



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-
جامعة البليدة -1-



Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Matériaux

CONCEPTION ET CALCUL PARASSISMIQUE D'UN BATIMENT R+12+2 SOUS-SOL EN BETON ARME

Présenté par :

KHERAT SARAH

ZERFA MALIKA

Devant les jurys composés de :

M^{me}. CHERFA

U. saad Dahleb-Blida

Présidente

Dr. MOUAICI.F

U. saad Dahleb-Blida

Examineur

M^{me}. SALAMA.F.Z

U. saad Dahleb-Blida

Promotrice

M^{me}. BOULEGHBAR.K

U. saad Dahleb-Blida

Co-Promotrice

Blida, Septembre 2022

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Tout d'abords on remercie dieu le tout puissant pour la volonté et le courage qu'il nous a donné pour bien mener ce travail.

Nous tenons à remercier vivement Mme SALAMA FATMA ZOHRA pour l'encadrement qu'elle nous a donné.

Nous remercions tous les membre de jury qui nous ont fait l'honneur dévaluer notre travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons aussi à remercier nos chers parents qui ont toujours prier pour nous, qui n'ont jamais cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui.

Enfin nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Merci infiniment...

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte
du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affectation de courage et d'inspiration
qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance
pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mes frères Adel, Abderrahim et Akram et ma puce Hanine.

A mon regret grand père que j'aurais voulu tant qu'il soit avec moi
aujourd'hui pour élever le chapeau du mon succès.

A toute la famille **ZERFA**.

A mon binôme Kherat Sarah et sa famille pour le quel
je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A toute la promo 2022, à tous mes amis et mes collages sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

MALIK

DÉDICASES

*Avec une profonde gratitude et en toute sincérité que je dédie ce
modeste travail de fin d'étude,*

*À mes **chers parents** qui ont toujours cru en moi, qui m'ont soutenu
encourager et sacrifier pour mon bonheur et ma réussite, c'est grâce
à eux que j'ai pu atteindre cette étape dans ma vie.*

Que dieu vous protège.

*A mes **chers frères Amine et Nabil** pour leurs encouragements et toute
l'aide qu'il m'ont apporté durant mes années d'études.*

*À mon **binôme Zerfa Malika** ainsi que sa famille, avec mes vœux
d'excellence et succès pour la suite.*

*À mes **amis** pour avoir été une source de support et de motivation
durant l'élaboration de ce travail.*

*À toute personne qui m'a aidé de près ou de loin à la contribution de ce
travail.*

SARAH

ملخص

دراسة الهياكل هي خطوة أساسية وإلزامية في عملية البناء، في هذا السياق عملنا الذي يهدف بشكل أساسي إلى الحساب الهندسي للمشروع ذو هيكل غير منتظم الشكل من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق أرضي و12 طابقاً وطابقين تحت الأرض، هذه المنشأة يتم بناءها في ولاية الجزائر العاصمة ذي تربة صلبة، المصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة وفقاً للنظام الزلزالي الجزائري (RPA99 modifié en 2003). تمت الدراسة الحركية بواسطة برنامج آلي (ETABS16 version 16.0.1). يتم حساب الأبعاد وتعزيز جميع العناصر المقاومة وفقاً للقواعد المعمول بها وهي، (BAEL91 modifier99, SOCOTEC, CBA93 ومختلف DTR).

RÉSUMÉ

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, qui vise principalement au calcul d'ingénierie d'un projet qui sera implanté dans la wilaya d'Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003), il s'agit d'une structure de forme irrégulière en béton armé de R+12 étages et 2sous-Sols. Notre ouvrage est implanté sur un sol ferme.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS16 version 16.0.1). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, CBA93, SOCOTEC et les différents DTR).

ABSTRACT

The study of structures is a key step and a mandatory part of the building process. It is in this context that our work, which is mainly aimed at the engineering calculation of a project to be implemented in the wilaya of Algiers, classified in zone III according to the Algerian seismic regulations (RPA 99 modified in 2003), is based on an irregularly shaped reinforced concrete structure with ground floor, 12 floors and 2 basements. Our structure is located on firm ground.

The study and analysis of this project was established by the software (ETABS16 version 16.0.1).

The calculation of the dimensions and reinforcement of all the resistant elements complies with the applicable rules in force, namely (BAEL91 modify99, CBA93, SOCOTEC and the various DTRs).

