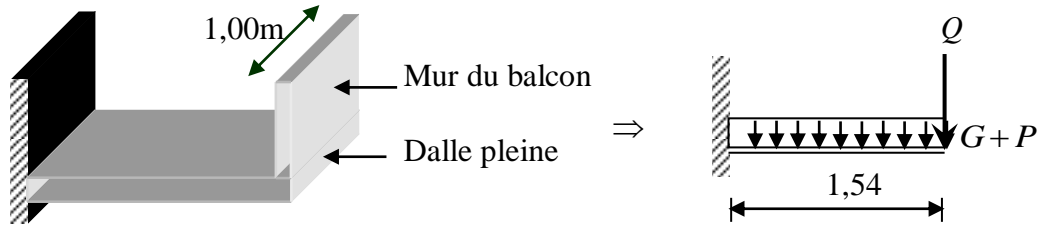


Figure IV.8 : Schéma statique du balcon.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -[1,35G + 1,5Q] \frac{l^2}{2} - 1,35P \cdot l \cdot 1,00 = -[1,35 \cdot 570 + 1,5 \cdot 350] \frac{1,54^2}{2} - 1,35 \cdot 172,8 \cdot 1,54 = -1894,27 \text{ daNm}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = -[G + Q] \frac{l^2}{2} - P \cdot l \cdot 1,00 = -[570 + 350] \frac{1,54^2}{2} - 172,8 \cdot 1,54 \cdot 1,00 = -1357,05 \text{ daN.m}$$

-1894,27 daN.m



Figure IV.9 : diagramme du moment fléchissant.

IV.3.3. Calcul du ferrailage :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -1894,27 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{18942,7}{14,17 \cdot 100 \cdot (14,5)^2} = 0,064$$

$$0,062 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,083$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,967$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_u^x = \frac{M_u^x}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{18942,7}{348 \cdot 0,967 \cdot 14,5} = 3,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$4T12/\text{ml} \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(e = 25 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = - 1357,05 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1894,27}{1357,05} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,080 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,88}{4} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T8/\text{ml} \longrightarrow A=1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{\max} = (1,35G+1,5Q). L + 1,35P$$

$$= (1,35 \times 570 + 1,5 \times 350) \times 1,54 + 1,35 \times 172,8$$

$$T_{\max} = 2226,81 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{2226,81}{(100 \times 14,5)100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

IV.3.4. Vérification de la fleche :

➤ **Condition de la fleche (B.7.5 BAEL 1) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la fleche est nécessaire :**

$$\frac{16}{154} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,10 > 0,05 \quad \text{CV}$$

$$\rho = \frac{3,88}{100 \times 14,5} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{CV}$$

➤ **conclusion :**

le calcul de la fleche n'est pas nécessaire.

Remarque :

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

IV.3.5. Le contre poids :

➤ *Calcul du contre poids*

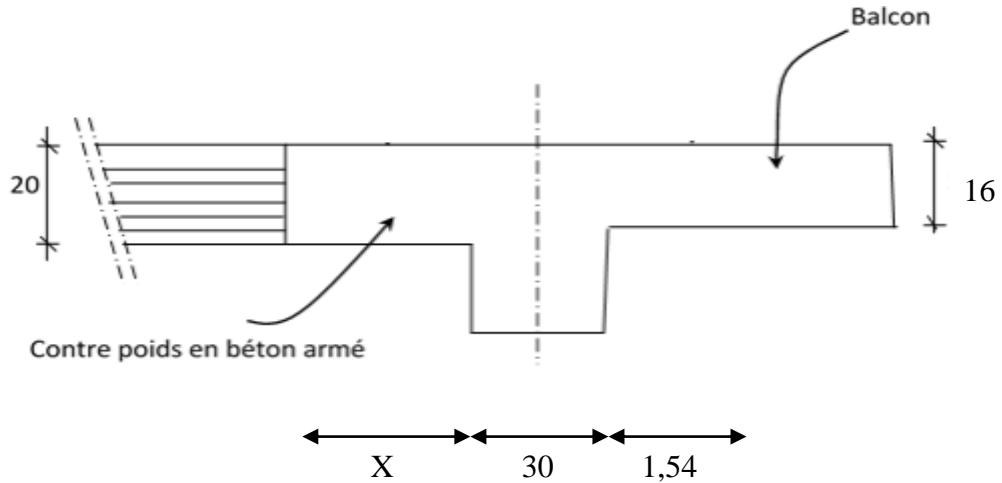


Figure IV.10 : Schéma du balcon avec un contre poids.

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}} \Rightarrow L \times l_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'où :

$$X = \frac{L \times l_1 \times e_{\text{balcon}}}{l \times e_{\text{plancher}}} = \frac{1,54 \times 1,00 \times 0,16}{1,00 \times 0,20} = 1,25 \text{ m}$$

IV.3.6. Dessin de ferailage :

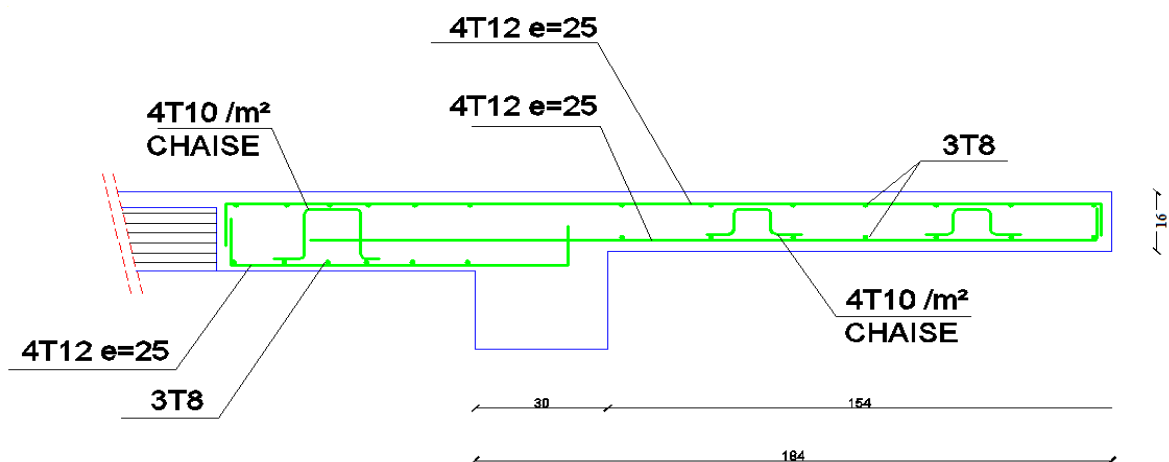


Figure IV.11 : Ferailage du balcon.

IV.4. Escaliers

IV.4.1. Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Les escaliers se composent de :

- ✓ Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- ✓ Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.
- ✓ Palier d'arrivée : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- ✓ Paillasse : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- ✓ La marche c'est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- ✓ Contre marche : La partie verticale d'une marche.
- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche.

Dans notre projet on a 1 seul type d'escaliers : escaliers à paillasse porteuse.

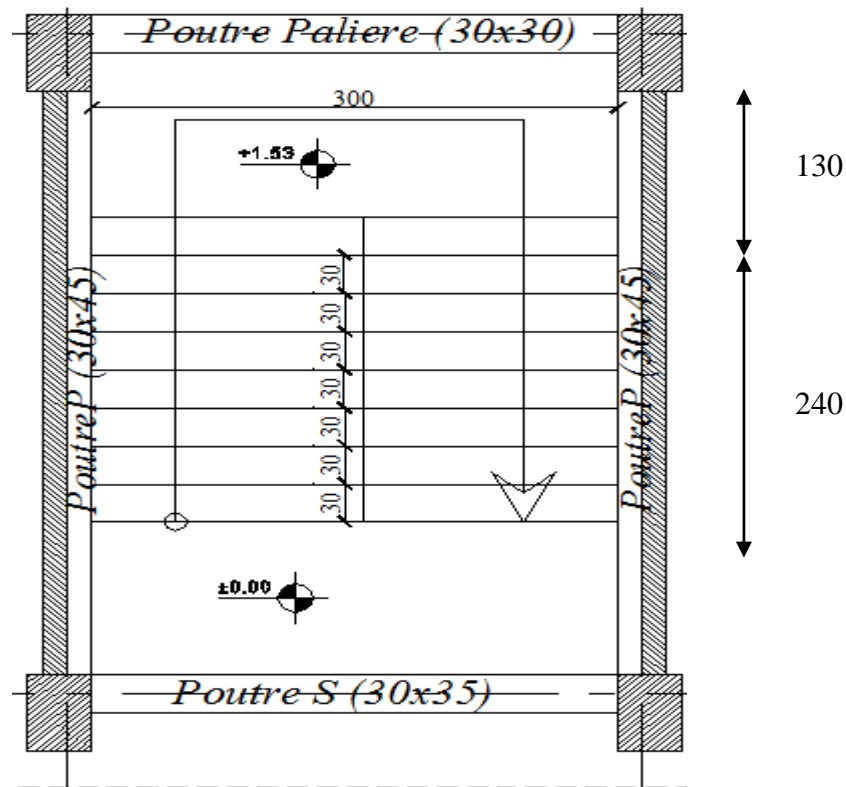


Figure IV.12 : cage d'escalier d'étage courant.

IV.4.2. Pré-dimensionnement :

❖ **Type 1 (escaliers des étages courants) :**

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de " BLONDEL "

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

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

$$g = \frac{L}{n-1} \dots\dots\dots (3)$$

$$h = \frac{H}{n} \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

he : la hauteur d'étage. (3,06 m)

h : la hauteur des contres marches.

g : giron (la largeur de la marche).

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$H = \frac{he}{2} = 153 \text{ cm};$$

$$L = 240 \text{ cm}.$$

En remplaçant (3) et (4) dans (2) on obtient :

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

$$\text{Et puis : } 64 n^2 - n (64 + L + 2H) + 2H = 0$$

$$\text{Donc l'équation devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Ceci implique :

$$\Delta = B^2 - 4AC = 610^2 - 4 \times 64 \times 306 = 293764$$

$$\sqrt{\Delta} = 542$$

$$n = \frac{610 + 542}{2 \times 64} = 9$$

Donc :

$$n = 9 \text{ (contre marches)}$$

$$n - 1 = 8 \text{ (marches)}$$

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

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

1. Inclinaison de la pailleasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

2. La longueur de la pailleasse :

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,53^2 + 2,4^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 2,85 + 1,30 = 4,15 \text{ m}$$

➤ *Epaisseur de la pailleasse :***Condition de résistance :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{415}{30} < e < \frac{415}{20} \Rightarrow 13,83 < e < 20,75 \text{ (cm)}$$

On prend : $e_p = 16 \text{ cm}$ (pailleasse et palier).

❖ *Type 2 (escaliers du sous-sol) :*

On prend $h = 17$ et $g = 30$

h_e : la hauteur d'étage. (2,80 m)

$$H = \frac{h_e}{2} = 140 \text{ cm};$$

Calcul du nombre de contre marche :

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow n = \frac{140}{17} = 8$$

$$n = 8 \text{ (contre marches)}$$

$$n-1 = 7 \text{ (marches)}$$

D'autre part $L = (n-1)g \Rightarrow L = (8-1) \times 30 = 210 \text{ cm}$.

1. L'inclinaison de la pailleasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

2. La longueur de la pailleasse :

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,4^2 + 2,1^2} = 2,52 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 2,52 + 1,30 = 3,82 \text{ m}$$

➤ *Epaisseur de la pailleasse (Pailleasse porteuse) :*

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{382}{30} < e < \frac{382}{20} \Rightarrow 12,73 < e < 19,1 (cm)$$

On prend : $e_p = 16$ cm (paillasse et palier)

IV.4.3. Descente de charges :

➤ **Paillasse :**

Désignation	ρ (daN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontale	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Paillasse en B.A	$2500 \times \frac{0,16}{\cos \alpha} =$		459,76
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha} = 18 \times \frac{1,5}{\cos 29,54^\circ}$		31,03
Marche	$2200 \times \frac{h}{2} = 2200 \times \frac{0,17}{2}$		187
G = 865,8 daN/m²			
Q = 250 daN/m²			

Tableau IV.2 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 865,8 + 1,5 \times 250 = 1543,83 \text{ daN/m}^2.$$

$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1543,83 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 865,8 + 250 = 1115,8 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 1115,8 \text{ daN /ml.}$$

➤ **Palier :**

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (m)	G (daN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Enduit de ciment	18	1,5	27
Poids propre du palier	2500	0,16	400
$G = 547 \text{ daN/m}^2$			
$Q = 250 \text{ daN/m}^2$			

Tableau IV.3 : Charges permanentes et surcharges du palier.

➤ *Combinaisons fondamentales :*

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 547 + 1,5 \times 250 = 1113,45 \text{ daN/m}^2.$$

$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1113,45 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 547 + 250 = 797 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 797 \text{ daN /ml.}$$

Type 1 :

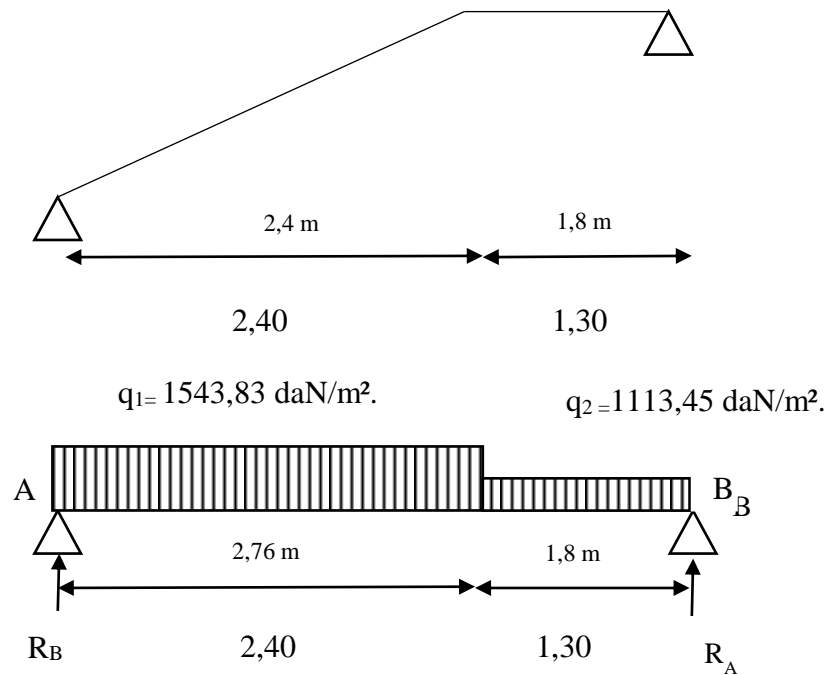


Figure IV.13 : Schémas statique d’un escalier à paillasse avec un palier de l’étage courant.

VI.4.4. Ferrailage des escaliers :

➤ Calcul des réactions :

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1 \times 2,40(2,40/2 + 1,30) + q_2 \frac{1,30^2}{2}}{3,70} = 2757,80 \text{ daN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_2 \times 1,30(1,30/2 + 2,40) + q_1 \frac{2,40^2}{2}}{3,70} = 2394,88 \text{ daN}$$

		R_A (daN)	R_B (daN)	Vérification
Formule		$\sum M_B = 0$	$\sum M_A = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	2757,80	2394,88	<i>Condition vérifiée</i>
	ELS	1991,42	1722,6	<i>Condition vérifiée</i>

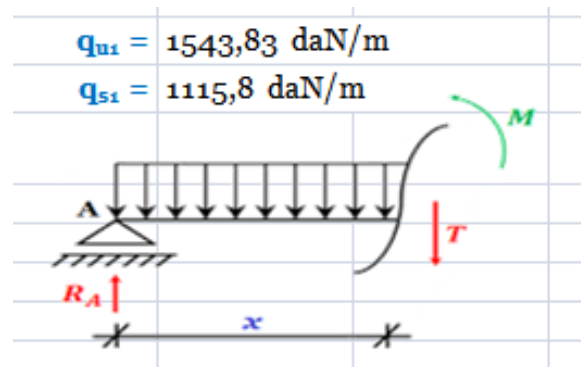
Tableau IV.4 : Tableau des réactions à l’ELU et l’ELS.

Vérification :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2757,80 + 2394,88 - q_1 \times 2,40 - q_2 \times 1,30 = 0 \text{ (vérifié)}$$

➤ Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant :

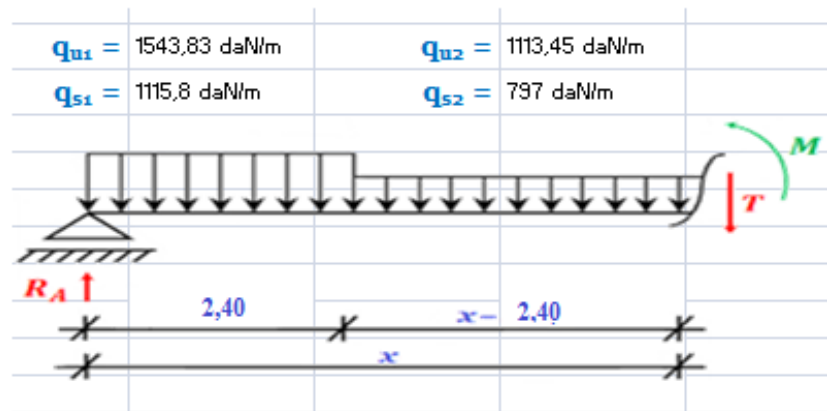
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,40$



	Formule		Valeur	
			Pour x = 0	Pour x = 2,40 m
M (x) [daN.m]	$R_A x - (q_1 \times \frac{x^2}{2})$	ELU	0	2172,49
		ELS	0	1565,90
T (x) [daN]	$R_A - (q_1 \times x)$	ELU	2757,80	-947,39
		ELS	1991,42	-686,50

Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.

Section 2-2 : $2,40 \leq x \leq 3,7$



	Formule	Valeur	
		Pour x = 2,40 m	Pour x = 3,7m
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - 2,40(x-2,40/2) q_{u1} - \frac{(x-2,40)^2}{2} q_{u2}$	2172,49
	ELS		1565,90
T (x) [daN]	ELU	$R_A - 2,40 q_{u1} - (x - 2,40) q_{u2}$	- 947,39
	ELS		- 686,50

Tableau IV.6 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.

➤ Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_1 \times \frac{x^2}{2})$$

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_u \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m}$$

$$M(1,79) = 2757,80 \times 1,79 - 1543,83 \times \frac{1,79^2}{2} = 2463,18 \text{ daN.m}$$

	x_m [m]		M_{max} [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
	Formule	Valeur			
ELU	$T(x_m)=0$	1.79	2463,18	1970,54	-492,64
ELS		1.79	1777,09	1421,67	-355,42

Tableau IV.7 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

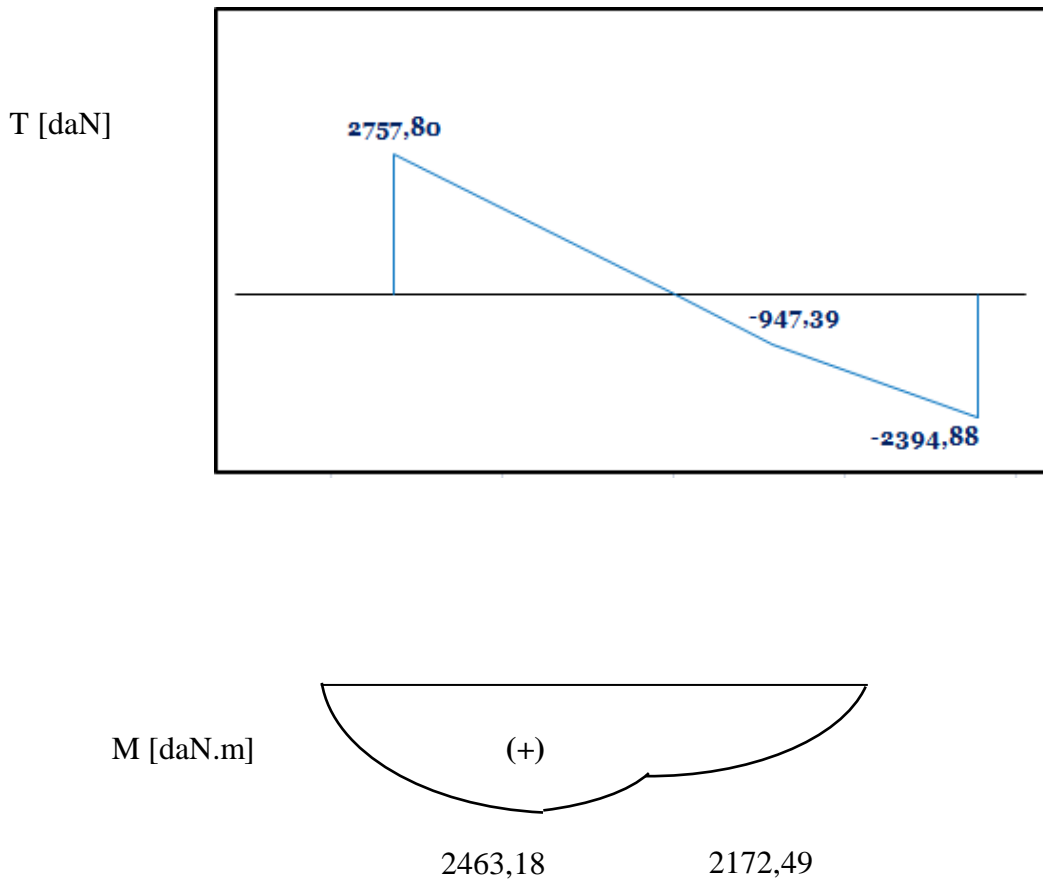


Figure IV.14 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

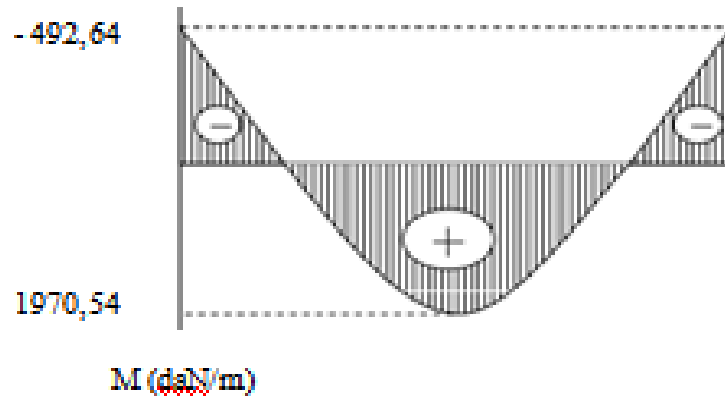


Figure IV.15 : Diagramme des moments en appuis et travées.

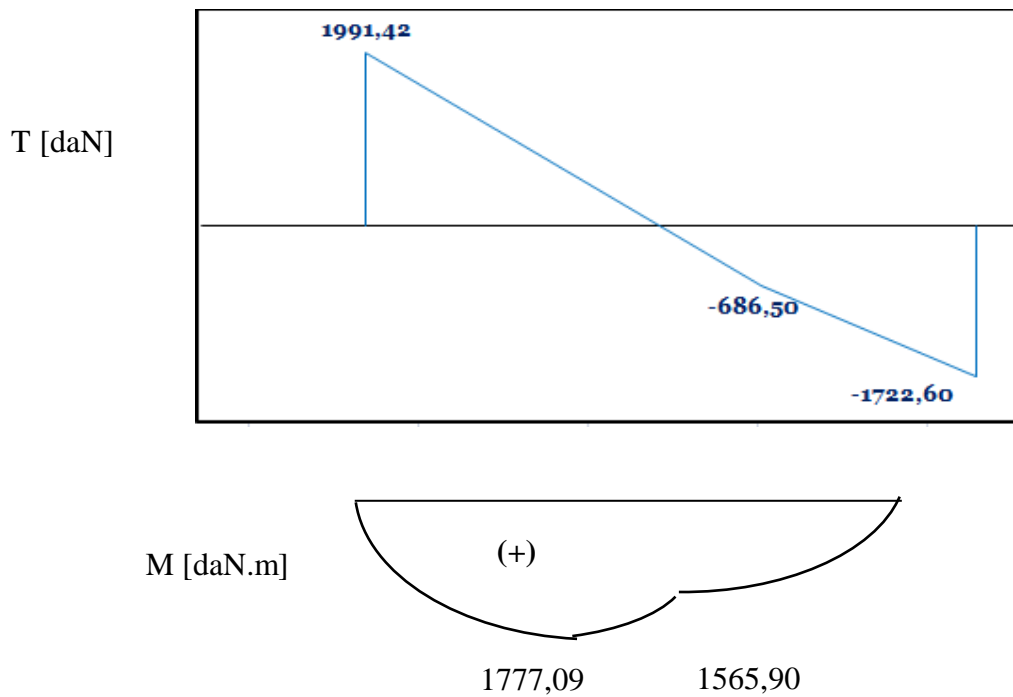


Figure IV.16 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

➤ **Calcul des armatures :**

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 1970,54 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19705,4}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19705,4}{348 \times 0,964 \times 14} = 4,20 \text{ cm}^2$$

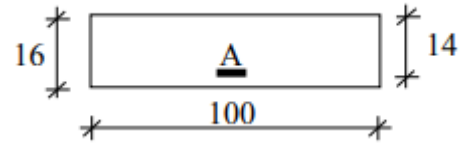


Figure IV. 17 : Section de calcul.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 4,20 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$6T12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

(T12 e = 20 cm).

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 1421,67 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \checkmark \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{19705,4}{14216,7} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,09 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

4T8 → A = 2,01 cm²/ml

B. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -492,64 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4926,4}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4926,4}{348 \times 0,992 \times 14} = 1,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,69 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :** 4T12 → A = 4,52 cm²/ml

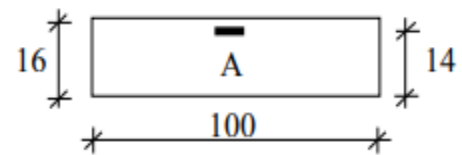


Figure IV.18 : Section de calcul.

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -355,42 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \overline{\alpha} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{4926,4}{3554,2} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,021 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 27,578 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{27578}{100 \cdot 14 \cdot 100} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Type 2 :

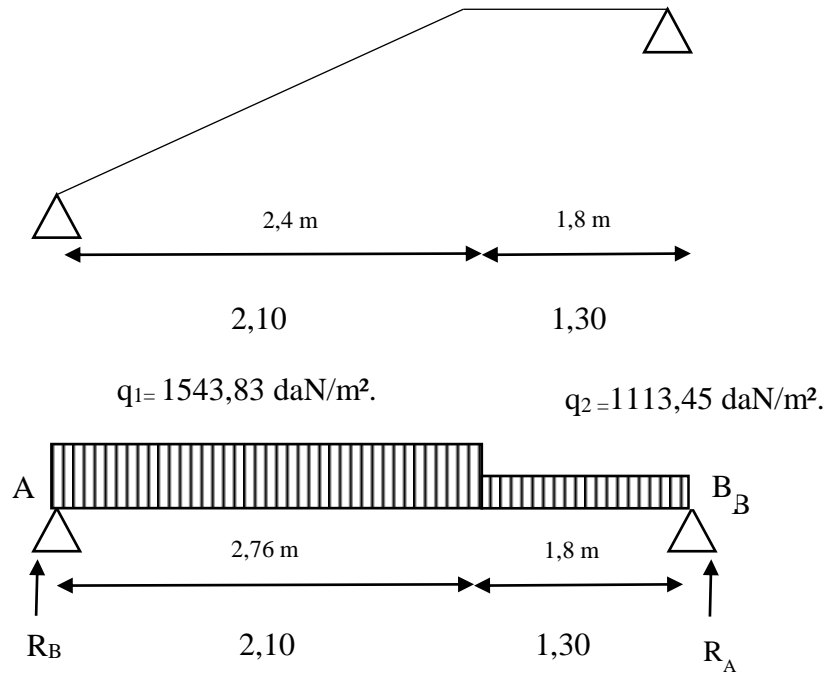


Figure IV.19 : Schémas statique de l'escalier du sous-sol.

➤ Calcul des réactions :

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1 \times 2,10(2,10/2 + 1,30) + q_2 \frac{1,30^2}{2}}{3,40} = 2517,55 \text{ daN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_2 \cdot 1,30(1,30/2 + 2,10) + q_1 \frac{2,10^2}{2}}{3,40} = 2171,98 \text{ daN}$$

		R_A (daN)	R_B (daN)	Vérification
Formule		$\sum M_B = 0$	$\sum M_A = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	2517,55	2171,98	<i>Condition vérifiée</i>
	ELS	1817,63	1561,65	<i>Condition vérifiée</i>

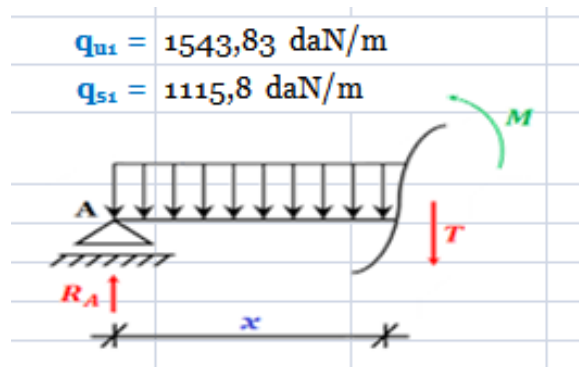
Tableau IV. 8 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

Vérification :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2517,55 + 2171,98 - q_1 \times 2,10 - q_2 \times 1,30 = 0 \text{ (vérifié)}$$

➤ Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant :

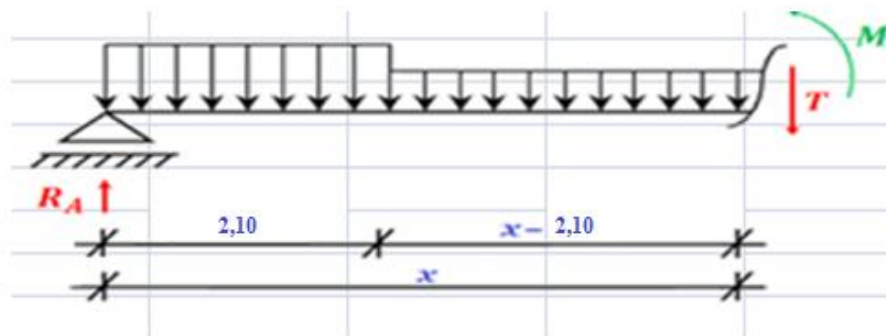
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,10$



	Formule		Valeur	
			Pour $x = 0$	Pour $x = 2,10$ m
M (x) [daN.m]	$R_A x - (q_1 \times \frac{x^2}{2})$	ELU	0	1882,71
		ELS	0	1356,68
T (x) [daN]	$R_A - (q_1 \times x)$	ELU	2517,55	-724,49
		ELS	1817,63	-525,55

Tableau IV.9 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.

Section 2-2 : $2,10 \leq x \leq 3,40$



	Formule	Valeur		
		Pour $x = 2,10$ m	Pour $x = 3,40$ m	
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - 2,10(x-2,10/2) q_{u1} - \frac{(x-2,10)^2}{2} q_{u2}$	1882,71	0
	ELS		1356,68	0
T (x) [daN]	ELU	$R_A - 2,10q_{u1} - (x-2,10) q_{u2}$	-724,49	-2171,98
	ELS		-525,55	-1561,65

Tableau IV.10 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.

➤ Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M(x) = R_A \cdot x - \left(q_l \times \frac{x^2}{2} \right)$$

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_{u\ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,63 \text{ m}$$

$$M(1,63) = 2517,55 \times 1,63 - 1543,83 \times \frac{1,85^2}{2} = 2637,12$$

	x_m [m]		$M(x_m) / M_{max}$ [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
	Formule	Valeur			
ELU	$T(x_m)=0$	1,63	2052,71	1642,16	-410,54
ELS		1,63	1480,45	1184,36	-296,09

Tableau IV.11 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

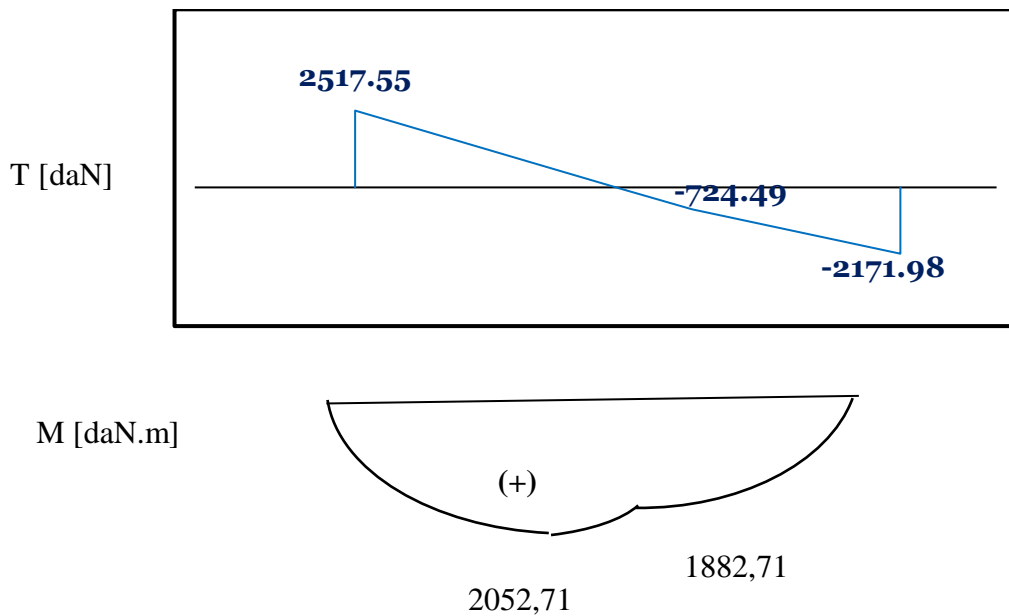


Figure IV.20 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

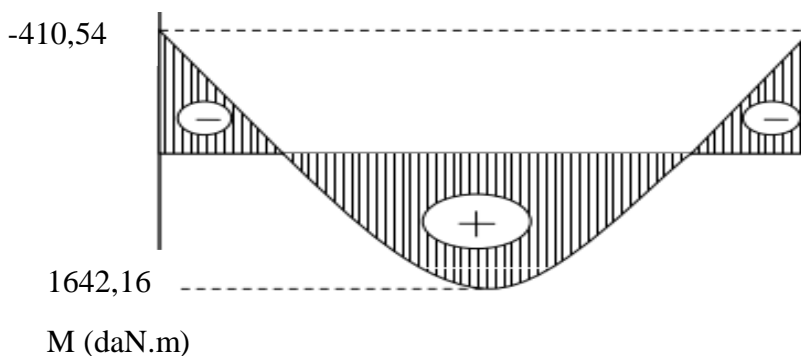


Figure IV.21 : Diagramme de moments en appuis et travée

e.

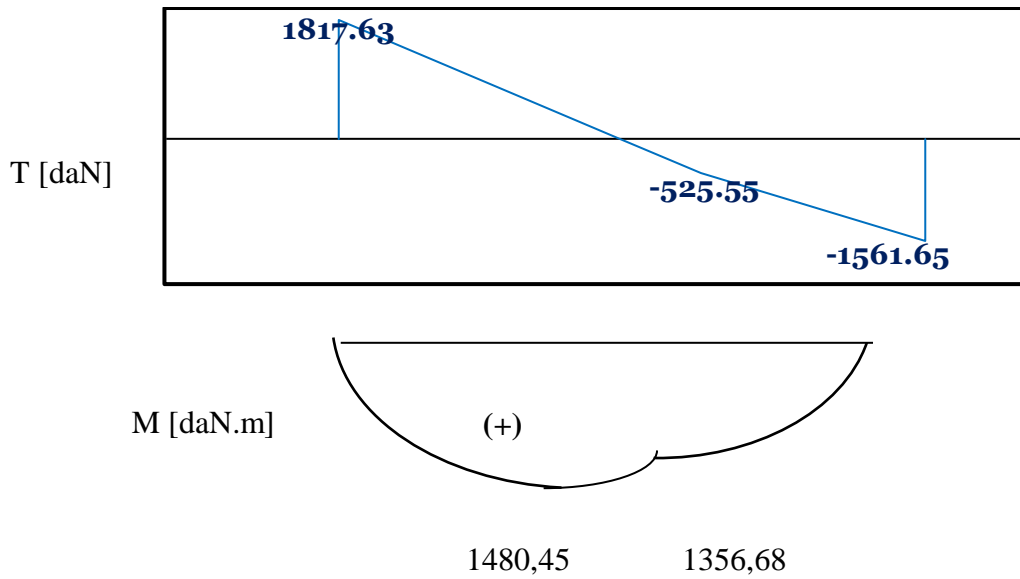


Figure IV.22 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l’ELS.

➤ **Calcul des armatures :**

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 1642,16 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l’existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16421,6}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16421,6}{348 \times 0,97 \times 14} = 3,47 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,47 \text{ cm}^2$$

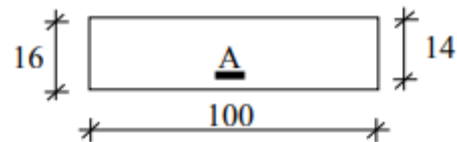


Figure IV.23 : Section de calcul.

➤ **Choix des armatures :**

7T12 → A=7,92 cm²

(T12 e = 15 cm).

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_t^{ser} = 1184,36 \text{ daN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{A} \Rightarrow$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$\alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1642,16}{1184,36} = 1,39$

$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,076 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σ

} les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Choix des armatures :**

4T8 → A= 2,01 cm²/ml

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -410,54 \text{ daN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4105,4}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4105,4}{348 \times 0,99 \times 14} = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{r28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,69 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -296,09 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \acute{A} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

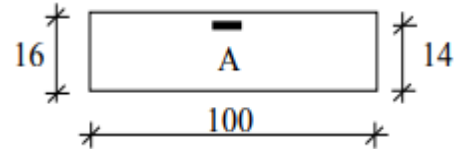


Figure IV.24 : Section de calcul.

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1642,16}{1184,36} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,025 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 25,175 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{25175}{100 \cdot 14 \cdot 100} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

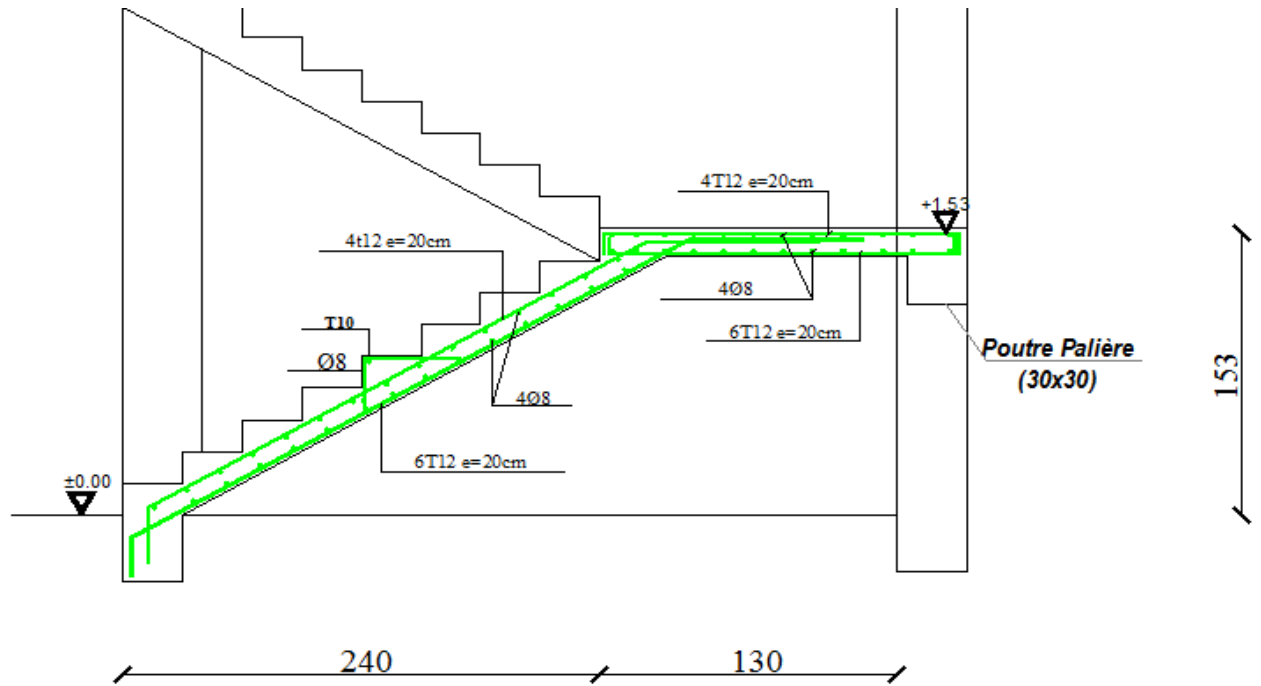
$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

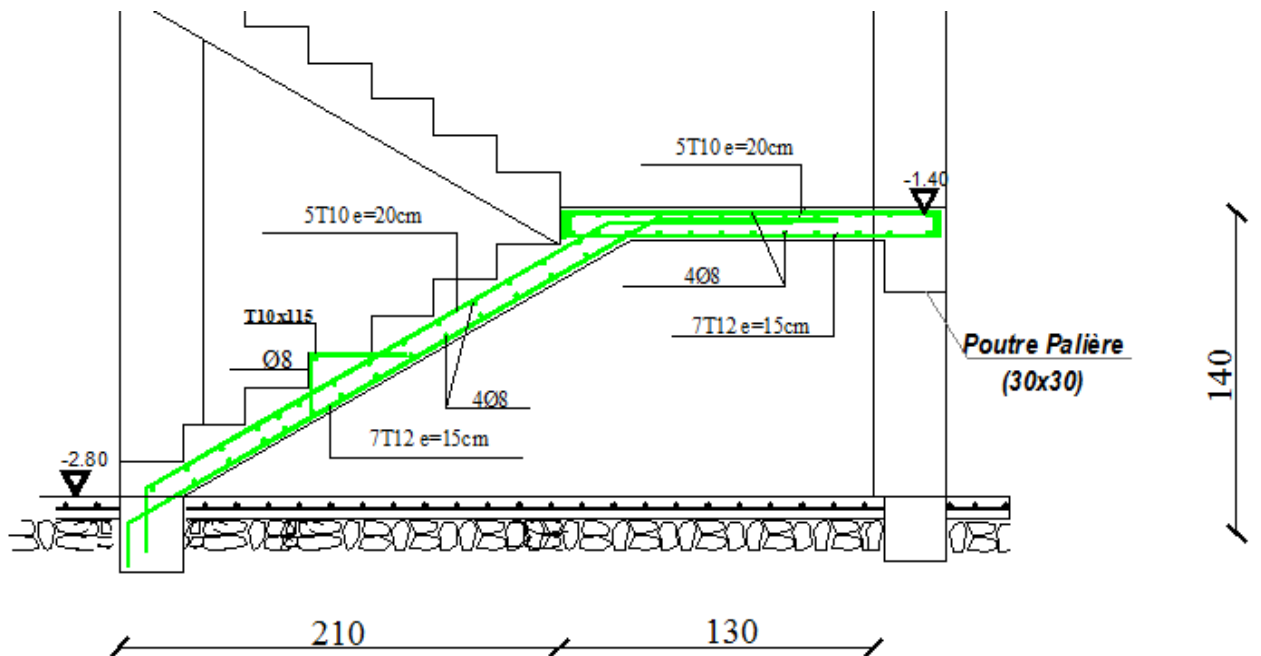
} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.4.5 Dessin de ferrillage

1^{er} type :



2^{ème} type :



IV.4.6. Etude de la console palière :

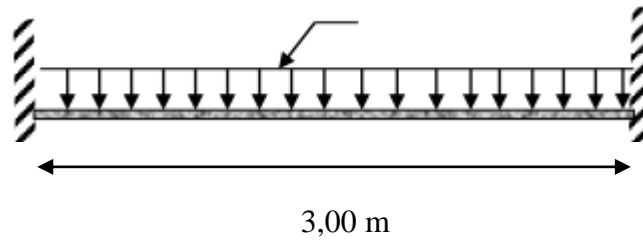


Figure IV.25 : Schémas statique de la console palière.