Table des matières

DÉDICASES

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale..... 1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I-1. Introduction 3

I.2. Présentation de l'ouvrage 3

I.2.1. Description de l'ouvrage..... 3

I.2.2. Caractéristiques géométriques..... 3

I.2.3. Conception de la structure..... 4

I.3. Les propriétés des matériaux 5

I.3.1. Béton..... 5

I.3.2. Acier 8

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites 10

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU 10

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS 10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction 12

II.2. Pré-dimensionnement Des Planchers 12

II.2.1 Plancher en corps creux 12

II.2.2. Plancher à Dalle Pleine..... 13

II.2.3. Balcons 14

II.3. Évaluation Des Charges 14

II.3.1. Charges Permanentes..... 14

II.3.2. Maçonnerie 16

II.4. Acrotère 16

II.4.1 Surcharge D'exploitation..... 17

II.5. Pré-dimensionnement des poutres 17

II.5.1. Poutre principale 18

II.5.2. Poutres secondaires 18

II.5.3. Poutres de chainages 18

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux..... 19

II.6.1. Principe 19

II.6.2. Étapes de prédimensionnement..... 19

II.6.3. Loi de dégression	19
II.6.4. Pré dimensionnement des poteaux	20
II.7. Calcul des poteaux	23
II.7.1 Poteau central.....	23
II.7.2. Poteau de rive.....	27
II.7.3. Poteau d'angle.....	32
II.8. Pré-dimensionnement des voiles	38
II.9. Conclusion.....	39
CHAPITRE III : Etude des éléments Secondaires	
III. Introduction :	41
III.1. Acrotère :.....	41
III.1.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère.....	41
III.1.2. Calcul de la force sismique $Q_h : (F_p)$	42
III.1.3. Détermination des efforts	43
III.1.4. Ferrailage de la section de l'acrotère	43
III.1.5. Vérification.....	45
III.2. Les balcons.....	48
III.2.1. Calcul des charges sollicitant le balcon.....	49
III.2.2. Calcul de ferrailage	51
III.2.3. Vérifications	52
III.3. Etude des poutrelles	54
III.3.1. Dimensions de la poutrelle	54
III.3.2. Vérifications	61
III.3.4. Calcul des armatures transversales et l'espacement	66
III.4. Etude de la dalle de compression	68
III.4.1. Ferrailage de la dalle de compression	68
III.4.2. Armatures de répartition.....	68
III.5. Plancher en dalle pleine	69
III.5.1. Evaluation des charges	69
III.5.2. Calcul des moments	70
III.5.3. Ferrailage de la dalle	70
III.5.4. Vérification.....	72
III.6. Escalier.....	74
III.6.1. Escalier à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.....	76
III.6.2. Conclusions.....	88
CHAPITRE IV : Etude Dynamique	
IV.1. Introduction	90

IV.2. Etude dynamique	90
IV.2.1. Modélisation mathématique	90
IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres	90
IV.3. Modélisation de la structure	92
IV.3.1. Modélisation de la rigidité.....	92
IV.3.2. Modélisation de la masse	92
IV.3.3. Conception du contreventement vertical.....	93
IV.4. Etude sismique	93
IV.4.1. Stratégie du calcul sismique	93
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	94
IV.4.3. Spectre de réponse	94
IV.4.4. Procédure de calcul.....	95
IV.5. Résultats de l'analyse	99
IV.5.1. Modèle Initial	100
IV.5.2. Modèle 2.....	104
IV.5.3. Modèle Final.....	109
IV.5.4. Justification du choix du coefficient de comportement : $R=5$	118
IV.6. Conclusion	120
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments Résistant	
V.1. Introduction	122
V.2. Ferrailage des poteaux	122
V.2.1. Combinaisons d'actions.....	122
V.2.2. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux.....	123
V.2.3. Choix des armatures	128
V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	129
V.2.5. Vérification de l'effort tranchant	131
V.2.6. Ferrailage des poteaux du sous-sol	136
V.3. Ferrailage des poutres	139
V.3.1. Les Combinaisons de Charges	139
V.3.2. Recommandations des règlements	139
V.3.3. Calcul du ferrailage	140
V.3.4. Condition de non fragilité.....	144
V.3.5. Vérification de L'ELS	144
V.3.6. Vérification de l'effort tranchant	147
V.3.7. Calcul des armatures transversales	148
V.3.8. Vérification de la flèche	149
V.4.1. Ferrailage des trumeaux	153