➤ **Dimensionnement :**

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

La largeur b doit être comprise entre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

h et b doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.00$$

Avec : L = 300 cm

$$\frac{300}{15} < h < \frac{300}{10} \longrightarrow 20 < h < 30 \text{ (h=30cm)}$$

La poutre palière est de dimensions (30× 30) cm²

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

} Conditions vérifiées

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4.00$$

IV.4.6.1. Evaluation des charges :

	ELU	ELS
g (kN/ml)	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1,35 = 303,75 \text{ daN/ml}$	$0,30 \times 0,30 \times 25 = 225 \text{ daN/ml}$
Poids du mur	$289 \times 0,2 \times 2,71 \times 1,35 = 211,46 \text{ daN/ml}$	$289 \times 0,2 \times 2,71 = 156,64 \text{ daN/ml}$
q (kN/ml)	$R_B = 2394,88 \text{ daN/ml}$	$R_B = 1722,6 \text{ daN/ml}$
Charge totale	$q_u = 2910,09 \text{ daN/ml}$	$q_s = 2104,24 \text{ daN/ml}$

Tableau IV.12 : Tableau récapitulatif de chargement.

$G_{\text{mur}} = 2,89 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II)

H: hauteur libre : $3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$

IV.4.6.2. Calcul des sollicitations :

	Mt	Ma	T max
Formule	$ql^2/24$	$-ql^2/12$	$q.l/2$
ELU	1091,28	-2182,56	4365,13
ELS	789,09	-1578,18	3156,36

Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

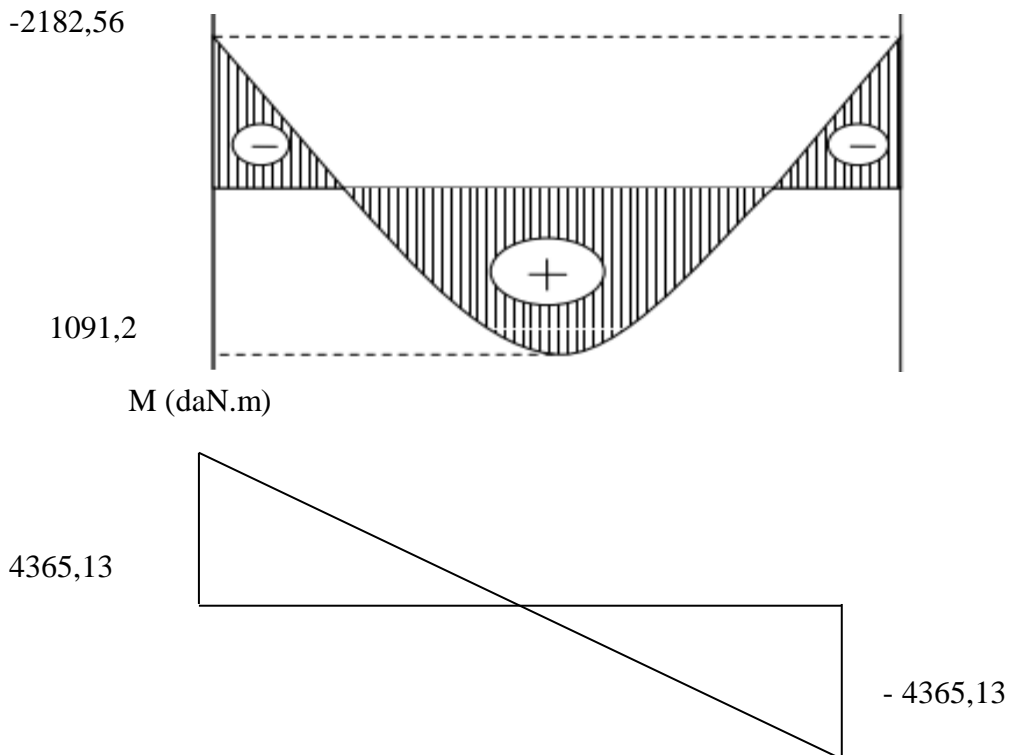


Figure IV.26 : Diagramme de M et T à l'ELU.

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 1091,28 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{10912,8}{30.27^2.14,17} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_l = 0,392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10912,8}{0,998.27.348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Conditions de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23.30.27.\frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_t = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,98; 1,16) = 1,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T10 \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{ser} = 789,09 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A'_{\bar{A}} \Rightarrow \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{10912,8}{7890,9} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

2. En appui :

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$M_a^u = - 2182,56 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimée :**

$$\mu = \frac{M_A}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{21825,6}{30.27^2.14,17} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n' existepas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{21825,6}{0,964.27.348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Conditions de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_a = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = \max (0,98 ; 2,41) = 2,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -1578,18 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{\alpha} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{2182,56}{1578,18} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,09 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 27 = 24,3 \text{ cm}$$

$$T_u = 43651,3 \text{ N} \leq 0,267 \times 24,3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 486607,50 \text{ N}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{Mu}{0,9d})$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (43651,3 + \frac{21825,6}{0,9 \cdot 27}) 10^{-2} = 1,28 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{43651,3}{30 \cdot 27 \cdot 100} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

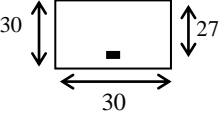
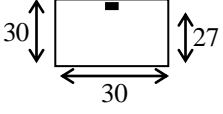
		M (daN.m)	Section de calcul	A calculée (cm ²)	Amin (cm ²)	Le choix des armatures
En travée	ELUR	1091,28		1,16	0,98	3T10 A=2.36 cm ²
	ELS	789,09		Vérifiée		
Aux appuis	ELUR	-2182,56		2,41	0,98	3T12 A=3,39 cm ²
	ELS	-1578,18		Vérifiée		

Tableau IV. 14 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

➤ **Section et écartement des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min}) = \min(0,85; 3; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow 4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace des armatures transversales :**

$$K=1$$

$$\alpha=90^\circ$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30(0,54 - 0,3 \times 2,1)} = -139,96 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b} = \frac{235 \times 2,01}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 24,3 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\text{Zone nodale : } \delta t \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 30) = \min(30/4 ; 12 \times 1,4 ; 30) = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

Donc on prend $\delta t = 7,5 \text{ cm}$ dans la zone nodale

Et $\delta t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante

IV.4.6.3. Vérification de la flèche (B.7.5 BAEL 91) :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{789,09}{2367,27} \right) = 0.03 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 27} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow CV$$

➤ **conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.4.6.4. Dessin de ferrailage :

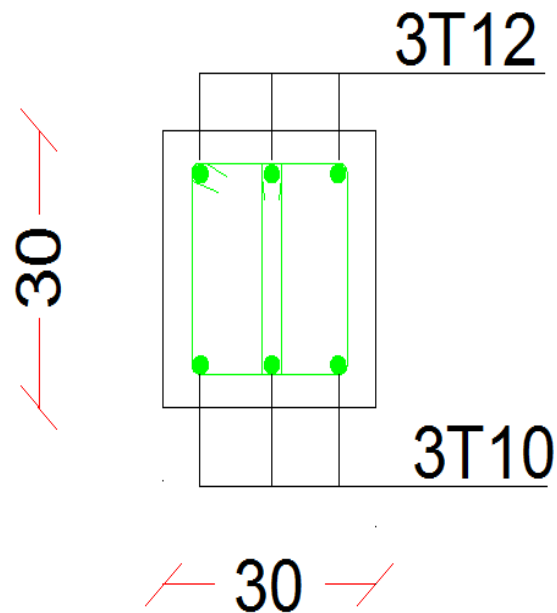


Figure IV.27 : Ferrailage de la console palière.

Chapitre V

Etude sismique

V.1. Introduction

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structure pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS 17.

V.2.1. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le tableau **(4.5 RPA99 version 2003)** avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

V.2.2. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 17** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ **Présentation du logiciel :**

« ETABS » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normaux, contraintes $\sigma \dots$).

➤ **Etape de modélisation :**

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

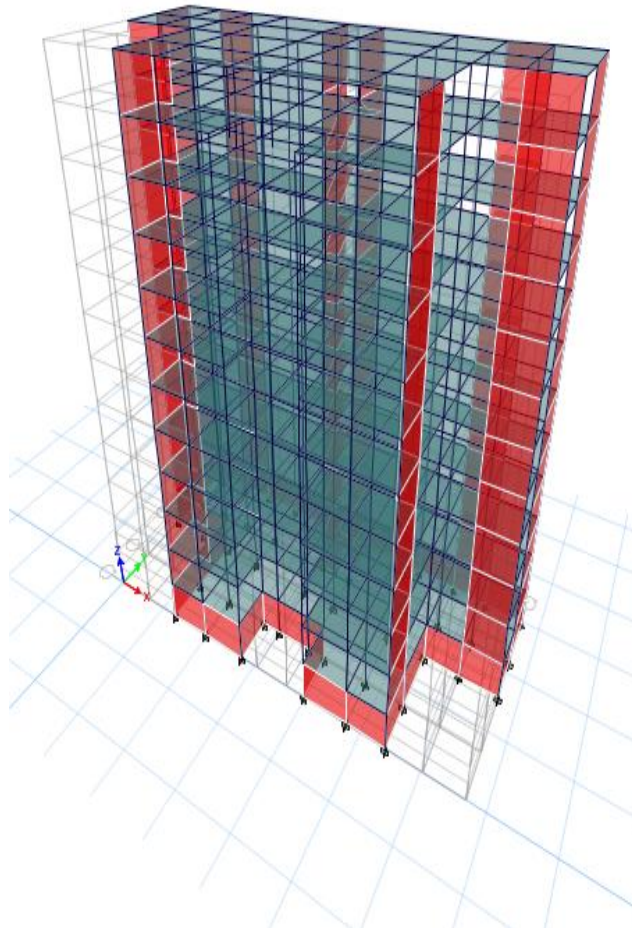


Figure V.1 : Modélisations en 3D par ETABS.

➤ **Détermination des charges :**

Pour notre structure, on a trois types:

• **Charge permanente G :**

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

• **Charge d'exploitation Q :**

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

• *Les forces sismiques E:*

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

➤ Déterminations des combinaisons

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $G + 0,2Q$

V.3. choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1. *La Méthode statique équivalente :*

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version 2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

➤ **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone IIa : Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

V.3.2. Les méthodes dynamiques :

V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Dans notre cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

➤ Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=11)

$K \geq 3\sqrt{11} \longrightarrow K \geq 10$ modes.

V.3.2.2. Interprétation des résultats :

➤ Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : (RPA99/4.2.3)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure

• **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par (**Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : IIa (wilaya de Mostaganem).
 - Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne).
- } => A= 0.15

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}) \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2 RPA99 version 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site très meuble (S₄) $\Rightarrow T_2 = 0.70s$ (Tableau 4.7 RPA99 version 2003)

V.4. Calcul de la résultante des forces

- *Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :*

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min (T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 36,46 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 33,52 \text{ m}, \quad D_y = 14,94 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T' = 0.05 \times (36,46)^{3/4} \Rightarrow T = 0,74s$$

$$T''_x = 0.09 \frac{36,46}{\sqrt{33,52}} = 0,57s$$

$$T''_y = 0.09 \frac{36,46}{\sqrt{14,94}} = 0,85s$$

$$T_x = \min (0,74 ; 0,57) = 0,57s$$

$$T_y = \min (0,74 ; 0,85) = 0,74$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 = 2,205$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,882 (0,7/0,74)^{2/3} = 2,121$$

- *Coefficient de comportement R :*

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003)/tableau 4.3]

- Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots (4.4) \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

-Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,3	0,3

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

$$Q = 1 + 0,3 = 1,3$$

- Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \dots \dots \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_i : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) (RPA99ver2003).

V.5. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

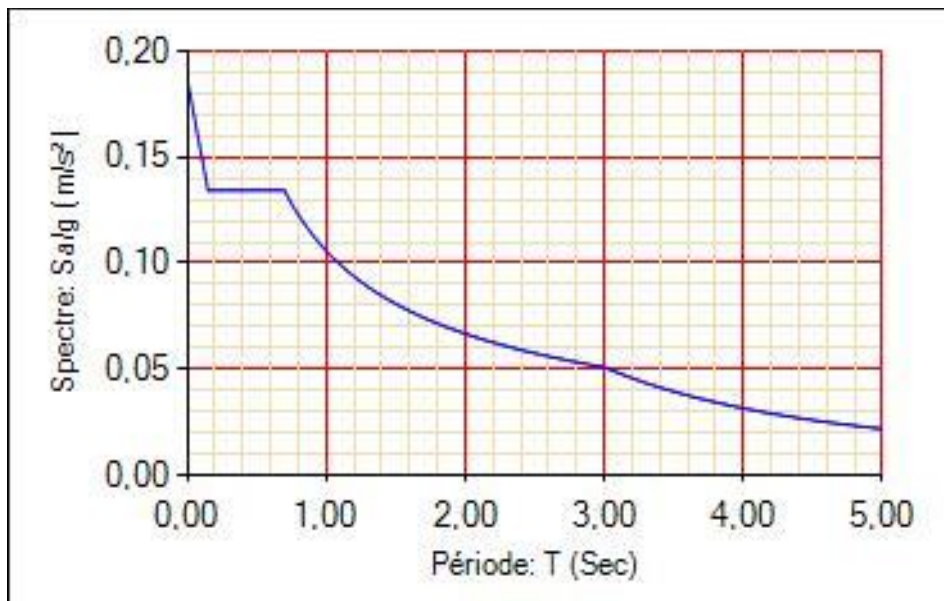


Figure V.2 : Spectre de réponse.

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure.

V.6. Etude des variantes

V.6.1. Etude du premier Modèle :

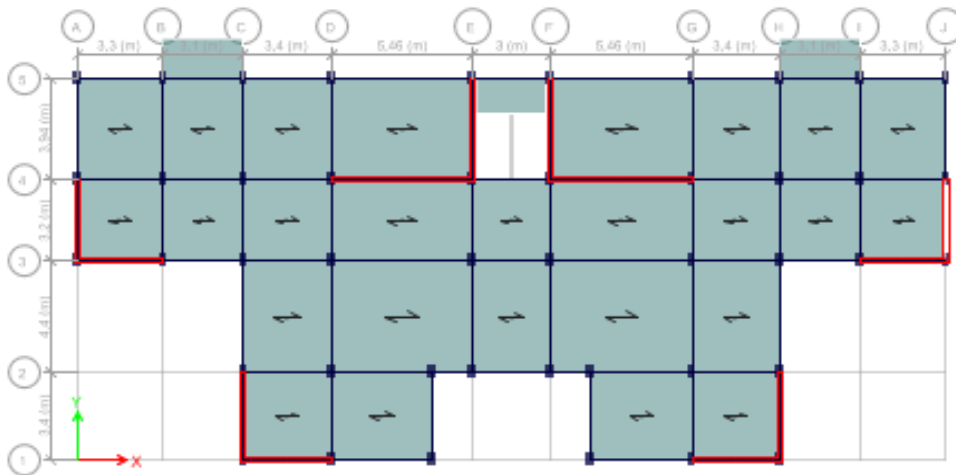


Figure V.3 : Disposition des voiles du 1^{er} model.

Caractéristiques dynamique propres du premier modèle :

Mode	Période	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Nature	Masses cumulées Ux	Masses cumulées Uy
1	1,538	0,0095	0,3041	Trans y	0,0095	0,3041
2	1,314	0,6276	0,0121	Trans x	0,6371	0,3163
3	1,097	0,0037	0,3137	Torsion	0,6408	0,63
4	0,409	0,0073	0,0573	/	0,648	0,6873
5	0,335	0,1545	0,0083	/	0,8025	0,6955
6	0,273	0,002	0,1074	/	0,8045	0,8029
7	0,183	0,0048	0,0213	/	0,8094	0,8242
8	0,145	0,0695	0,0044	/	0,8789	0,8286
9	0,141	0,0001	0,00004457	/	0,879	0,8286
10	0,117	0,0012	0,049	/	0,8802	0,8777
11	0,116	0,0001	0,0024	/	0,8802	0,8801
12	0,114	0,00001084	0,0009	/	0,8803	0,881
13	0,107	0,0032	0,012	/	0,8835	0,893
14	0,096	0,000001291	0,0001	/	0,8835	0,8931
15	0,084	0,0418	0,0023	/	0,9253	0,8954
16	0,073	0,00002999	0,0034	/	0,9253	0,8988
17	0,073	0,001	0,0052	/	0,9264	0,9039
18	0,073	0,001	0,0011	/	0,9274	0,905
19	0,072	0,0032	0,0002	/	0,9306	0,9052
20	0,071	0,000009498	0,0058	/	0,9306	0,9109

Tableau V.2 : Périodes et facteur de participation massique du 1^{er} model.

• **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,54s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 17ème mode.
- Le 1er mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2ème mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

• **Vérification de la période :** (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$T_{dyn} = 1,54 s > 1.3 \times T_{statique} = 1.3 \times 0,57 = 0,74s \Rightarrow$ **Condition non Vérifiée.**

V.6.2. Etude du 2^{ème} modèle :

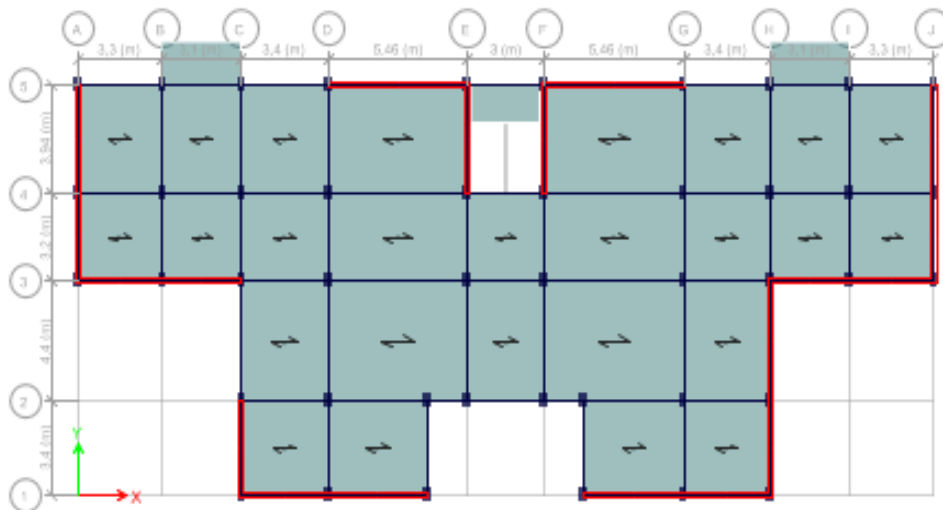


Figure V.4 : Disposition des voiles du 2^{ème} model.

Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle :

Mode	Période	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Nature	Masses cumulées U _x	Masses cumulées U _y
1	0,732	0,4578	0,0565	Trans y	0,4578	0,0565
2	0,561	0,0074	0,5324	Trans x	0,4652	0,5889
3	0,321	0,1802	0,0753	Torsion	0,6454	0,6642
4	0,166	0,1423	0,023	/	0,7877	0,6872
5	0,134	0,0071	0,1695	/	0,7949	0,8567
6	0,086	0,0461	0,0067	/	0,8409	0,8634
7	0,076	0,0329	0,0034	/	0,8739	0,8668
8	0,073	0,0014	0,0003	/	0,8752	0,8671
9	0,073	0,0016	0,000004879	/	0,8768	0,8671
10	0,071	0,0001	0,00002822	/	0,8769	0,8672
11	0,07	0,0089	0,0038	/	0,8858	0,8709
12	0,07	0,0133	0,0086	/	0,899	0,8796
13	0,069	0,0002	0,00001213	/	0,8992	0,8796
14	0,067	0,00001302	0,00001738	/	0,8992	0,8796
15	0,066	0,00002825	0	/	0,8992	0,8796
16	0,066	0,000009405	0,000001745	/	0,8992	0,8796
17	0,065	0,000003733	0	/	0,8992	0,8796
18	0,063	0,0017	0,0039	/	0,9009	0,8835
19	0,062	0,0048	0,0446	/	0,9057	0,9281
20	0,05	0,000007508	0,0001	/	0,9057	0,9282

Tableau V.3 : Période et facteurs de participation massique du deuxième modèle.

• **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,732s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 19^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

• **Vérification de la période :** (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,732 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{stat}} = 1.3 \times 0,57 = 0,741s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.7. La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier ETABS 17, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\text{Soit : } \frac{ADQ}{R} W$$

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **ETABS 17** :

$$W = 57896,4817 \text{ KN}$$

Avec :

$$A = 0,15 ; R = 4 ; Q_x = Q_y = 1,30 ; D_x = 2,205 ; D_y = 2,121$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} W = 6222,93 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 0.8 V_x = 4978,34 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} W = 5986,48 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 0.8 V_y = 4789,18 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel ETABS 17 on a :

• **Sens x-x :**

$$V_d = 6385,79 \text{ KN} > 80\% V_s \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens-y-y :**

$$V_d = 6824,56 \text{ KN} > 80\% V \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.8. Calcul et vérification des déplacements

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y, Δ_K^y)

δ_K : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par ETABS 17

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

D'où : h_k représente la hauteur de l'étage.

Vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant

Niveau	h _k [cm]	δ _k [cm]		Δ _k [cm]		Vérification
		Sens-x	Sens y	Sens x	Sens-y	
10 ^{eme}	306	2,3513	1,8599	0,2464	0,1921	< Δ _{radm} =3,06 cm
9 ^{eme}	306	2,1049	1,6678	0,2499	0,1952	< Δ _{radm} =3,06 cm
8 ^{eme}	306	1,8550	1,4726	0,2523	0,1975	< Δ _{radm} =3,0 cm
7 ^{eme}	306	1,6027	1,2751	0,2519	0,1976	< Δ _{radm} =3,06 cm
6 ^{eme}	306	1,3508	1,0775	0,2475	0,1945	< Δ _{radm} =3,06 cm
5 ^{eme}	306	1,1033	0,8830	0,238	0,1874	< Δ _{radm} =3,06 cm
4 ^{eme}	306	0,8653	0,6956	0,2229	0,176	< Δ _{radm} =3,06 cm
3 ^{eme}	306	0,6424	0,5196	0,2009	0,1593	< Δ _{radm} =3,06 cm
2 ^{eme}	306	0,4415	0,3603	0,1721	0,1373	< Δ _{radm} =3,06 cm
1 ^{er}	306	0,2694	0,2230	0,137	0,1102	< Δ _{radm} =3,06 cm
RDC	306	0,1324	0,1128	0,0928	0,0762	< Δ _{radm} =3,06 cm
Sous sol	280	0,0396	0,0366	0,0396	0,0366	< Δ _{radm} =2,80 cm

Tableau V.4 : Déplacements relatifs de tous les niveaux.

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9)

Les effets du second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow F_i = \frac{w_i \times h_i \times (v_i - F_i)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$F_T = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec} \longrightarrow T_x = 0,57 \text{sec} < 0,7 \text{sec} \Rightarrow F_{xt} = 0$$

$$F_T = 0.07 T.V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{sec} \longrightarrow T_y = 0,74 \text{sec} > 0,7 \text{sec} \Rightarrow F_{yt} = 310,8867$$

Remarque :

✓ Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

✓ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Étage	h_K [cm]	P_K [kN]	V_{Kx} [kN]	V_{Ky} [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
10 ^{eme}	306	4833,05	997,841	910,077	0,2464	0,1921	0,0004	0,0003	✓
9 ^{eme}	306	4550,87	1858,57	1695,1	0,2499	0,1952	0,0004	0,0002	✓
8 ^{eme}	306	4550,88	2640,44	2408,2	0,2523	0,1975	0,0004	0,0001	✓
7 ^{eme}	306	4550,88	3343,45	3049,38	0,2519	0,1976	0,0004	0,0001	✓
6 ^{eme}	306	4550,88	3967,6	3618,64	0,2475	0,1945	0,0001	0,0001	✓
5 ^{eme}	306	4641,06	4523,71	4125,83	0,238	0,1874	0,0005	0,0001	✓
4 ^{eme}	306	4641,06	4999,39	4559,68	0,2229	0,176	0,0005	0,0001	✓
3 ^{eme}	306	4641,06	5394,66	4920,17	0,2009	0,1593	0,0004	0,0001	✓
2 ^{eme}	306	4773,99	5718,52	5215,55	0,1721	0,1373	0,0004	0,0001	✓
1 ^{er}	306	4773,99	5959,66	5435,48	0,137	0,1102	0,0003	0,0001	✓
RDC	306	4772,15	6118,02	5579,91	0,0928	0,0762	0,0000	0,0001	✓
Sous sol	306	6616,63	6222,93	5675,59	0,0396	0,0366	0,0000	0,0001	✓

Tableau V.5: Vérification de l'effort P.

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.10. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

Chapitre VI

Etude des portiques

VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cette effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

VI.2. Ferrailage des portiques

VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont noté comme suit:

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitations.
- E : Efforts sismiques

➤ *Combinaisons prises en compte :*

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

➤ *Pour les poutres et poteaux :*

$$1,35G + 1,5QG + Q \left. \vphantom{1,35G + 1,5QG + Q} \right\} \text{ Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0,8G \pm E_x \\ 0,8G \pm E_y \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel

« **ETABS** ».

VI.2.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x45) cm².
- Poutres secondaires: (30x35) cm².

➤ **Ferrailage réglementaire :**

Recommandation du [RPA99/V2003]

a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40 \emptyset pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \sigma \right) \quad \text{ou} \quad S = \min (h/4; 12\emptyset)$$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$ ou $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

➤ **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ETABS", on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		E.L.U.
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
Poutre principale	92,304	-88,47	67,0451	-64,2382	31,4942	-34,1050	106,548
Poutre secondaire	78,053	-63,4864	68,2874	-46,1681	71,9261	-60,8184	142,835

Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

1. Armatures longitudinales :

- **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales :

- **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 45 = 1,63 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 35 = 1,27 \text{ cm}^2$

Exemple de calcul :

➤ *Ferrailage de la poutre principale (30×45) cm² :*

a. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 92,304 \text{ KN.m}$$

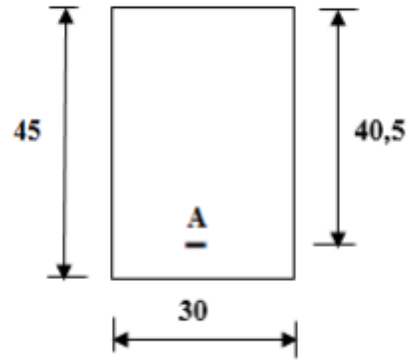


Figure VI.1: Section de calcul en travée.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{92304}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,13 \text{ cm}^2$$

Avec : $d = h - \frac{h}{10} = \text{cm}$

$\mu = < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,175$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

➤ *Détermination des armatures:*

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{92304}{348 \times 0,93 \times 40,5} = 7,04 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 67045,1 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{92304}{67045,1} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,175 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{Acc}} = 31,4942 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{31494,2}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,035$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,035 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_t^{\text{Acc}} = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{31494,2}{400 \times 0,982 \times 40,5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 7,04 \text{ cm}^2$$

➤ *Choix des armatures :*

$$5T14 \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2$$

b. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -88,47 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{88470}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,170$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,932$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{88470}{348 \times 0,932 \times 40,5} = 6,74 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -64,2382 \text{ KN.m}$$

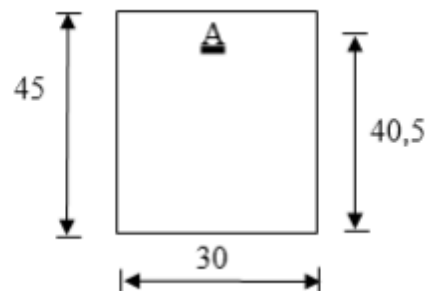


Figure VI.2 : Section de calcul en appuis.

Flexion simple
 Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$
 Acier FeE400
 Fissuration peu nuisible

} $\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{88470}{64238,2} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,127 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{Acc} = -34,1050 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34105}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,037$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34105}{400 \times 0,981 \times 40,5} = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T14 \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\text{max}} = 106,548 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\text{max}} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = 106548 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

[Article CBA93/A.5.1.3.2] :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\text{max}} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 7,70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[106548 + \frac{88470}{0,9 \times 40,5} \right] = 3,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{106548}{30 \times 40,5 \times 100} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- **Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

- **L'espace des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/A.5.1.2.3] :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,88 - 0,3 \times 2,1)} = 50,38 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (36,45 ; 40) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003)

- Zone nodale

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

➤ Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \phi_{\max}$

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Armatures choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,63	6,75	7,04	5T14	7,70	56
	Appuis			6,74	5T14	7,70	56
Poutre secondaire	Travée	1,27	5,25	7,97	3T14+3T12	8,01	56
	Appuis			6,33	5T14	7,70	56

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrillages trouvé par SOCOTEC.

VI. 2.3. Dessin de ferrailage des poutres:

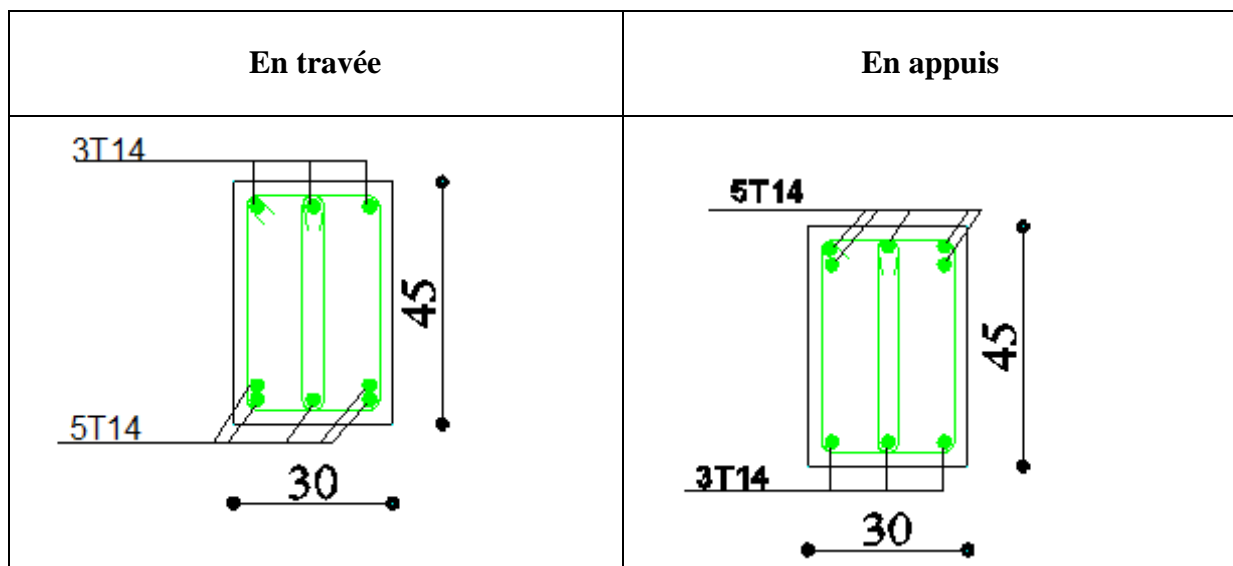


Figure VI.3 : Ferrailage de la poutre principale.

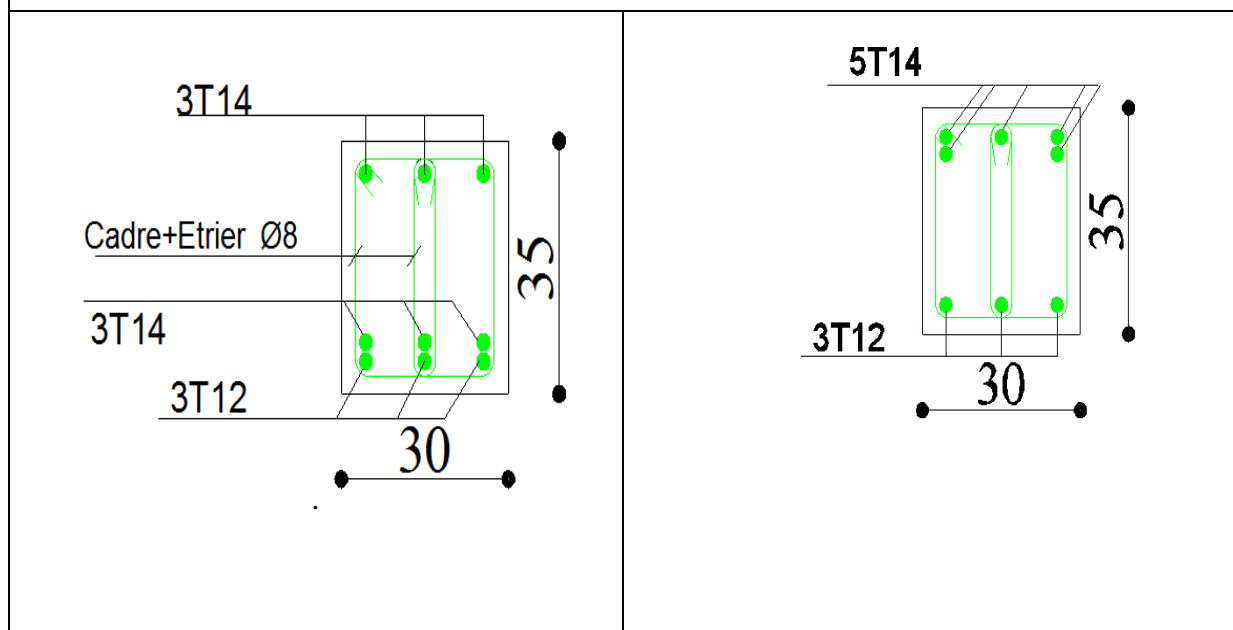


Figure VI.4 : Ferrailage de la poutre secondaire

VI.2.4. Ferrailage des poteaux :

➤ **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appuis isolés

➤ **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

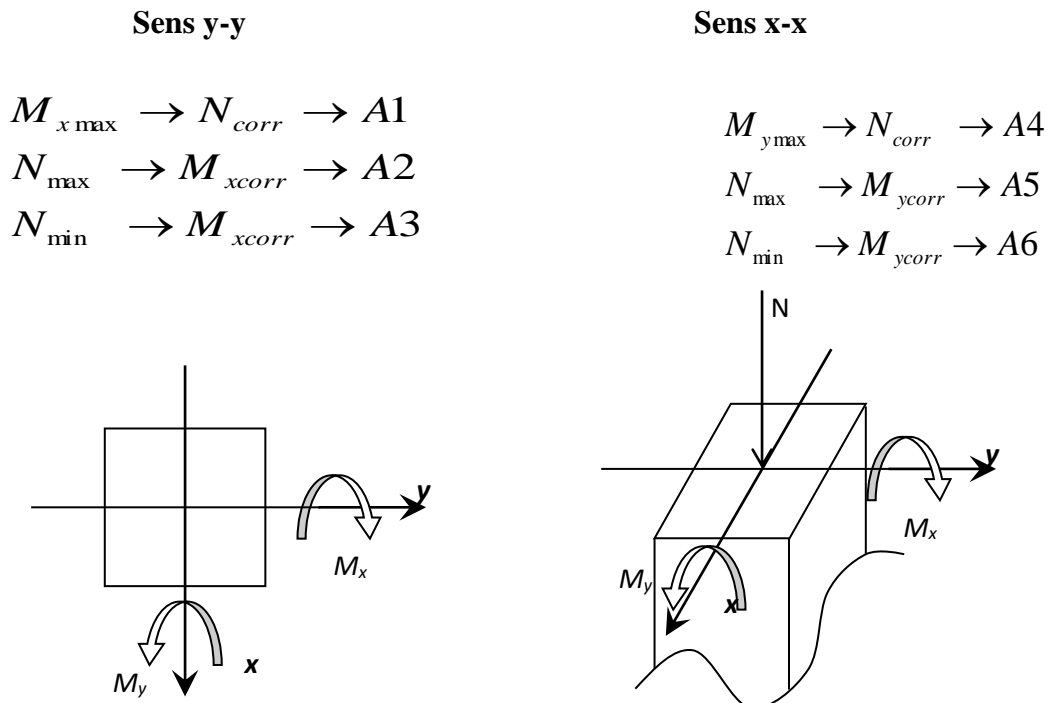


Figure VI.5 : Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et

($G + Q \pm E$) et ($0.8G \pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

a) Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante et
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

- h: Hauteur de la poutre;
- b et a : Section d'un poteau;
- h_e: Hauteur libre entre deux étages.

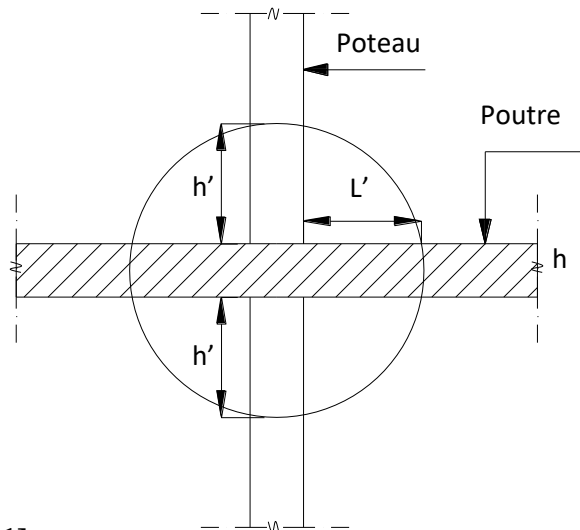


Figure VI.6 : La zone nodale.

➤ Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]

La section A₁ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_1 \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_1 \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec :

B : Section totale du poteau.

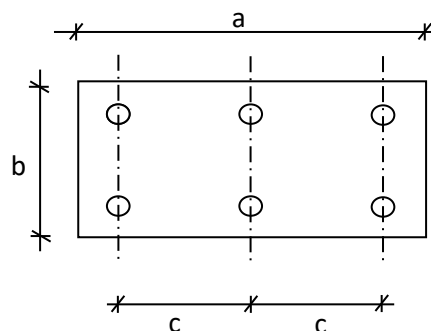
$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \quad \text{Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.



b) Les armatures transversales :

➤ Conditions de RPA99 version 2003

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

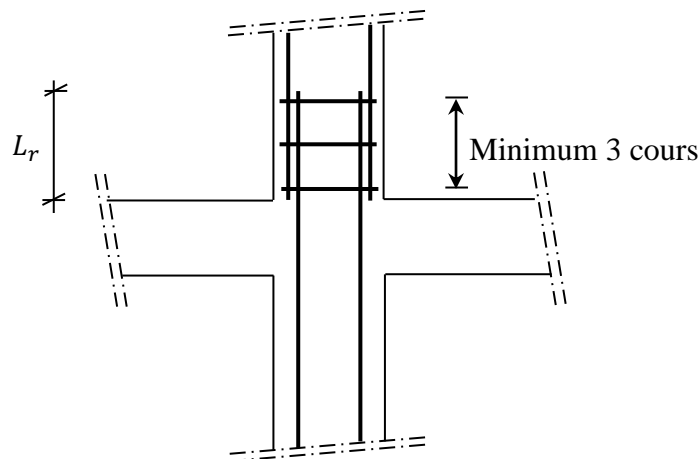


Figure VI.7 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Sollicitations de calcul :

combinaisons		Les efforts	Poteau (40*65)	Poteau (35*55)	Poteau (30*50)	Poteau (30*40)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N _{max} [KN]	-2309,08	-1948,91	1363,712	831,80
		M _{x cor} [KN.m]	11,04	16,59	12,55	10,14
		M _{Y cor} [KN.m]	-22,12	-25,00	11,71	18,19
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	M _{xmax} [KN.m]	35,63	-20,655	25,069	-25,518
		N _{cor} [KN]	202,25	-77,786	13,082	-4,337
	Cas 3	M _{Ymax} [KN.m]	-17,423	-28,00	-31,550	-34,062
		N _{cor} [KN]	-82,895	-48,167	-38,390	-13,327
	Cas 4	N _{max} [KN]	-1486,177	-1084,91	-509,885	-169,485
		M _{x cor} [KN.m]	-6,17	-6,688	-8,764	-78,991
		M _{Y cor} [KN.m]	-14,30	-6,474	-3,260	-1,825
	Cas 5	N _{min} [KN]	-8,040	4,578	7,038	1,177
		M _{x cor} [KN.m]	-3,09	3,771	5,166	0,563
		M _{Y cor} [KN.m]	-1,95	8,036	7,767	1,694

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

➤ **Calcul des armatures :**

Exemple de calcul : Poteau (40×65) cm

c) Les armatures longitudinales :

b = 40 cm h = 65 cm d = 58,5 cm c = 6,5 cm

1^{ère} Cas :

Sens y-y :

N = 2309,08 KN M = 22,12 KN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22,12}{2309,08} = 0,0095 \text{ m} = 0,95 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2309080 - 100 \times 40 \times 65 \times 14,17}{100 \times 348} = -39,51 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{65} = 10,43 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,95}{65} = 0,015 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{10,43}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2309,08 = 2355,26 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 69,48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{69,48}{2355,26} = 0,0295 \text{ m} = 2,95 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

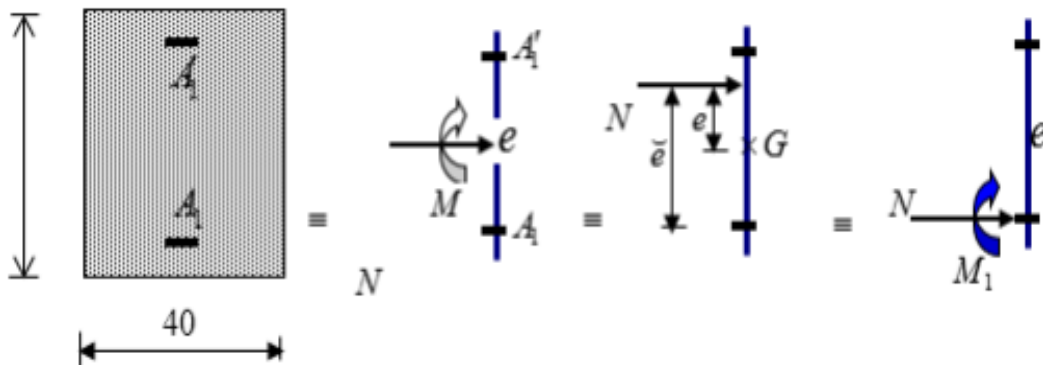


Figure VI.8 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5)14,17 \times 40 \times 65 \Rightarrow (1) = 613,05 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2355,26 \times 10^{-2}(58,5 - 6,5) - 681,85 = 542,88 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,95 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2355,26 \times 28,95 \times 10^{-2} = 681,85 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{681850}{14,17 \times 40 \times 58,5^2} = 0,35$$

$$\mu = 0,35 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{À n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,565$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,774$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{681850}{348 \times 0,774 \times 58,5} = 43,27 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 43,27 - \frac{235260}{100 \times 348} = -24,41 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$N=2309,08 \text{ KN} \quad M_x = 11,04 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,04}{2309,08} = 0,0048 \text{ m} = 0,48 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2309080 - 100 \times 40 \times 65 \times 14,17}{100 \times 348} = -39,51 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{65} = 10,43 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,48}{65} = 0,007 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{10,43}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2309,08 = 2355,26 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 58,41 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{58,41}{2355,26} = 0,0248 \text{ m} = 2,48 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