CHAPITRE VI : Etude de fondation

VI.1. Introduction	173
VI.2. Choix de type de fondation	173
VI.3. Calcul des fondations.....	173
VI.3.1. Semelle isolée :.....	174
VI.3.2. Semelles filantes :.....	175
VI.3.3. Radier générale :.....	176
VI.3.3.2. Surface nécessaire :.....	177
VI.4.2. Evaluation des charges.....	191
VI.4.3. Effort dans la Dalle	193
VI.5. Calcul du Ferrailage.....	193
VI.5.1. Vérifications	194
VI.6. Conclusion.....	196
Conclusion générale	197
Références bibliographiques.	
Annexes	

Liste des figures

Figure I. 1: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.	7
Figure I. 2: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.	8
Figure I. 3: Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U	9
Figure II. 1: Plancher terrasse inaccessible à corps creux	12
Figure II. 2: Plancher terrasse inaccessible à corps creux.	14
Figure II. 3: Plancher étage courant à corps creux.....	15
Figure II. 4: murs extérieurs	16
Figure II. 5: Dimensions de l'acrotère.....	16
Figure II. 6: Section réduite du béton (poteau carré).	22
Figure II. 7: Représentation de la surface reprise par le poteau central.	23
Figure II. 8: Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.	27
Figure II. 9: Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.	32
Figure II. 10: Schéma du voile.....	38
Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.	41
Figure III. 2: Sollicitation de l'acrotère.....	42
Figure III. 3: Diagramme des efforts à l'ELU.....	43
Figure III. 4: Distance de l'axe neutre.....	44
Figure III. 5: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.	45
Figure III. 6: Disposition des armatures dans l'acrotère.	48
Figure III. 7: Schéma statique.....	49
Figure III. 8: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	50
Figure III. 9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	50
Figure III. 10: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	51
Figure III. 11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	51
Figure III. 12: Schéma ferrailage du balcon.	53
Figure III. 13: Dimensions de la poutrelle.....	54
Figure III. 14: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 6 travées à l'ELU.	56
Figure III. 15: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 6 travées à l'ELS.....	56
Figure III. 16: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 6 travées à l'ELU.	57
Figure III. 17: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 6 travées à l'ELU.	57
Figure III. 18: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.	58
Figure III. 19: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.....	58
Figure III. 20: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.	58
Figure III. 21: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.....	59
Figure III. 22: Coupe de section rectangulaire et section en T.	60
Figure III. 23: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.	68
Figure III. 24: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	69
Figure III. 25: Schéma de dalle la plus sollicitée pleine.....	69
Figure III. 26: Schéma d'un escalier.....	75
Figure III. 27: Schéma statique de l'escalier	76

Figure III. 28: Schéma statique de l'escalier	76
Figure III. 29: Schéma de chargement de l'escalier.....	78
Figure III. 30: Schéma de ferrailage de la poutre palière	82
Figure III. 31: Moment fléchissant de l'escalier à l'E.L.U.....	82
Figure III. 32: Moment fléchissant de l'escalier à l'E.L.S.	83
Figure III. 33: Effort tranchant de l'escalier à l'E.L.U.....	83
Figure III. 34: Effort tranchant de l'escalier à l'E.L.S.	83
Figure III. 35: Schéma de ferrailage d'escalier.....	88
Figure IV. 1: Spectre de réponse.....	95
Figure IV. 2: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles [7].	98
Figure IV. 3: vue en plan de RDC du modèle 1.....	100
Figure IV. 4: vue en plan de l'étage courant du modèle 1.....	100
Figure IV. 5: Vue en 3D de la structure du modèle 1	101
Figure IV. 6: vue en plan de RDC du modèle 2.....	104
Figure IV. 7: vue en plan de l'étage courant du modèle 2.....	104
Figure IV. 8: Vue en 3D de la structure du modèle 2	105
Figure IV. 9: vue en plan de RDC du modèle final	109
Figure IV. 10: vue en plan de l'étage courant du modèle final.....	109
Figure IV. 11: Vue en 3D de la structure du modèle final	110
Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.	138
Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.	151
Figure V. 3: Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage courant.....	151
Figure V. 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire de la terrasse.....	152
Figure V. 5: Schéma de ferrailage des poutres secondaire d'étage courant.....	152
Figure V. 6: Schéma de ferrailage des poutres chainage de tous les étages.....	153
Figure V. 7: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	153
Figure V. 8: Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage.	154
Figure V. 9: Mur encastré.....	155
Figure V. 10: Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile.....	156
Figure V. 11: Coupure d'une section du voile.....	158
Figure V. 12: Section rectangulaire entièrement comprimé.....	159
Figure V. 13 : Section rectangulaire partiellement comprimée.	159
Figure V. 14: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	160
Figure V. 15: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	162
Figure V. 16: Disposition des voiles dans la structure	163
Figure V. 17: Section partiellement comprimée.	Error! Bookmark not defined.
Figure V. 18: Schéma ferrailage des voiles (V6, V7) coupes horizontales.....	171
Figure V. 19: Schéma ferrailage des voiles (V9) coupes horizontales.	171
Figure VI. 1: Semelle isolée sous poteaux.....	174
Figure VI. 2: Semelles filantes.....	175

Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	177
Figure VI. 4: La charge verticale et l'effort tranchant.	180
Figure VI. 5: Panneau le plus sollicité.....	183
Figure VI. 6: Ferrailage de la dalle du radier.....	186
Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures.	189
Figure VI. 8: Schéma statique des débords.	190
Figure VI. 9: Diagramme des Moments.	190
Figure VI. 10: Schéma statique.	192
Figure VI. 11: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.	192
Figure VI. 12: Ferrailage du voile périphérique sens z-z.	195
Figure VI. 13: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.....	195
Figure VI. 14: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.	196

Liste des tableaux

Tableau II. 1: Dégression des surcharges pour le poteau central.....	24
Tableau II. 2: Descente de charge du poteau central.....	24
Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux centraux.....	26
Tableau II. 4: Vérification de critère de résistance des poteaux centraux	26
Tableau II. 5: Choix et vérification de critère des sections des poteaux centraux.....	27
Tableau II. 6: Dégression des surcharges pour le poteau de rive.....	28
Tableau II. 7: Descente de charge pour poteau de rive.....	29
Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux de rives.....	31
Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance des poteaux de rives	31
Tableau II. 10: Choix et vérification de critère des sections des poteaux de rives.....	32
Tableau II. 11: Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.....	33
Tableau II. 12: Descente de charge pour poteau d'angle.....	34
Tableau II. 13: Choix des sections des poteaux d'angle.....	36
Tableau II. 14: Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle.....	37
Tableau II. 15: Choix et vérification de critère des sections des poteaux d'angle.....	37
Tableau III. 1: Charge permanente de la dalle balcon.....	49
Tableau III. 2: Les combinaisons des charges à l'ELU et l'ELS.....	50
Tableau III. 3: Ferrailage du Balcon.....	51
Tableau III. 4: Vérification des contraintes.....	53
Tableau III. 5: Evaluation des charges et surcharges.....	55
Tableau III. 6: Charge permanente et d'exploitation.....	55
Tableau III. 7: Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 6 travées.....	57
Tableau III. 8: Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 2 travées.....	59
Tableau III. 9: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	61
Tableau III. 10: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	61
Tableau III. 11: Vérification à l'ELS.....	64
Tableau III. 12: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	65
Tableau III. 13: Ferrailages des poutrelles.....	67
Tableau III. 14: La charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine la plus sollicitée.....	69
Tableau III. 15: Moments en travée et appuis.....	70
Tableau III. 16: Ferrailage de la dalle pleine.....	70
Tableau III. 17: Récapitulation des moments.....	72
Tableau III. 18: Vérification des contraintes à l'ELS.....	73
Tableau III. 19: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	73
Tableau III. 20: Récapitulatif de la vérification des flèches.....	74
Tableau III. 21: Les charges de palier.....	77
Tableau III. 22: Les charges de la volée.....	78
Tableau III. 23: Récapitulation les résultats de combinaison des charges.....	78
Tableau III. 24: Calcul des sollicitations d'escalier.....	79
Tableau III. 25: Les efforts et les moments maximaux de la poutre palière.....	80
Tableau III. 26: Récapitulation du calcul des sections d'armatures.....	80
Tableau III. 27: Vérification des poutres palière à l'ELS.....	81
Tableau III. 28: Calcul des armatures transversales.....	82
Tableau III. 29: Ferrailage de l'escalier.....	84
Tableau III. 30: Vérification à l'E.L.S.....	86
Tableau III. 31: Vérification de la flèche de l'escalier.....	87