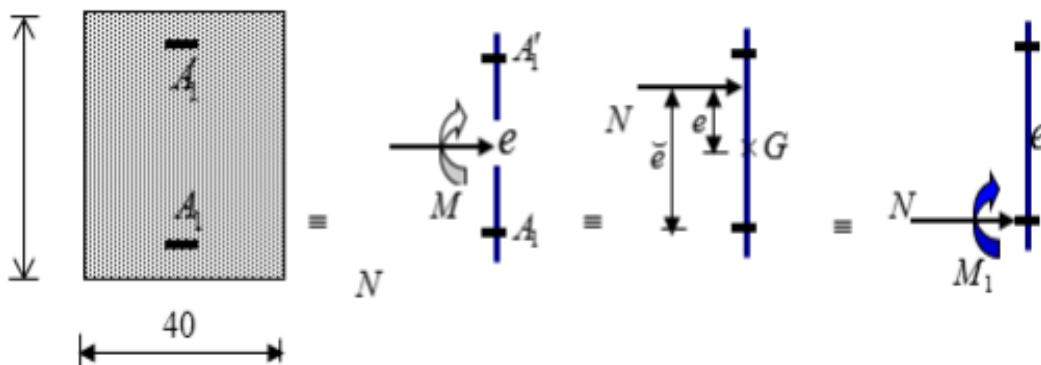


Figure VI.9 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5) 14,17 \times 40 \times 65 \Rightarrow (1) = \mathbf{613,05 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2355,26 \times 10^{-2} (58,5 - 6,5) - 670,78 = 553,96 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,48 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2355,26 \times 28,48 \times 10^{-2} = 670,78 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{670780}{14,17 \times 40 \times 58,5^2} = 0,35$$

$$\mu = 0,35 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,565$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,774$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{670780}{348 \times 0,774 \times 58,5} = 42,57 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 42,57 - \frac{2355260}{100 \times 348} = -25,11 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas :

$$N = 202,25 \text{ KN} \quad M_x = 35,63 \text{ kN.m}$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35,63}{202,25} = 0,176 \text{ m} = 17,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

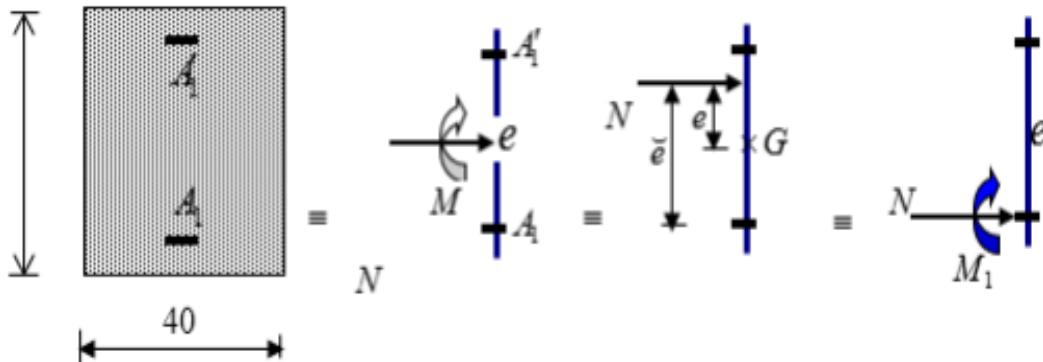


Figure VI.10 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5)18,48 \times 40 \times 65 \Rightarrow (1) = \mathbf{799,52 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 202,25 \times 10^{-2}(58,5 - 6,5) - 88,18 = 16,99 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 17,6 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 43,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 202,25 \times 43,6 \times 10^{-2} = 88,18 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{88180}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{88180}{400 \times 0,982 \times 58,5} = 3,84 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3,84 - \frac{202250}{100 \times 400} = -1,22 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

$N = 82,895 \text{ KN} ;$

$M_y = 17,423 \text{ kN.m}$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,423}{82,895} = 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

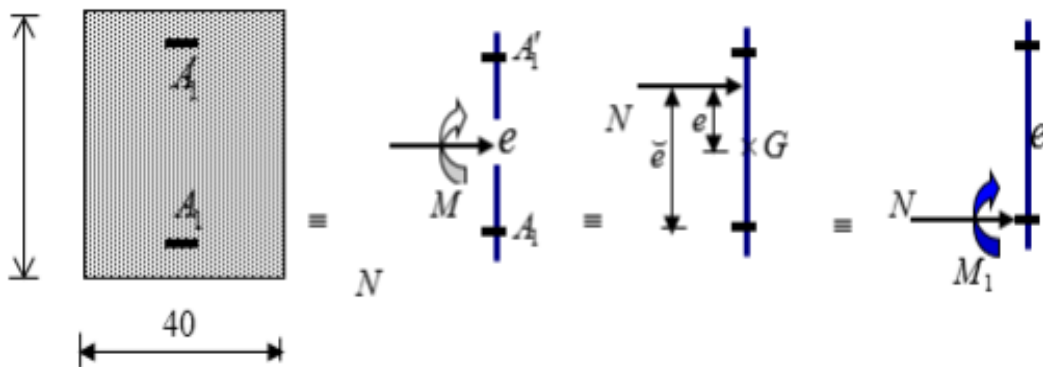


Figure VI.11 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5)18,48 \times 40 \times 65 \Rightarrow (1) = \mathbf{799,52 \text{ kN.m}}$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 82,895 \times 10^{-2}(58,5 - 6,5) - 38,96 = 4,15 \text{ kN.m}$$

$$5. M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 21 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 47 \text{ cm}$$

$$M_1 = 82,895 \times 47 \times 10^{-2} = 38,96 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38960}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38960}{400 \times 0,992 \times 58,5} = 1,68 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,68 - \frac{82895}{100 \times 400} = -0,39 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

4^{émé} Cas :

Sens y-y :

$$N = 1486,177 \text{ KN} \quad M_y = 14,30 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,30}{1486,177} = 0,0096 \text{ cm} = 0,96 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central \rightarrow On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1486177 - 100 \times 40 \times 65 \times 18,48}{100 \times 400} = -82,96 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ *Calcul de l'élanement :*

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{65} = 10,43 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,96}{65} = 0,015 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{10,43}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1486,177 = 1515,90 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 1515,90 \times 2,96 \times 10^{-2} = 44,87 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{44,87}{1515,90} = 0,0296 \text{ m} = 2,96 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

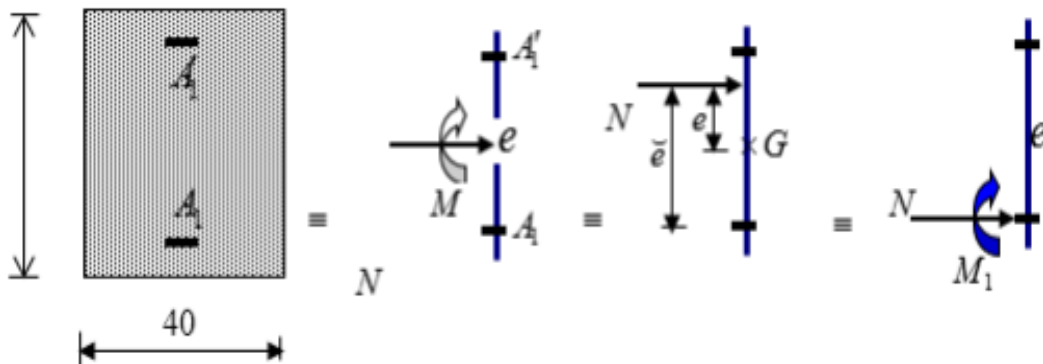


Figure VI.12 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5)18,48 \times 40 \times 65 \Rightarrow (1) = 799,52 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1515,90 \times 10^{-2}(58,5 - 6,5) - 439,00 = 349,27 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,96 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1515,90 \times 28,96 \times 10^{-2} = 439,00 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{439000}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{À n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,239$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,904$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{439000}{400 \times 0,904 \times 58,5} = 20,75 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20,75 - \frac{1486177}{100 \times 400} = -16,40 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$N = 1486,177 \text{ kN} \quad M_x = 6,17 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,17}{1486,177} = 0,0042 \text{ m} = 0,42 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1486177 - 100 \times 40 \times 65 \times 18,48}{100 \times 400} = -82,96 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ *Calcul de l'élancement :*

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{65} = 10,43 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,42}{65} = 0,006 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{10,43}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1486,177 = 1515,90 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 1515,90 \times 2,42 \times 10^{-2} = 36,68 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{36,68}{1515,90} = 0,0242 \text{ m} = 2,42 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

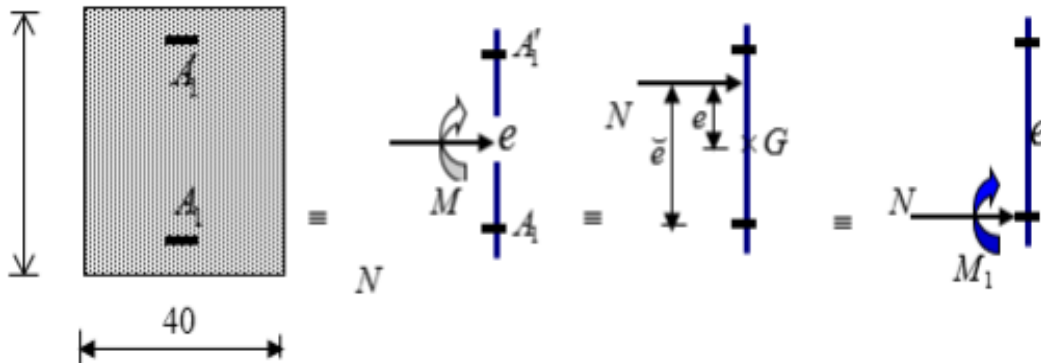


Figure VI.13 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 65 - 0,81 \times 6,5)18,48 \times 40 \times 65 \Rightarrow (1) = \mathbf{799,52 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1515,90 \times 10^{-2}(58,5 - 6,5) - 430,819 = 357,449 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,42 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1515,90 \times 28,42 \times 10^{-2} = 430,819 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{430819}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,170$$

$$\mu = 0,170 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,235$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,906$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{430819}{400 \times 0,906 \times 58,5} = 20,32 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20,32 - \frac{1486177}{100 \times 400} = -16,83 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

5^{émé} Cas :

Sens x- x :

$$N = 8,040 \text{ KN} \quad M_x = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,09}{8,040} = 0,384 \text{ m} = 38,43 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$

➤ *Vérification de l'existence de A' :*

$$M_F = N \times e$$

Avec :

$$e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 64,43 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 5,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5180}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,003$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5180}{400 \times 0,999 \times 58,5} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,22 - \frac{5180}{100 \times 400} = 0,1 \rightarrow A_{FC} = 0,1 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$N = 8,040 \text{ KN}$$

$$M_y = 1,95 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,95}{8,040} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$

➤ *Vérification de l'existence de A' :*

$$M_F = N \times e$$

Avec :

$$e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 60 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 4,824 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4824}{18,48 \times 40 \times 58,5^2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,003$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4824}{400 \times 0,999 \times 58,5} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,21 - \frac{4824}{100 \times 400} = 0,1 \rightarrow A_{FC} = 0,1 \text{ cm}^2$$

➤ *Vérification de l'effort tranchant :*

$$T_u^{\max} = 29,8305 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29830,5}{40 \times 58,5 \times 10^2} = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ *Diamètre des armatures transversales :*

$$\phi_l \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_l = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

➤ *Espacement des armatures transversales :*

Suivant les règles BAEL 91

$$\delta_t \leq \min (15\phi_l, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_1; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $\delta_t \leq 15\varnothing_1 = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ *Armatures transversales minimales :*

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{196}{65} = 3,02$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 40 \times 10 = 2,2 \text{ cm}^2$$

➤ *Détermination de la zone nodale :*

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 130 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = \left(\frac{280}{6}; 40; 65; 60\right) = 65 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\varnothing_{l\max}$

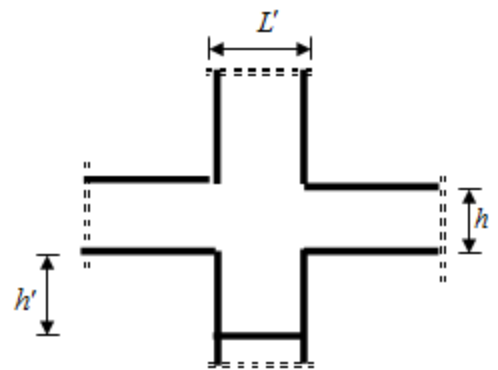


Figure VI.14 : La zone nodale.

➤ *Armatures minimales :*

Selon le BAEL 91 : $A_{\min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA : $A_{\min} = 0,8\%B$

Poteaux	Dimensions	$A_{BAEL} 0,2 \times \frac{b \times h}{100}$	$8 \times \frac{b+h}{100}$	$A_{RPA} 0,008 \times b \times h$
S-sol	(40x65)	5,2	8,4	20,8
RDC → 2 ^{ème}	(35x55)	3,8	7,2	15,4
3 ^{ème} → 5 ^{ème}	(30x50)	3	6,4	12
6 ^{ème} → 10 ^{ème}	(30x40)	2,4	5,6	9,6

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.

Remarque :

Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel SOCOTEC.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Sections	A_{cal} [cm²]	A RPA [cm²]	Choix	A [cm²] adopté	Recouvrement
(40x65)	0,1	20,8	4T20+ 8T16	28,65	80
(35x55)	0,77	15,4	4T16+8T14	20,36	64
(30x50)	20,51	12	10T14	15,39	56
(30x40)	13,59	9,6	8T14	12,32	56

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

VI.2.5 Dessin de ferrailage des poteaux :

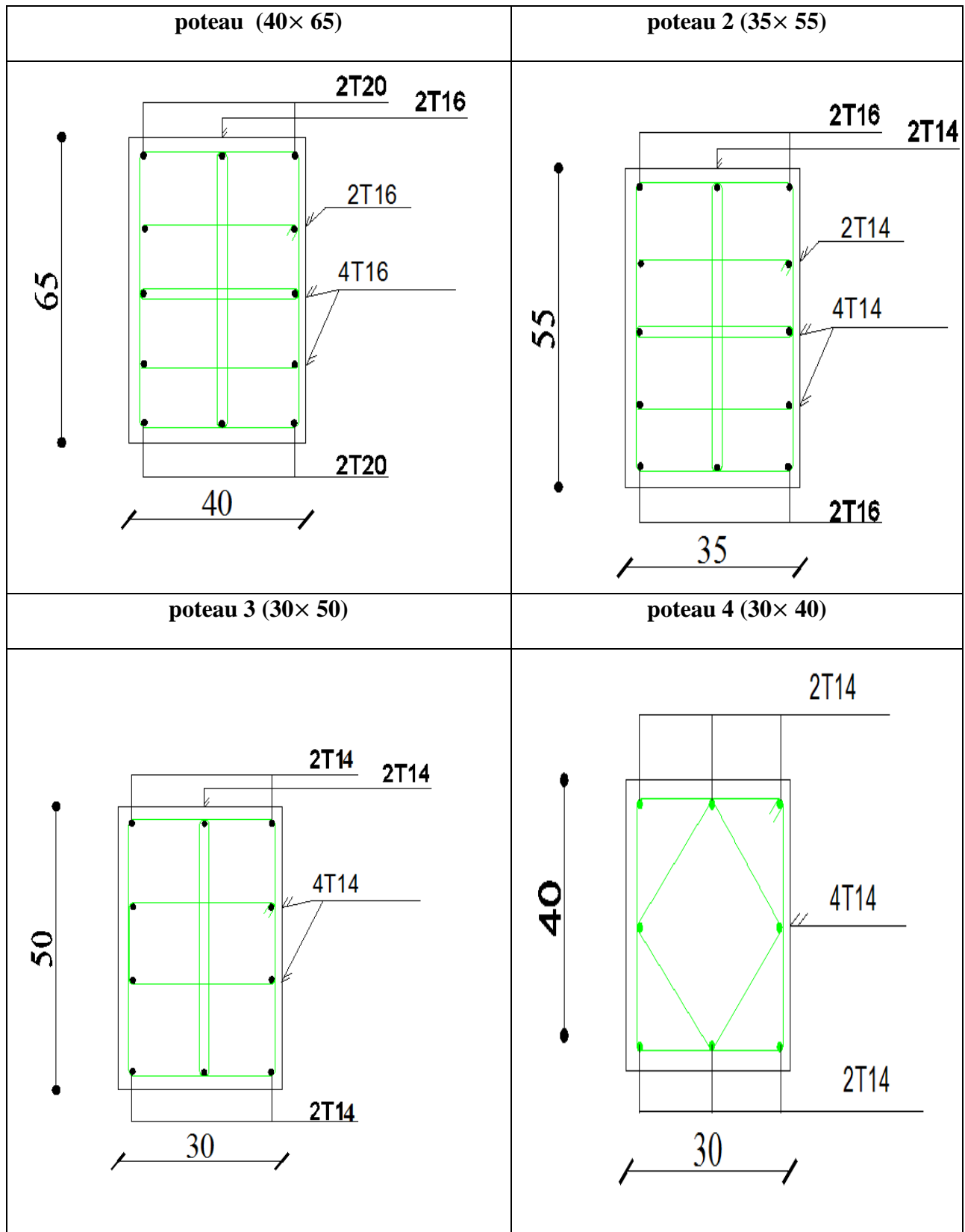


Figure IV.15 : Ferrailage des poteaux.

VI.3. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés le ferrailage des différents éléments principaux qui doit répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL91.

La résistance, l'économie sont des facteurs très importants dans le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Chapitre VII

Etude des voiles

VII.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement,
- Voile périphérique au sous sol.

VII.2. Les voiles de contreventement

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H
- Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

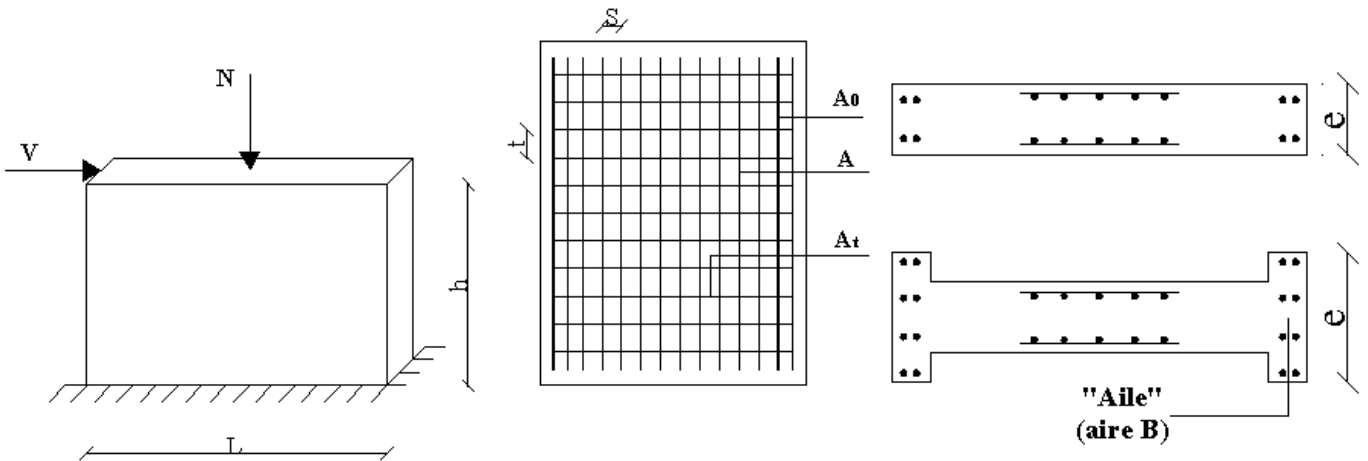


Figure VII.1 : Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.

➤ **Armatures verticales :**

Les armatures du voile sont sollicités suivant deux sens, ils seront destinés à prendre les effets de la flexion composée et calculé avec l'effort tranchant [RPA99/7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ; d'après [Article7.7.1.1].

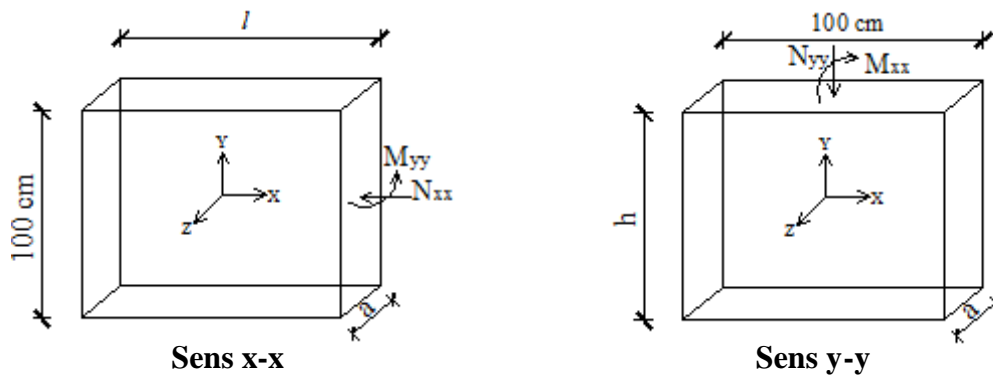


Figure VII.2 : Les sollicitations de calcul du voile.

➤ **Condition du RPA99 (version 2003) [7.7.4.1] :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile → $AV \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2).$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

- $S = \min (1,5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e.$

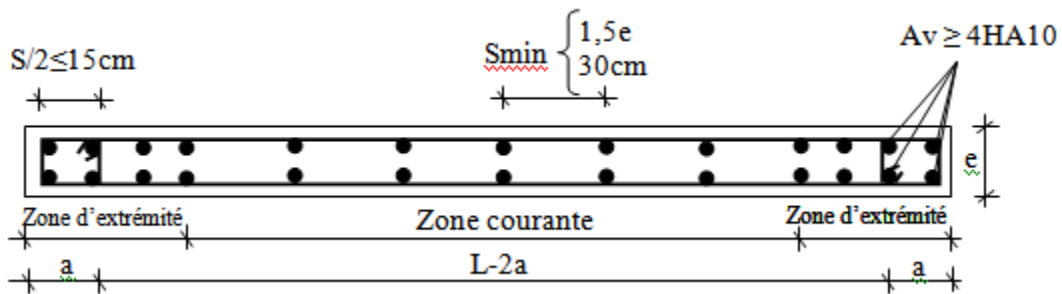


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Règles commune pour les armatures verticales et horizontales :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Section minimale des armatures verticales et horizontale des trumeaux est :
 - ✓ 0,15% de la section globale du voile
 - ✓ 0,10% en zone courante.

- L'espacement des aciers horizontaux et verticaux : $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

Longueur de recouvrement :

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones 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 possibles de charges.

➤ **Méthode de calcul :**

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage :

1^{er} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L}$)

2^{eme} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_V avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_V \leq A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_V > A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$ on ferraille avec A_V .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal qui est le suivant : $A_h = 0,15\% \text{ a.100 (1 ml)}$.

3^{ème} cas :

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contrainte pour la zone tendue.

VII.2.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Pour le calcul du ferrailage on choisit le voile le plus défavorable d’après le logiciel « ETABS 2017 » :

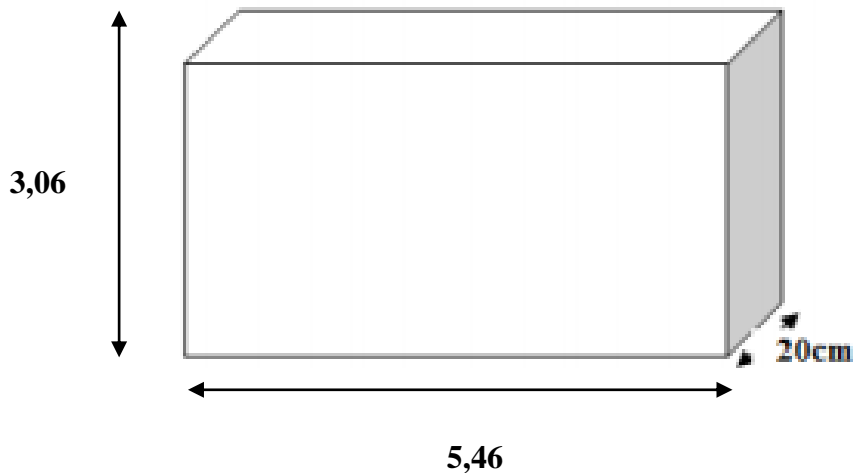


Figure VII.4 : Voile le plus défavorable.

➤ **Calcul des armatures verticales :**

Les sollicitations sont données par ETABS et sont représentées sur le tableau si dessous :

Cas 1			Cas 2	
M_{max} [KN.m]	N_{corr} [KN]	T [KN]	N_{max} [KN]	M_{corr} [KN.m]
2155,85	1908,76	573,566	-3389,06	211,89

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.

1^{er} cas :

$$\begin{cases} M_{\max} = 2155,851 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 1908,76 \text{ KN} \end{cases}$$

20cm

546 cm



La section de calcul est de dimensions (20×546) cm

Figure VII.5 : Section de calcul.

b =20 cm ; h=546 cm

➤ Détermination de la section du voile :

- Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile en (m⁴) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,46^3}{12} = 2,71 \text{ m}^4$$

Ω : surface en plan du voile en (m²) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,46 = 1,092 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,73 \text{ m}$$

- Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1908,76}{1,092} + \frac{2155,851 \times 2,73}{2,71}$$

$$\sigma_a = 3919,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1908,76}{1,092} - \frac{2155,851 \times 2,73}{2,71}$$

$$\sigma_b = -423,81 \text{ KN/m}^2$$

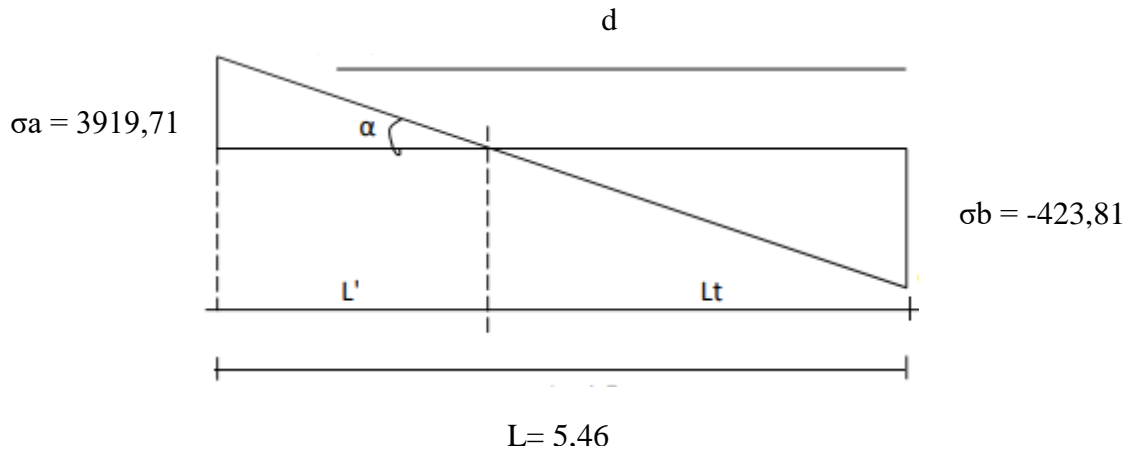


Figure VII.6 : Schéma des contraintes appliquées sur voile au 1^{er} cas.

➤ Calcul longueur tendue L_t :

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} = \frac{423,81}{423,81 + 3919,71} \times 5,46$$

$$L_t = 0,53 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 5,46 - 0,53 = 4,93 \text{ m}$$

L_t

$$d \leq \min (h_e/2, 2/3L') = 1,53$$

$$\text{Soit } d = 1,53 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_b = 0$ ($d = L_t$).

$$I' = \frac{0,20 \times 1,53^3}{12} = 0,06 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{d}{2} = 0,765 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,20 \times 1,53 = 0,306 \text{ m}^2$$

$$N1 = \frac{\Omega'}{2} (\sigma_b + \sigma'_b) \rightarrow N1 = - 64,84 \text{ KN}$$

$$M1 = (I'/2V') (\sigma_b - \sigma'_b) \rightarrow M1 = - 16,62 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M1}{N1} = 0,256 > \frac{d}{6} = 0,255 \rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\text{Soit : } c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$MA = M + Nu(d-h/2) = 16,62 + 64,84(1,51-1,53/2) = 64,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{MA}{b \times d^2 \times \sigma_b} = 0,008 > \mu_L = 0,379 \rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_b = 18,48 \text{ (cas accidentel)}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 150,40$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{64930}{400 \times 150,40} = 1,07 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section :

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t \text{ (} A_{\text{min}} \text{ en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1).}$$

$$A_{ZT} = 0,002 \times 20 \times 53 = 2,12 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :

$$L_{ZC} = L - 2L_t = 5,46 - 2 \times 0,53 = 4,4 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L \text{ (} A_{\text{min}} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3).}$$

$$A_{\text{min}} = 0,0015 \times 20 \times 440 = 13,2 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_1 = A_{ZC} + A_{ZT} = 15,32$$

2^{ème} cas :

$$N_{\text{max}} = -3389,06 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 211,89 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la section du voile :**

Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile en (m⁴) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,46^3}{12} = 2,71 \text{ m}^4$$

Ω : surface en plan du voile en (m²) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,46 = 1,092 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,73 \text{ m}$$

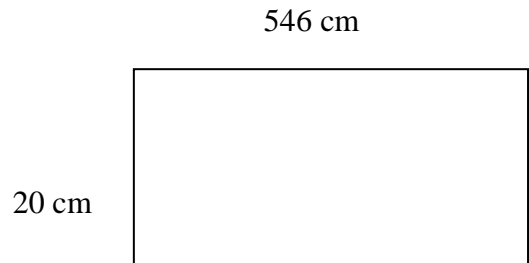


Figure VII.7 : Section de calcul.

➤ *Les contraintes appliquées sur le voile :*

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3389,06}{1,092} + \frac{211,89 \times 2,73}{2,71}$$

$$\sigma_a = -2890,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1908,76}{1,092} - \frac{2155,851 \times 2,73}{2,71}$$

$$\sigma_b = -3316,76 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui donne le diagramme des contraintes suivant :

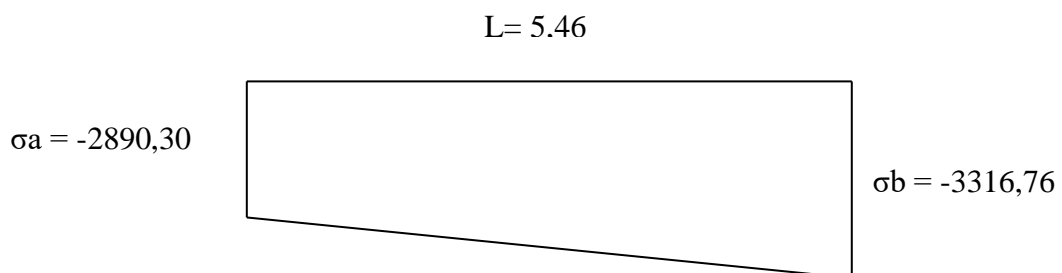


Figure VII.8 : Schéma des contraintes appliquées sur voile au 2^{ème} cas.

➤ Calcul longueur tendue L_t :

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} = \frac{3316,76}{2890,30 + 3316,76} \times 5,46$$

$$L_t = 2,92 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 5,46 - 2,92 = 2,54 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2, 2/3L') = 1,70 \text{ m}$$

$$\text{Soit } d = 1,70 \text{ m}$$

➤ Calcul de σ'_1 :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_b / L_t = \frac{-3316,76}{2,92} = -1135,88$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma'_a / (L_t - d) \rightarrow \sigma'_a = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1385,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{N_1}{S'} + \frac{M_1 \times V'}{I'} = -1385,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N_1}{S'} - \frac{M_1 \times V'}{I'} = -3316,76 \text{ KN/m}^2$$

$$I' = \frac{0,20 \times 2,54^3}{12} = 0,27 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{L_c}{2} = 1,27 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,20 \times 2,54 = 0,508 \text{ m}^2$$

Donc :

$$N_1 = \frac{\Omega'}{2} (\sigma'_a + \sigma_b) \rightarrow N_1 = -1194,45 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2V') (\sigma'_a - \sigma_b) \rightarrow M_1 = 499,87 \text{ KN.m}$$

N est un effort de traction

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,42 < \frac{d}{6} = 0,283 \rightarrow \text{donc la section est entièrement tendue (S.E.T).}$$

$$\text{Soit : } c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 1,25 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,41 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 7,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 22,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_e = 29,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 5,11 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0,20\% \times e \times L_t$ (A_{min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0,002 \times 20 \times 292 = 11,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal :

$A_{min} = 0,15\% \times e \times L$ (A_{min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 546 = 16,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/\text{ml}/\text{face} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{sv} = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 29,85 \text{ cm}^2$

Le ferrailage se fait pour la moitié du voile a cause de la symétrie :

On adopte la section des armatures suivantes :

Zone courante : 2×11 HA10 ($A_s = 15,71 \text{ cm}^2$)

Zone d'about : 2×06 HA 12 ($A_s = 13,57 \text{ cm}^2$)

➤ **Espacement minimale des barres verticales et horizontales :**

✓ *Dans la zone courante :*

$$S_t \leq \min (1,5e, 30\text{cm}) \text{ [RPA]} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Donc on adopte un espacement : **$S_t = 20\text{cm}$** .

✓ *Dans la zone d'about :*

$$S_t' \leq \frac{S_t}{2} \Rightarrow S_t' \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t' = 10 \text{ cm}$$

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

$$T = 573,566 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau u} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

e : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

$$\tau u = \frac{1,4 T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 573566}{20 \times (0,9 \times 546) \times 100} = 0,82 \text{ MPa} < \overline{\tau u} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Pas de cisaillement.

➤ **Les armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times (f_e/\gamma_s)} \Rightarrow \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times \delta_t \times e}{0,9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{0,82 \times 20 \times 20}{0,9 \times (400/1)} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_t/\text{ml}/\text{face} = 0,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} \text{ (RPA)} = 0,0015 \times b \times L = 16,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} \text{ (RPA)} / \text{ml}/\text{face} = 16,38 / (2 \times 2,61) = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,91; 3,14)$$

Soit 5HA10 → A= 3,93 cm² espacées de 20 cm.

VII.2.2. Dessin de ferrailage :

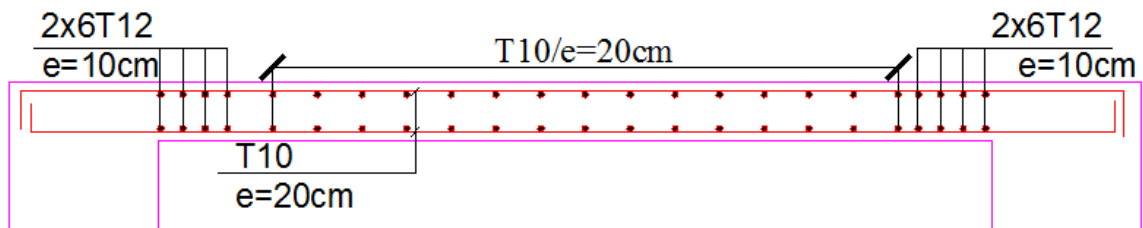


Figure VII.9 : Ferrailage du voile de contreventement.

VII.3. Voile périphérique

Selon le [RPA99/V2003-Article7.5.2.1] Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

VII.3.1. Détermination des sollicitations :➤ **Calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2,35 \times 0,20 = 0,47 \text{ m}^3$$

Avec :

$$h = H - 35 = 245$$

H : hauteur du sous sol.

h : hauteur du voile.

$$P_{pr} = 2500 \times 0,47 = 1175 \text{ Kg}$$

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$N = 1,35 \times 11,75 = 15,863 \text{ KN}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$N = P_{pr} = 11,75 \text{ KN}$$

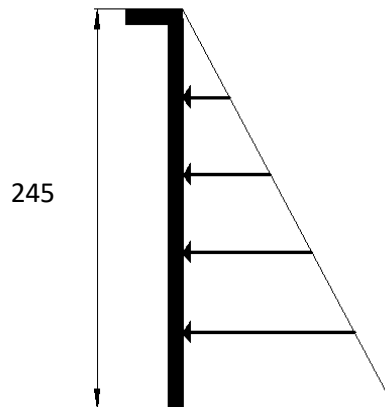
➤ **Calcul de la poussée des terres:**

Figure VI.10 : Contrainte du voile.

h : la hauteur de voile ; h = 245

φ : Angle de frottement ; $\varphi = 35^\circ$

$\bar{\gamma}$: Poids volumique des terres ; $\bar{\gamma} = 1700 \text{ Kg/m}^3$

K_a : Coefficient de poussée des terres ;

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0,271$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 235 \Rightarrow \sigma_1 = 0,271 \times 17 \times 2,35 = 10,83 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme un panneau qui s'appuie sur 4 côté avec une charge uniformément répartie q [Figure VI.7]

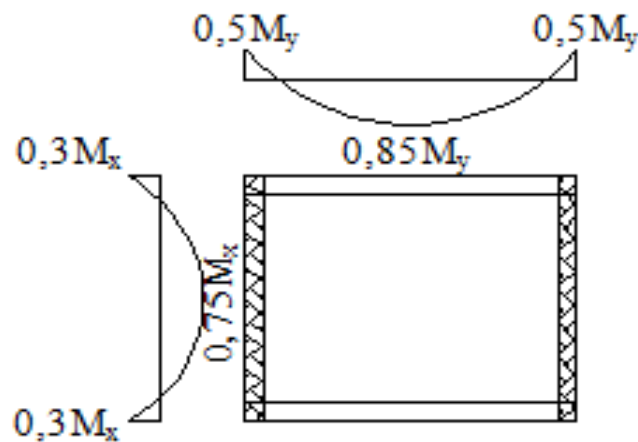


Figure VI.11: Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = 5,42 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Combinaisons fondamentales**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q = 731,7 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q = \bar{q}_u \times 1,00 = 731,7 \text{ daN/ml}$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$\bar{q}_{ser} = 542 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 542 \text{ daN/ml}$

Calcul des sollicitations✓ *Coefficient de poisson :*

v=0 ELU (béton fissuré)

v= 0,2 ELS (béton non fissuré)

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ avec } l_x \leq l_y \Rightarrow \xi = \frac{245}{546} = 0,45 > 0,4$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens.

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x^u = 0,1017 \\ \mu_y^u = 0,250 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x^{\text{ser}} = 0,1046 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0,333 \end{cases}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 446,67 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 111,67 \text{ kN.m}$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{\text{ser}} = 340,30 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \Rightarrow M_y^{\text{ser}} = 113,32 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\emptyset_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \emptyset = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

Combinaisons	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment en travée [daN.m]	379,67	289,26	83,75	84,99
Moment en appui [daN.m]	223,34	170,15	33,50	34,00

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

VII.3.2. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Le ferrailage est le même en appui et travée donc on prend le max.

➤ **En travées (sens X-X) :**

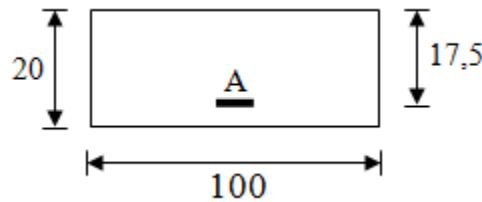


Figure VI.12: Section de calcul en travées.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 3796,7 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence d es armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3796,7}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3796,7}{348 \times 0,996 \times 17,5} = 0,625 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A1 = \max (A_{cal}, A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 2892,6 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,85 = 29,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,67 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,67^3}{3} + 15 \times 5,65(17,5 - 4,67)^2$$

$$I_1 = 17345,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2892,6}{17345,52} = 0,167$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,780 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 32,14 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,780 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 32,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

➤ **En travée (sens Y-Y) :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 83,75 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{837,5}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

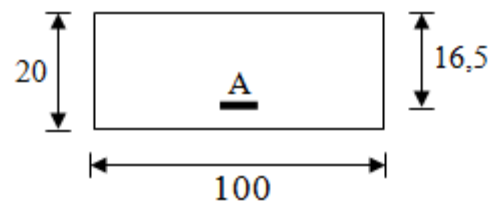


Figure VI.13:Section de calcul en travées.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{837,5}{348 \times 0,999 \times 16,5} = 0,15 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A=5,65 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{ser} = 84,99 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,85 = 28,05$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,51^3}{3} + 15 \times 5,65(16,5 - 4,51)^2$$

$$I_1 = 15241,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{849,9}{15241,47} = 0,056$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,253 \text{ MPa}$$

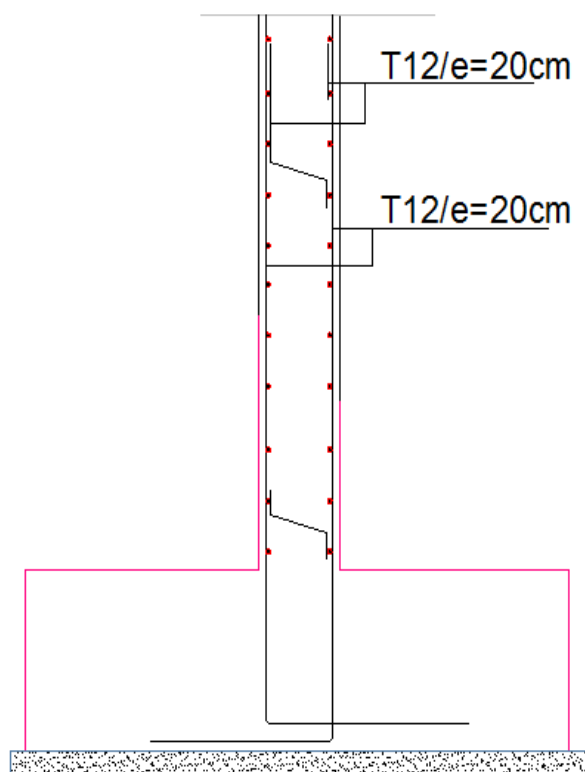
$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 10,07 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,253 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 10,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

VII.3.3. Dessin de ferrailage :

**Figure VI.14** : Ferrailage du voile périphérique.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

VIII.2. Calcul des semelles

➤ Semelle isolée :

✓ Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

✓ Calcul des semelles :

➤ Semelle de centre :

$$N = 2309,083$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,6bars.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : a = 40cm ; b = 65cm

$$A = \left(\frac{40}{65} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{40}{65} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{40}{65} \cdot \frac{2309,083}{1.6}} = 298,02cm$$

On prend : B = 316cm ⇒ A = 183,40 cm

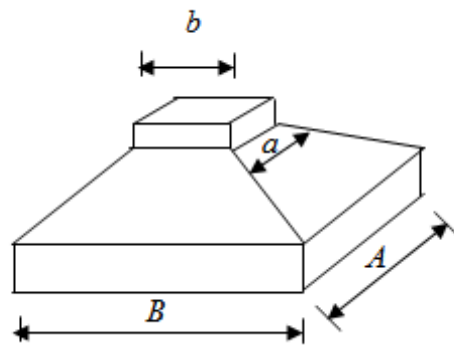


Figure VIII.1 : Semelle isolée.

➤ *Semelle de rive :*

$$N = 1919,93$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5bars.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : a = 40cm ; b = 65cm

$$A = \left(\frac{40}{65} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{40}{65} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{40}{65} \cdot \frac{1919,93}{1.6}} = 271,74cm$$

On prend : B = 271,74 cm \Rightarrow A = 181,16 cm

✓ **Conclusion :**

D'après le pré dimensionnement des semelles on conclut que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction car la capacité du sol est faible, donc les semelles deviennent très larges et tendent à occuper toute l'entraxe des poteaux, donc ce choix est exclu.

➤ **Vérification des semelles filantes**

On doit vérifier que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

D'après le logiciel ETABS 2017 : N = 32360,652 KN

$$S \geq \frac{42599,652}{160} = 202,25 \text{ m}^2$$

La surface globale des semelles est : 202,25 m²

La surface globale de bâtiment est : 381.347 m²

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{202,25}{381.347} = 53,03 \%$$

La surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

Donc, Ce choix ne convient pas.

Pour cela on a opté pour un radier général type nervuré comme fondation.

Ce type de fondation a plusieurs avantages :

- ✓ Il augmente la surface de la semelle (fondation).
- ✓ Il minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Il est facile à exécuter et plus économique.