Tableau III. 32: Ferrailage des escaliers.....	87
Tableau IV. 1: Facteur de Qualité 'q'.....	97
Tableau IV. 2: dimensions des poteaux carrés.....	101
Tableau IV. 3: Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.	102
Tableau IV. 4: Vérification des déplacements inter étages du premier modèle.	103
Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle.	105
Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter étages du deuxième modèle.	107
Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	108
Tableau IV. 8: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	110
Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter étages du modèle final.	112
Tableau IV. 10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	113
Tableau IV. 11: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	114
Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter étages du modèle final.	115
Tableau IV. 13: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.	116
Tableau IV. 14: Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.	117
Tableau IV. 15: Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y.	118
Tableau IV. 16: justification des voiles sous charge vertical.	118
Tableau IV. 17: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.	119
Tableau IV. 18: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.	119
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.	122
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	124
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr}).	124
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).	125
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).	125
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	126
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).	126
Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).	127
Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	127
Tableau V. 10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).	128
Tableau V. 11: Choix des armatures des poteaux.	128
Tableau V. 12: Vérification des contraintes des poteaux.	129
Tableau V. 13: Vérification des contraintes des poteaux.	130
Tableau V. 14: Vérification des contraintes des poteaux.	130
Tableau V. 15: Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.	132
Tableau V. 16: Espacements maximums des poteaux.	134
Tableau V. 17: Choix des armatures transversales des poteaux.	135
Tableau V. 18: Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	137
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres principales à l'ELU.	141
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres principales à G+Q E.	141
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres principales 0,8G E.	141
Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres principales.	141
Tableau V. 23: Ferrailage des poutres secondaires l'ELU.	142
Tableau V. 24: Ferrailage des poutres secondaires G+Q E.	142
Tableau V. 25: Ferrailage des poutres secondaires 0,8G E.	142
Tableau V. 26: Choix des armatures pour les poutres secondaires.	143
Tableau V. 27: Ferrailage des poutres de chaînage à l'ELU.	143
Tableau V. 28: Ferrailage des poutres de chaînage G+Q E.....	143
Tableau V. 29: Ferrailage des poutres de chaînage 0,8G E.....	144

Tableau V. 30: Choix des armatures pour les poutres de chainage.	144
Tableau V. 31: Vérification de la condition de non fragilité.	144
Tableau V. 32: Vérification des poutres principales à l'ELS.	145
Tableau V. 33: Vérification des poutres principales à l'ELS après la correction.	146
Tableau V. 34: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.	146
Tableau V. 35: Vérification des poutres de chainages à l'ELS.	146
Tableau V. 36: Vérification des poutres chainage à l'ELS après correction.	147
Tableau V. 37: Vérification de la contrainte de cisaillement.	147
Tableau V. 38: Calcul des armatures transversales.	148
Tableau V. 39: Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre principale.	150
Tableau V. 40: Vérification de la flèche de la poutre principale.	150
Tableau V. 41: Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre secondaire.	150
Tableau V. 42: Vérification de la flèche de la poutre secondaire.	150
Tableau V. 43: Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre de chainage.	150
Tableau V. 44: Vérification de la flèche de la poutre de chainage.	150
Tableau V. 45: Valeurs de (lf/l)	155
Tableau V. 46: Calcul de $\sigma_{ou\ lim}$	156
Tableau V. 47: Aciers verticaux et horizontaux.	157
Tableau V. 48: Aciers transversaux.	157
Tableau V. 49: Calcul de σ_{ba} pour (V8).	164
Tableau V. 50: Calcul des armatures verticales de (V8).	165
Tableau V. 51: Calcul des aciers verticaux du voile (V1, V2).	166
Tableau V. 52: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V1, V2)	167
Tableau V. 53: Calcul des aciers de couture des voiles (V1, V2).	167
Tableau V. 54: Calcul des aciers verticaux du voile (V3).	167
Tableau V. 55: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V3).	167
Tableau V. 56: Calcul des aciers de couture des voiles (V3).	168
Tableau V. 57: Calcul des aciers verticaux du voile (V4, V5).	168
Tableau V. 58: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V4, V5).	168
Tableau V. 59: Calcul des aciers de couture des voiles (V4, V5).	169
Tableau V. 60: Calcul des aciers verticaux du voile (V6, V7).	169
Tableau V. 61: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V6, V7).	169
Tableau V. 62: Calcul des aciers de couture des voiles (V6, V7).	169
Tableau V. 63: Calcul des aciers verticaux du voile (V9).	170
Tableau V. 64: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V9).	170
Tableau V. 65: Calcul des aciers de couture des voiles (V9).	170
Tableau V. 66: Calcul des aciers verticaux du voile (V10).	170
Tableau V. 67: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V10).	171
Tableau V. 68: Calcul des aciers de couture des voiles (V10).	171
Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.	176
Tableau VI. 2: caractéristiques géométriques du radier.	180
Tableau VI. 3: Résultats de calcul de la stabilité du radier.	181
Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU.	182
Tableau VI. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS.	182
Tableau VI. 6: Calcul des moments à l'ELU.	184
Tableau VI. 7: Calcul des moments à l'ELS.	184
Tableau VI. 8: Ferrailage des panneaux du radier.	185
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes du radier.	186
Tableau VI. 10: Ferrailage des panneaux du radier.	186