VII.3. Etude du radier

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

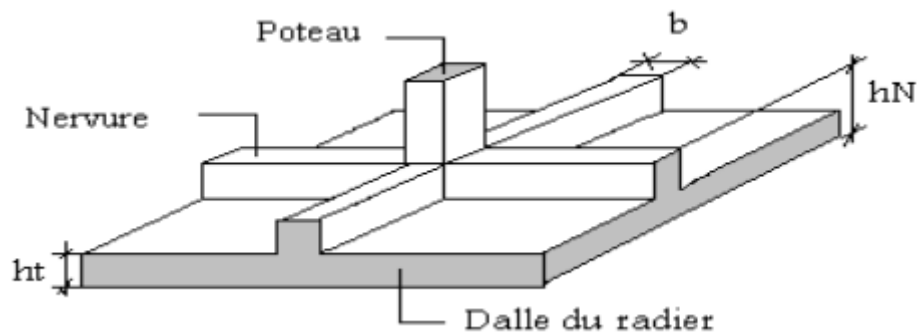


Figure VII.2: Schéma du radier général.

VII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques, le radier va déborder de 100 m de chaque coté.

✓ Dalle :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition forfaitaire :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_d : hauteur de la dalle.

$$L_{\max} = 546\text{cm} \Rightarrow h \geq 27,3 \text{ m}$$

➤ Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$T_u = \frac{q \times L}{2} \quad ; \quad \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times (0,9 \times h)} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow h \geq \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times (0,9 \times \bar{\tau}_u)}$$

$$N_u = 150971,07 \text{ KN}$$

$$L = 4,40 \text{ m}$$

$$S = 381.3471 \text{ m}^2$$

$$h_d \geq 38,71 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 50 \text{ cm}$.

✓ **Nervure:**

a) **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$ [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Young du béton ($E = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,82 \text{ m}$$

$$h_n = 1,00 \text{ m.}$$

b) **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{546}{10} = 54,6 \text{ cm}$$

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

c) *Condition de la flèche :*

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 36,4 < h < 54,6$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

d) *Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]*

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier;

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure,

$Q_{umax} = 2309,083 \text{ kN}$ appliquée par un poteau de section carré (40x65) cm^2 .

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 (a + b + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

$$N_u \leq 0,045 \times 2(0,4 + 0,65 + 2. h)h. 25.10^3$$

$$L'inégalité (1) \text{ devient : } 4500h^2 + 2362,5h - 2309,08 \geq 0 \Rightarrow h > 0,50 \text{ m}$$

Pour satisfaire les conditions suivantes, soit $h_n = 100 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier : $h = 50 \text{ cm}$

$$\text{Dimensions de la nervure : } \begin{cases} h = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

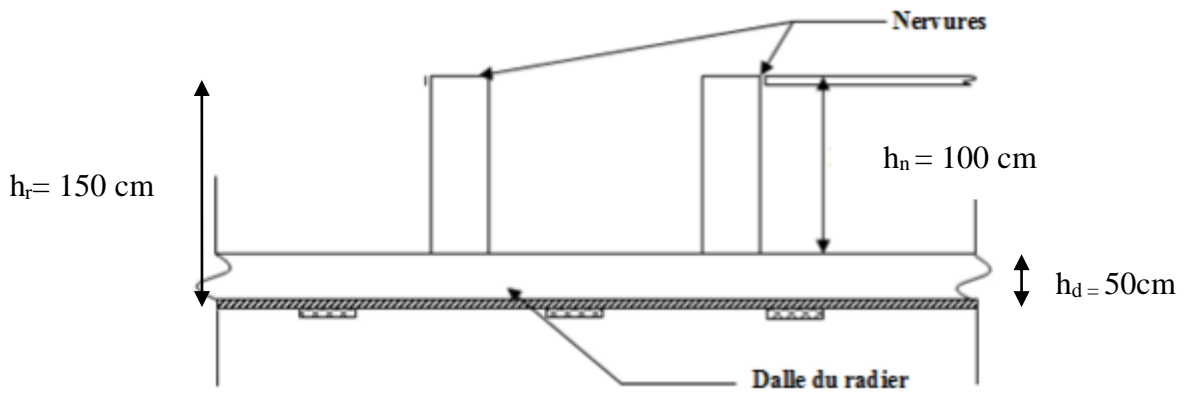


Figure VIII.3 : Dimensions du radier.

VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,7 h ; 45 \leq b_0 \leq 105$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) ;$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$L_x = 546 \text{ cm}; L_y = 440 \text{ cm}.$$

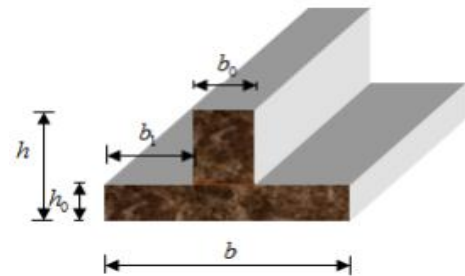


Figure VIII.4: dimensions de la poutre.

Type des poutres	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	150	50	50	40	130
Poutre secondaire	150	50	50	40	130

Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{néc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\max}}$$

$$N_{\text{ser}} = 72652,68 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bar} \longrightarrow S_{\text{néc}} > \frac{72652,68}{1,6 \times 100} = 454,08 \text{ m}^2 > S_{\text{bat}} = 381.3471 \text{ m}^2$$

➤ **Constatation :**

On constate que la surface nécessaire $S_{néc}$ est supérieur à la surface du bâtiment S_{bat} ($S_{néc} > S_{bat}$), alors on a besoin d'un débord qui est calculer par la formule suivante :

$$l_d \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{150}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 75 \text{ cm}$$

Donc on ajoute au radier un débord de largeur $l_d = 1 \text{ m}$ de chaque côté.

D'où :

$$S_{radier} = S_{bat} + l_d \times P$$

S_{radier} : surface du radier

P: le périmètre du bâtiment.

$$S_{radier} = 381,35 + 1 \times 106,71 = 488,06 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de 488,06 m².

VII.3.3. Détermination des sollicitations:➤ **Caractéristiques du radier:**

$h = 150 \text{ cm}$; $h_d = 50 \text{ cm}$; $h_n = 100 \text{ cm}$.

- *Surface du radier* : $S_{radier} = 488,06 \text{ m}^2$
- *Moments d'inertie (AutoCAD)* :

$$I_{XX} = 51170,0666 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 171964,7458 \text{ m}^4$$

- *Centre de gravité:*

$$X_G = 17,16 \text{ m}$$

$$Y_G = 9,53 \text{ m}$$

➤ **Surcharge d'exploitation:**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 488,06 \Rightarrow Q_r = 2440,3$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

✓ Etat limite ultime (ELU) :

Formule	N_u^1 [KN]	N_u^2 [kN]	N_u [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_u^1 + N_u^2$ $(1,35G + 1,5Q) + 1,5Q_r$	87696,92	3660,45	91357,37	-30,56	-42,10

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

Avec :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

Situation accidentelle (ACC) :

Formule	N_a^1 [KN]	N_a^2 [kN]	N_a [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_a^1 + N_a^2$ $(G + Q \pm E) + (Q_r)$	64123,24	2440,3	66563,54	-176,6764	-245,3008

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

✓ Etat limite service (E.L.S) :

Formule	N_s^1 [KN]	N_s^2 [kN]	N_s [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_a^1 + N_a^2$ $(G + Q) + (Q_r)$	64123,24	2440,3	66563,54	-38,57	-30,66

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

➤ Vérification des contraintes sous radier :

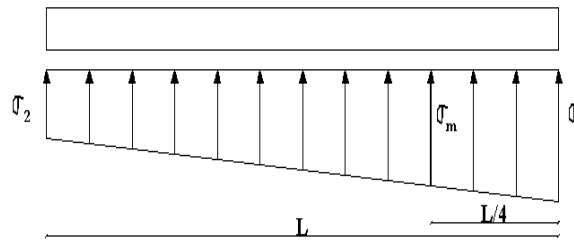


Figure VII.5: Distribution des contraintes sous le radier.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I} \cdot v$$

$$N_u = 154631,52 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bars}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 150971,07 \text{ kN}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}}^u = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3,2 \text{ bars}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{91357,37}{488,06} \pm \frac{-30,56}{51170,0666} \cdot 17,16 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,87 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{91357,37}{488,06} \pm \frac{-42,10}{171964,7458} \cdot 9,53 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,87 \text{ bars}$$

✓ Etat limite service (E.L.S)

$$N_s = 66563,54 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563,54}{488,06} \pm \frac{-38,57}{51170,0666} \cdot 17,16 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563,54}{488,06} \pm \frac{-30,66}{171964,7458} \cdot 9,53 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

Situation accidentelle :

$$N_a = 66563,54 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563,54}{488,06} \pm \frac{-176,6764}{51170,0666} \cdot 17,16 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563,54}{488,06} \pm \frac{-245,30}{171964,7458} \cdot 8,90 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \quad \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \text{ Avec :}$$

P : Poids du bâtiment (57896,4817 KN)

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

Figure VIII.6 : Encrage de la structure.



$$1,5 \times S \times \gamma \times Z.$$

$$= 1,5 \times 488,06 \times 10 \times 4,00 = 29283,6 \text{ kN}$$

$P = 57896,4817 \text{ KN} > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable pas de risque au soulèvement

VII.4. Ferrailage du radier

VII.4.1. Ferrailage de la dalle:

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Détermination des efforts**

Pour une bande de 1m :

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \cdot 1\text{m}$$

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1,87 \frac{546}{4} = 255,26 \text{ KN/ml}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = 1,36 \frac{546}{4} = 185,64 \text{ KN/ml}$$

Situation accidentelle :

$$q_s = 1,36 \frac{546}{4} = 185,64 \text{ KN/ml}$$

	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	4,40	5,46	0,81	0,0553	0,6130	273,28	167,52
E.L.S	4,40	5,46	0,81	0,0621	0,7230	223,19	161,36

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m].

Combinaison	ELU		ELS	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
Sens X-X	204,96	136,64	167,39	111,60
Sens Y-Y	125,64	83,76	121,02	80,68

Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].

Calcul des armatures:

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable => $a = 2\text{cm}$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varnothing = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases}$$

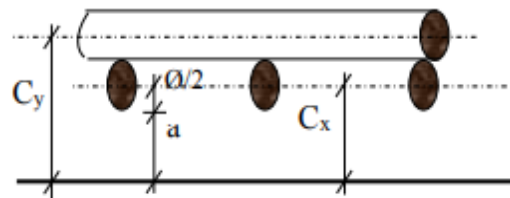


Figure VIII.7 : Enrobage de la dalle du radier.

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Sens x-x :

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 204,96 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{204960}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{204960}{348 \times 0,966 \times 47} = 12,97 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 12,97 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

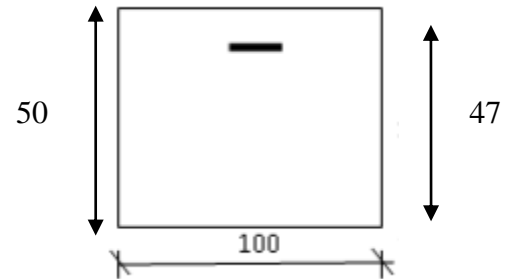


Figure VIII.8 : Section de calcul en travée x-x.

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 167,39 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16,08}{100} = 2,41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 2,41 = 226,54 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,41 + \sqrt{2,41^2 + 226,54} = 12,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12,83^3}{3} + 15 \times 16,08 \times (47 - 12,83)^2 = 352020,18 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{167390}{352020,18} = 0,48$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,48 \times (47 - 12,83) = 246,024 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{167390}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,00376$$

$$\mu_1 = 0,00376 \longrightarrow \beta_1 = 0,901 \longrightarrow K_1 = 35,50$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s^-}{K_1} = \frac{201,63}{35,50} = 5,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{167390}{201,63 \times 0,901 \times 47} = 19,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

10T16 → A= 20,11 cm²/ml

(T16 → e = 15 cm)

B. En appuis :

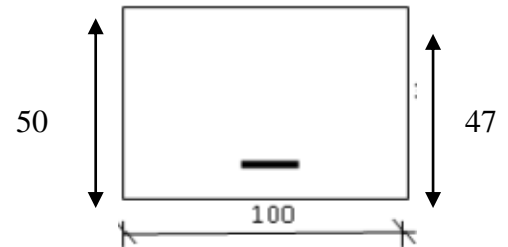
✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_{ax}^u = 136,64 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{136640}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,044$$

$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392$

Figure VIII.9 : Section de calcul en appuis x-x.



=> Á N'existe pas et ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,056$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{136640}{348 \times 0,978 \times 47} = 8,54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

6T16 → A= 12, 06 cm²/ml

(T16 → e=20 cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_{ax}^{ser} = 111,60 \text{ kN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,81 = 170,14 \text{ cm}^2$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 170,14} = 11,36 \text{ cm}$

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$

$I = \frac{100 \times 11,36^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (47 - 11,36)^2 = 278647,70 \text{ cm}^4$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{111600}{278647,70} = 0,40$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 201,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta ft_j} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{111600}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,0025$$

$$\mu_1 = 0,0025 \longrightarrow \beta_1 = 0,917 \longrightarrow K_1 = 45,24$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{45,24} = 4,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{167390}{201,63 \times 0,917 \times 47} = 19,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$10T16 \longrightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

Sens y-y :

A. En travée

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ty}^u = 125,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{125640}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392$$

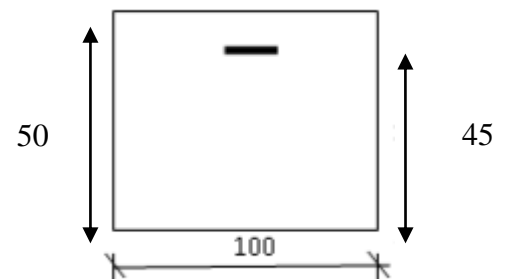


Figure VIII.10 : Section de calcul en travée y-y.

$$\Rightarrow \text{AN}' \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{125640}{348 \times 0,978 \times 45} = 8,20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 8,20 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T16 \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 121,02 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,05}{100} = 1,51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,51 = 135,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,51 + \sqrt{1,51^2 + 135,9} = 10,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,25^3}{3} + 15 \times 10,05 \times (45 - 10,25)^2 = 217936,401 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{\text{ser}}}{I} = \frac{121020}{217936,401} = 0,56$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,56 \times (45 - 10,25) = 291,9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{121020}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,00296$$

$$\mu_1 = 0,00296 \longrightarrow \beta_1 = 0,911 \longrightarrow K_1 = 41,18$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{41,18} = 4,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{121020}{201,63 \times 0,911 \times 45} = 14,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 83,76 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{83760}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_L = 0,392$$

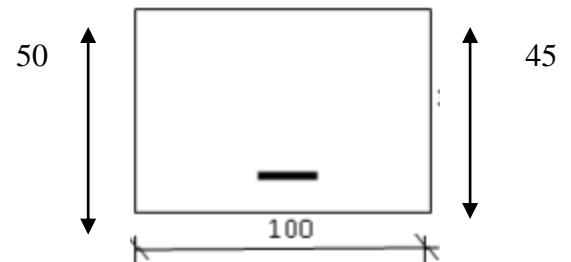


Figure VIII.11 : Section de calcul en appuis y-y.

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{83760}{348 \times 0,998 \times 45} = 5,35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T 14 \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(T14 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 80,68 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,16 = 104,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 104,4} = 9,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,12^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (45 - 9,12)^2 = 173976,76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{80680}{173976,76} = 0,46$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 247,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{80680}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,00197$$

$$\mu_1 = 0,00197 \longrightarrow \beta_1 = 0,926 \longrightarrow K_1 = 52,57$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{201,63}{52,57} = 3,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{80680}{201,63 \times 0,926 \times 45} = 9,60 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

6T 16 → A = 12,06 cm²/ml

(T16 → e = 20 cm)

VII.4.2. Dessin de ferrailage de la dalle :

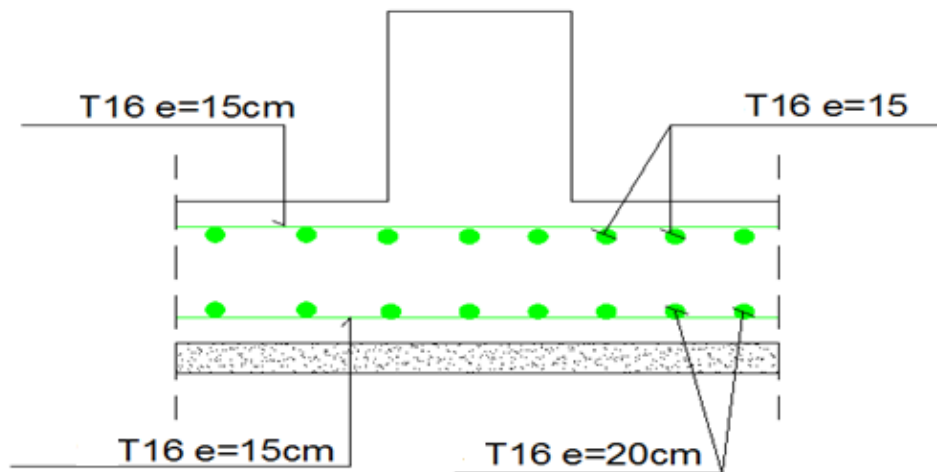


Figure VIII.12 : Ferrailage de la dalle.

VII.4.3. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 100cm de chaque coté

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 255,26 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -127,63 \text{ kN.m}$$

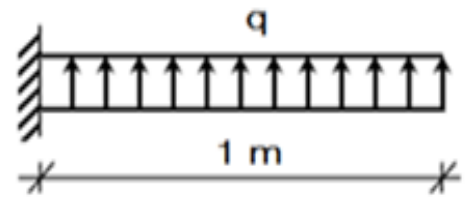


Figure VIII.13: Schéma statique du débordement.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127630}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_L = 0,392 \text{ Fi}$$

$$\Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

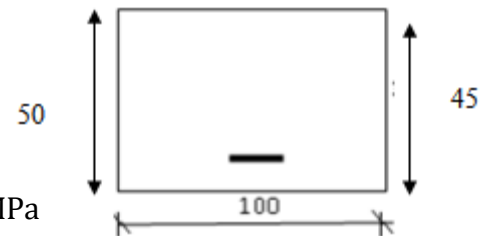


Figure VIII.14 : Section de calcul du débord.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,296$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,882$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{127630}{348 \times 0,882 \times 45} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 9,24 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16 \longrightarrow A=12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e=20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_s = 185,64 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -185,64 \times \frac{1^2}{2} = -92,82 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1,81 = 162,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 162,9} = 11,08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11,08^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (45 - 11,08)^2 = 253479,19 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{92820}{253479,19} = 0,37$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 188,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.}$$

VII.4.4. Ferrailage des nervures :

➤ Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

➤ Accidentelle :

✓ Poutre principale :

$$q_{eq}^a = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

$$q_1 = q_a = 185,64 \text{ kN/ml}$$

$$q_{eq}^a = \left[185,64 \times \frac{5,46 + (5,46 - 4,40)}{2} \right] \times \frac{2}{5,46}$$

$$q_{eq}^a = 221,68 \text{ kN}$$

✓ Poutre secondaire :

$$q_{es}^a = \left[q_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$q_{es}^a = \left[185,64 \times \frac{4,4}{2} \right] \times \frac{2}{4,4}$$

$$q_{es}^a = 185,64 \text{ kN}$$

État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	255,26	304,82	255,26
ELS [KN]	185,64	221,68	185,64
Acc [KN]	185,64	221,68	185,64

Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].

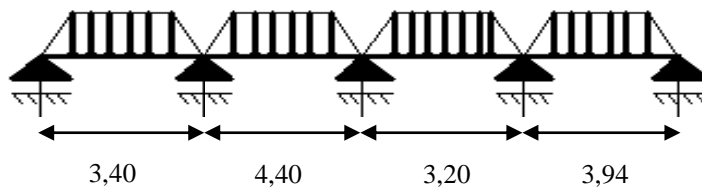


Figure VIII.15 : Distribution des charges sur les poutres principales.

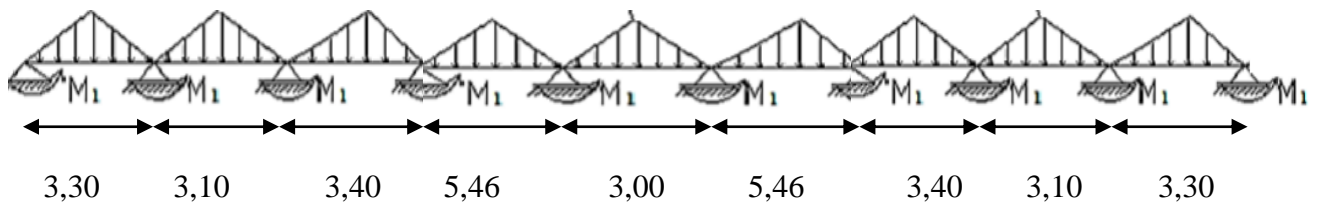


Figure VIII.16: Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]
ELU	-399,5	507,8	-443.0	565.1
ELS	-290.5	369,3	-322.2	411.0
ACC	-290.5	369,3	-322.2	411.0
T[kN]	707,5		717,4	

Tableau VIII.8 : tableau récapitulatif des sollicitations.