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier.	186
Tableau VI. 12: Ferrailage des nervures.....	187
Tableau VI. 13: Vérification des contraintes des nervures.....	187
Tableau VI. 14: Ferrailage de débordements.....	190
Tableau VI. 15: Vérifications des contraintes du débord.	191
Tableau VI. 16: Ferrailage du voile périphérique.....	193
Tableau VI. 17: Vérification des contraintes du voile périphériques.....	195

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement

a : Plus petite dimension d'une section transversale

$a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau

$A.N$: Axe neutre

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale

A_s : Aire d'une section d'acier.

$A's$: Section d'aciers comprimés

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.

B_0 : Section homogène totale

b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.

B_r : Section réduite

ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

q_{dyn} : Pression dynamique.

q_{ref} : Pression dynamique de référence.

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

V_0 : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement géométrique.

e : Epaisseur, Indice des vides.
 e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
 N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 h : Hauteur totale d'une section
 h_0 : Hauteur d'une table de compression
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 l_r : Longueur de recouvrement
 l_s : Longueur de scellement
 W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 S_r : Degré de saturation.
 γ_d : Poids volumique sèche.
 γ_h : Poids volumique humide.
 γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
 M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 i : rayon de giration
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 $n=15$: coefficient d'équivalence
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 P : Rayon moyen.
 F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier

K : Coefficient de raideur de sol.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
 P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
 P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
 π : Coefficient de fissuration.
 μ : Coefficient de frottement acier /béton.
 ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
 ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
 ϵ_s : Allongement relatif des aciers tendus.
 ϵ_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
 ϵ_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

Introduction générale

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les bâtiments, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages qui peuvent être envisagées.

On retient les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'une étude plus approfondis.

Notre travail est donc de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé de forme irrégulier en R+12+2 sous-sols, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Pour ce faire, nous avons partagé le travail en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Présentation de l'ouvrage ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I-1. Introduction

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment à usage commercial et d'habitation, implanté à Alger qui est classé selon le règlement parasismique algérien, zone de forte sismicité « **zone III** » [2], le bâtiment est un ouvrage courant d'importance moyenne selon le RPA classé « **groupe 2** » [2]

I.2.1. Description de l'ouvrage

Notre structure comporte :

- Un Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 12^{ème} étages à usages d'habitations.
- 1^{er} sous - sol utilisé comme un dépôt + un parking.
- 2^{ème} sous-sol utilisé comme un parking.
- La hauteur totale de la structure ne dépasse pas 48 m. Donc elle est classée comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe 2) (Article 3.2 du RPA 99/modifié2003). [2]

I.2.2. Caractéristiques géométriques

a-Dimension en plan

- Longueur totale du L= 21,40
- Largeur totale L= 24,3 m

b-Dimension en élévation

- Hauteur du RDC.....3,06 m.
- Hauteur des étages courants3,06 m.
- Hauteur des sous-sols : 1^{er} sous-sol....2,59 m.
2^{ème} Sous-sol..... 3,06 m.

I.2.3. Conception de la structure

a. Système de contreventement

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

b. Plancher

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux ; pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher à dalle pleine ; pour les panneaux de forme irrégulière, balcons et plancher de sous-sol.

Pour notre cas on a opté pour **un plancher à corps creux et dalle pleine.**

c. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.
Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

d. Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place.