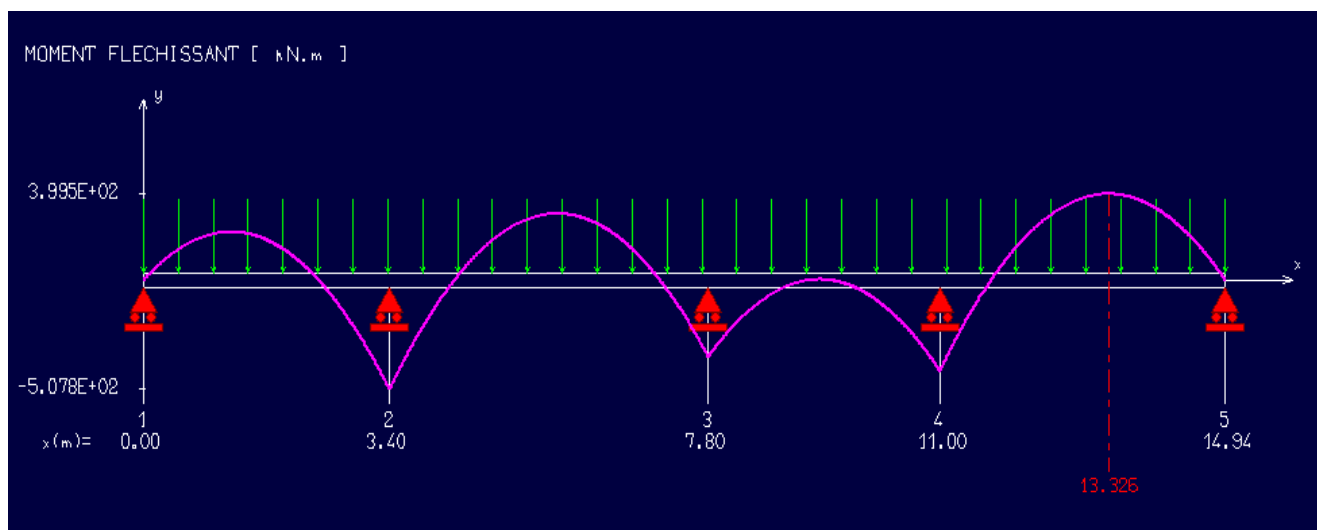


Figure VIII.17 : Diagramme des moments fléchissants de la poutre principale.

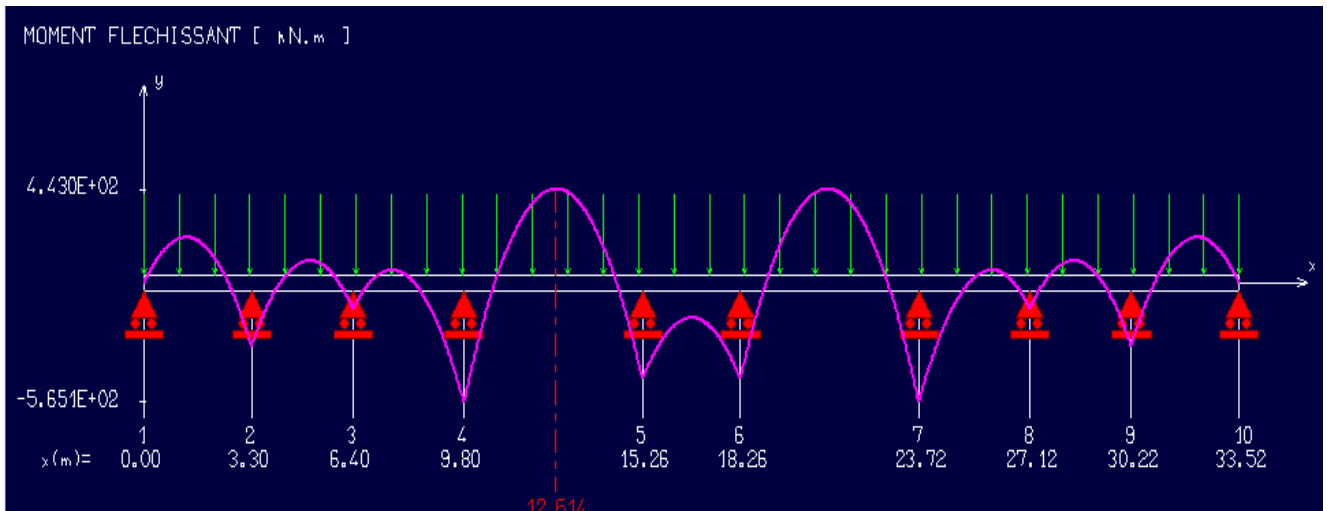


Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissants de la poutre secondaire.

➤ Calcul des armatures

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

✓ Etat limite ultime (ELU)

A. En travée

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_u = -399,5 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131,55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{399500}{14,17 \times 50 \times 135^2} = 0,031$$

$\mu = 0,031 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ ÁN'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{399500}{348 \times 0,984 \times 135} = 8,64 \text{ cm}^2.$$

✓ Etat limite de service (ELS)

$$M_s = -290.5 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{399,5}{290,5} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,039 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu préjudiciable

✓ Aucune vérification pour σ_s

} les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

• **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 290,5 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{290500}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,017$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,015 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

➤ **Détermination des armatures**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{290500}{400 \times 0,991 \times 135} = 5,43 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 8,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$(T14 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (ELU)

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_u = 507,8 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131,55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \implies$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{507800}{14,17 \times 50 \times 135^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_L = 0,392 \implies \hat{A}N \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,980$$

➤ **Détermination des armatures**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{507800}{348 \times 0,980 \times 135} = 11,03 \text{ cm}^2.$$

✓ Etat limite de service (ELS)

$$M_s = 369,3 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_{st}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{st} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{507,8}{369,3} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,050 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu préjudiciable

✓ Aucune vérification pour σ_s

} les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

• **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 369,300 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{369300}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,022$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,02 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

➤ **Détermination des armatures**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{369300}{400 \times 0,989 \times 135} = 6,91 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}, A_a^{\text{Acc}}) = 11,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T 16 + 4T14 = 14,2 \text{ cm}^2$$

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

Remarque :

Les armatures de la poutre secondaire seront obtenues par SOCOTEC.

Les armatures	poutre principale		poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	8,64	11,03	9,60	12,30
A_{acc} [cm ²]	5,43	6,92	6,02	7,71
A_{\min} [cm ²]	8,15	8,15	8,15	8,15
A_{\max} [cm ²]	8,64	11,03	9,60	12 ;30
Choix des armatures	8T14 => 12,32 cm ²	4T16+4T14 =>14,2 cm ²	8T14 => 12,32 cm ²	4T16+4T14 => 14,2 cm ²

Tableau VIII.9 : Tableau récapitulatif des sections des armatures.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

✓ *Poutre principales :*

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{707500}{100 \times 145 \times 100} = 0,49 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ *Poutres secondaires :*

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{717400}{100 \times 145 \times 100} = 0,50 \text{ MPa}$$

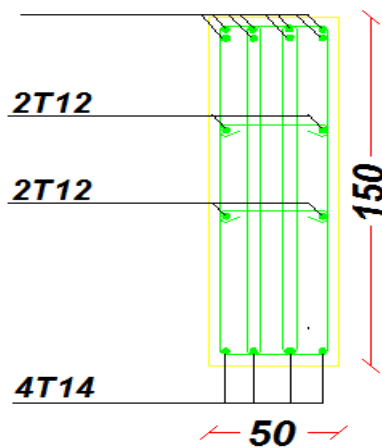
Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

VIII.4.5. Dessin de ferrailage des nervures :

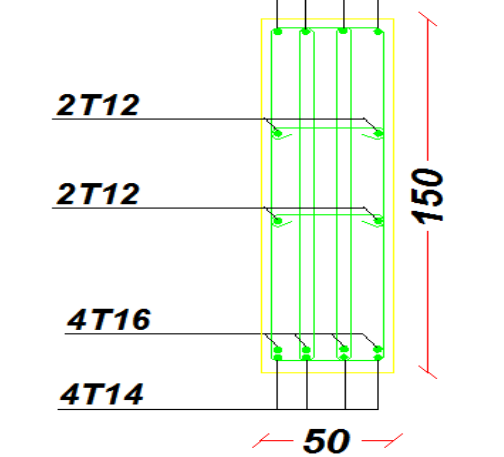
✓ *Nervure principales :*

8T14



En travée

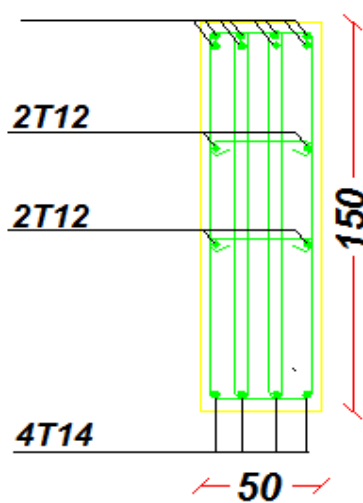
4T14



En appui

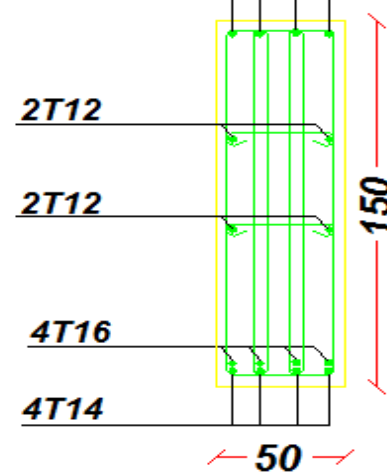
✓ *Nervures secondaires :*

8T14



En travée

4T14



En appui

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003); BAEL91; la pratique des logiciels ETABS, AutoCad, RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes:

- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel;
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes;
- Il est nécessaire d'équilibrer entre la résistance et l'économie. Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage;
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux; ces derniers ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal;
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Pour conclure, on doit dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience très bénéfique, car elle est considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux certes différents mais complémentaires et qui sont le domaine académique universitaire et la vie professionnelle.

Références bibliographiques

D.T.R.BC 2.41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.

DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.

Le président du groupe de travail BAEL M. Lacroix : « B.A.E.L.91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites », Edition EYROLLES PARIS 1992.

Groupe de travail Spécialisé (GTS) : « DTR-B.C.2.48 règles parasismiques algériennes RPA99 »

BELAZOUGUI, M. « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.

HENRY THONIER (1999) : *Conception et calcul des structures de bâtiment*. Paris, Edition Presses de l'école nationale des ponts et chaussée.

MOUGIN, J-P. « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.

PERCHAT, J. « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur.

Cours :

- ✓ Calcul de voiles, M. BENSOUA Mohamed.
- ✓ Calcul des actions et sollicitations, M. BENSOUA Mohamed.
- ✓ Cours de béton armé, M. Ammar.
- ✓ Règles de calcul et dimensionnement des dalles, M. BENSOUA Mohamed.

Projets de fin d'études :

- ✓ AZZOUZ, K. et BELHAMIDECHE, k. Etude d'une tour en béton armé sous-sol+RDC+10étages (portique-voile) selon le BAEL91 et le RPA99.2003. (2018)
- ✓ KADDOUS, H. et KREIRI, M. Etude d'une tour (sous-sol +RDC+16étages) à usage multiple. (2016)
- ✓ LARBI, N. et KOURDOURLI, S. Etude d'une tour à usage d'habitation, commercial et administratif (2 sous-sols+RDC+10 étages) (2015)
- ✓ REMACI, A. et GHERBALI, M. etude d'un bâtiment R+8. (2011)

Logiciels :

- ✓ AutoCAD 2012.
- ✓ ETABS 2017
- ✓ Excel 2007.
- ✓ RDM 6.
- ✓ SOCOTEC.
- ✓ Word 2007.

Annexes

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES

ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Tableau des Armatures

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Résultat : poids des étages donnés par ETABS 17 :

Story Forces									
1 de 12 Reload Apply									
	Story	Load Case/Combo	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
▶	10EME	WP	Bottom	4833,0532	0	0	0	39666,75	-81760,6576
	9EME	WP	Bottom	9383,9267	0	0	0	79218,2015	-158729,1358
	8EME	WP	Bottom	13934,804	0	0	0	118769,6964	-235697,6747
	7EME	WP	Bottom	18485,6813	0	0	0	158321,1912	-312666,2136
	6EME	WP	Bottom	23036,5587	0	0	0	197872,686	-389634,7525
	5EME	WP	Bottom	27677,616	0	0	0	238170,6566	-468114,7082
	4EME	WP	Bottom	32318,6734	0	0	0	278468,6272	-546594,6639
	3EME	WP	Bottom	36959,7307	0	0	0	318766,5978	-625074,6196
	2EME	WP	Bottom	41733,7181	0	0	0	360162,7469	-705782,482
	1ER	WP	Bottom	46507,7054	0	0	0	401558,896	-786490,3445
	RDC	WP	Bottom	51279,8552	0	0	0	442948,7976	-867167,4105
	SOUS SOL	WP	Bottom	57958,0817	0	0	0	499937,0063	-979732,905

Résultat : efforts ELU pour poteaux (40×65) :

Forces								
16 de 132 Reload Apply								
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m
SOUS SOL	C1	1069	ELU	0	-528,6105	-8,3341	2,0539	0,0042
SOUS SOL	C1	1069	ELU	1,25	-517,6417	-8,3341	2,0539	0,0042
SOUS SOL	C1	1069	ELU	2,5	-506,673	-8,3341	2,0539	0,0042
SOUS SOL	C2	1070	ELU	0	-1491,8311	-0,0393	20,7137	0,0042
SOUS SOL	C2	1070	ELU	1,25	-1480,8623	-0,0393	20,7137	0,0042
SOUS SOL	C2	1070	ELU	2,5	-1469,8936	-0,0393	20,7137	0,0042
SOUS SOL	C3	1071	ELU	0	-1541,12	-0,7644	22,4989	0,0042
SOUS SOL	C3	1071	ELU	1,25	-1530,1512	-0,7644	22,4989	0,0042
SOUS SOL	C3	1071	ELU	2,5	-1519,1825	-0,7644	22,4989	0,0042
SOUS SOL	C4	1072	ELU	0	-812,8446	-1,3097	29,7462	0,0042
SOUS SOL	C4	1072	ELU	1,25	-801,8759	-1,3097	29,7462	0,0042
SOUS SOL	C4	1072	ELU	2,5	-790,9071	-1,3097	29,7462	0,0042
SOUS SOL	C5	1073	ELU	0	-2163,3485	-18,6918	-4,2182	0,0042
SOUS SOL	C5	1073	ELU	1,25	-2152,3798	-18,6918	-4,2182	0,0042
SOUS SOL	C5	1073	ELU	2,5	-2141,411	-18,6918	-4,2182	0,0042
SOUS SOL	C6	1074	ELU	0	-1686,17	-1,1078	-10,1257	0,0042
SOUS SOL	C6	1074	ELU	1,25	-1675,2012	-1,1078	-10,1257	0,0042
SOUS SOL	C6	1074	ELU	2,5	-1664,2325	-1,1078	-10,1257	0,0042
SOUS SOL	C7	1075	ELU	0	-1520,8741	-0,7261	-8,9975	0,0042
SOUS SOL	C7	1075	ELU	1,25	-1509,9054	-0,7261	-8,9975	0,0042
SOUS SOL	C7	1075	ELU	2,5	-1498,9366	-0,7261	-8,9975	0,0042
SOUS SOL	C8	1076	ELU	0	-587,0543	-11,2293	0,0183	0,0042
SOUS SOL	C8	1076	ELU	1,25	-576,0856	-11,2293	0,0183	0,0042
SOUS SOL	C8	1076	ELU	2,5	-565,1168	-11,2293	0,0183	0,0042
SOUS SOL	C9	1077	ELU	0	-599,0484	-0,5403	-0,6008	0,0042
SOUS SOL	C9	1077	ELU	1,25	-588,0797	-0,5403	-0,6008	0,0042
SOUS SOL	C9	1077	ELU	2,5	-577,1109	-0,5403	-0,6008	0,0042

Résultat : situations accidentelles pour poteaux (40×65) :

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m
SOUS SOL	C1	1069	Dead	0	-356,9216	-4,9683	1,2499	0,0027
SOUS SOL	C1	1069	Dead	1,25	-348,7966	-4,9683	1,2499	0,0027
SOUS SOL	C1	1069	Dead	2,5	-340,6716	-4,9683	1,2499	0,0027
SOUS SOL	C1	1069	Live	0	-31,1776	-1,0846	0,2444	0,0004
SOUS SOL	C1	1069	Live	1,25	-31,1776	-1,0846	0,2444	0,0004
SOUS SOL	C1	1069	Live	2,5	-31,1776	-1,0846	0,2444	0,0004
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 1	0	-497,9286	6,7221	5,0928	-0,3641
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 1	1,25	-497,9286	6,7221	5,0928	-0,3641
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 1	2,5	-497,9286	6,7221	5,0928	-0,3641
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 2	0	-1448,9469	0,7905	13,2799	0,0422
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 2	1,25	-1448,9469	0,7905	13,2799	0,0422
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 2	2,5	-1448,9469	0,7905	13,2799	0,0422
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 3	0	-612,3636	7,0651	6,3125	-0,4138
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 3	1,25	-612,3636	7,0651	6,3125	-0,4138
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 3	2,5	-612,3636	7,0651	6,3125	-0,4138
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 4	0	-1211,6601	0,0807	10,7614	0,145
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 4	1,25	-1211,6601	0,0807	10,7614	0,145
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 4	2,5	-1211,6601	0,0807	10,7614	0,145
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 5	0	-383,4936	6,3791	3,8732	-0,3144
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 5	1,25	-383,4936	6,3791	3,8732	-0,3144
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 5	2,5	-383,4936	6,3791	3,8732	-0,3144
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 6	0	-1686,2336	1,5004	15,7984	-0,0606
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 6	1,25	-1686,2336	1,5004	15,7984	-0,0606
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 6	2,5	-1686,2336	1,5004	15,7984	-0,0606
SOUS SOL	C1	1069	Ey st 1	0	-497,9286	6,7221	5,0928	-0,3641
SOUS SOL	C1	1069	Ey st 1	1,25	-497,9286	6,7221	5,0928	-0,3641
SOUS SOL	C1	1069	Ey st 1	2,5	-497,9286	6,7221	5,0928	-0,3641
SOUS SOL	C1	1069	Ex st 2	0	-1448,9469	0,7905	13,2799	0,0422

Résultat : poutres principales (30×45) à l'ELU :

Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
ELU	3	0	109,14	0	-1,0261	0	-92,3301
ELU	3	0	108,7799	0	0,5383	0	-91,823
ELU	3,74	0	109,2713	0	-0,0579	0	-88,603
ELU	3,74	0	108,8646	0	0,1171	0	-87,867
ELU	0,2	0	-94,4894	0	-1,4318	0	-80,3914
ELU	0,2	0	-91,3078	0	-1,2072	0	-80,1996
ELU	0,2	0	-94,3352	0	1,2995	0	-80,1575
ELU	0,2	0	-87,0876	0	0,9867	0	-72,7217
ELU	0,2	0	-99,9691	0	2,9748	0	-67,8601
ELU	0,2	0	-99,9241	0	-2,9863	0	-67,7738
ELU	3,25	0	45,4267	0	-0,6642	0	-67,4983
ELU	0,2	0	-80,086	0	-2,735	0	-63,3821
ELU	0,15	0	-42,9472	0	1,4288	0	-63,3739
ELU	0,2	0	-79,1994	0	2,6035	0	-62,2785
ELU	0,2	0	-97,7551	0	1,8371	0	-59,3883
ELU	0,2	0	-97,4421	0	-2,0047	0	-58,7353
ELU	3,25	0	36,9983	0	2,5357	0	-51,5405
ELU	0,15	0	-36,0145	0	-2,5367	0	-49,3242
ELU	2,8071	0	43,8573	0	-0,6642	0	-47,7283
ELU	2,5333	0	88,0486	0	-1,0261	0	-46,3194
ELU	2,5333	0	87,6885	0	0,5383	0	-45,9803
ELU	4,2	0	91,0278	0	-2,0047	0	-45,9067
ELU	4,2	0	90,7148	0	1,8371	0	-45,3077
ELU	3,2975	0	88,4218	0	-0,0579	0	-44,8634
ELU	0,5929	0	-41,3779	0	1,4288	0	-44,7019
ELU	3,2975	0	88,0151	0	0,1171	0	-44,3074
ELU	1,56	0	52,5521	0	2,9085	0	-43,1426

Résultat : réactions à la base du bâtiment :

Base Reactions							
⏪ ⏩ 9 de 35 ⏪ ⏩ Reload Apply							
	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	Dead	0	0	56586,2613	488005,0077	-955207,6778	0
	Live	0	0	7536,9793	68452,0578	-125913,8397	0
	Ex st 1	-5703,077	0	0	0	-141874,8835	55534,987
	Ex st 2	0	-5703,077	0	141874,8835	0	-115176,2301
	Ex st 3	-5703,077	0	0	0	-141874,8835	60080,8138
	Ex st 4	0	-5703,077	0	141874,8835	0	-124561,6559
	Ex st 5	-5703,077	0	0	0	-141874,8835	50989,1603
	Ex st 6	0	-5703,077	0	141874,8835	0	-105790,8042
▶	Ey st 1	-5703,077	0	0	0	-141874,8835	55534,987
	Ey st 2	0	-5703,077	0	141874,8835	0	-115176,2301
	Ey st 3	-5703,077	0	0	0	-141874,8835	60080,8138
	Ey st 4	0	-5703,077	0	141874,8835	0	-124561,6559
	Ey st 5	-5703,077	0	0	0	-141874,8835	50989,1603
	Ey st 6	0	-5703,077	0	141874,8835	0	-105790,8042
	EX Max	4015463,5307	1525581,1825	0	37885957	100236337	83090400
	EY Max	4015463,5307	1525581,1825	0	37885957	100236337	83090400
	ELU	0	0	87696,9216	761484,8471	-1478401	0
	ELS	0	0	64123,2405	556457,0655	-1081122	0
	WP	0	0	58093,6571	501695,4193	-980390,4457	0
	G+Q+EX Max	4015463,5307	1525581,1825	64123,2405	38442414	99155216	83090400
	G+Q+EX Min	-4015464	-1525581	64123,2405	-37329500	-101317459	-83090400
	G+Q+EY Max	4015463,5307	1525581,1825	64123,2405	38442414	99155216	83090400
	G+Q+EY Min	-4015464	-1525581	64123,2405	-37329500	-101317459	-83090400
	G+Q-EX Max	4015463,5307	1525581,1825	64123,2405	38442414	99155216	83090400
	G+Q-EX Min	-4015464	-1525581	64123,2405	-37329500	-101317459	-83090400
	G+Q-EY Max	4015463,5307	1525581,1825	64123,2405	38442414	99155216	83090400
	G+Q-EY Min	-4015464	-1525581	64123,2405	-37329500	-101317459	-83090400