Notre structure comporte un type d'escalier à deux volés et un palier intermédiaire.

e. Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 12^{ème} étage.

f. Terrasse

Pour notre cas on a terrasse inaccessible

g. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide.

I.3. Les propriétés des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [1] et tous les règlements applicables en Algérie [2] et [3].

I.3.1. Béton

a. Composition

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : Le CPJ – CEM II/B 42.5
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimensions ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Gravier de dimensions ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge [1].

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm^2 dont la hauteur est double du diamètre et leur section de $200\ cm^2$. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 MPa**.
- **Résistance à la traction** ; La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa) [1]}$$

NB :

Notre béton est caractérisé par : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de " j " jours est égale :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) [1]}$$

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) [1]}$$

NB :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

d. coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $v = 0,2$ Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $v = 0$ Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).

e. Contrainte limites de calcul

En se référant au règlement [2], on distingue deux états limites :

1- Etat-Limite Ultime " E.L.U " : C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

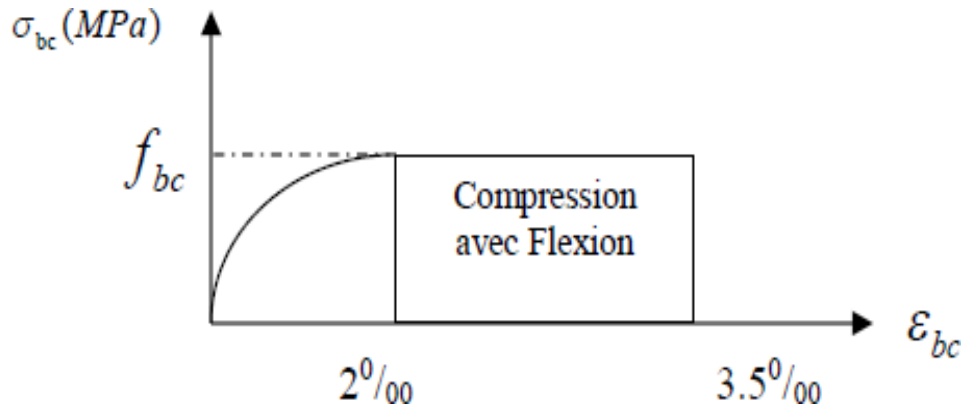


Figure I. 1: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

Le diagramme déformations contraintes de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ». La contrainte ultime du béton en compression à LELU.

Symbole (f_{bu}) vaut :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- $\gamma_b = 1,5$ situations durables.

- $\gamma_b = 1$ situations accidentelles.

- θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

- $\theta = 1$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

- $\theta = 1$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

NB :

γ_b : coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

2- Etat -Limite De Service « E. L. S » : et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par [1] :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{MPa})$$

NB :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \text{on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

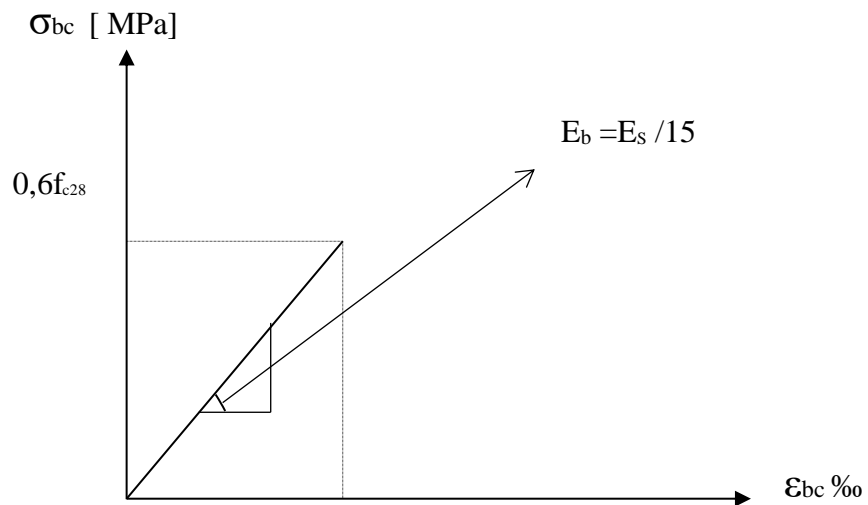


Figure I. 2: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.3.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

a. Limites élastiques

Les types aciers comme suit :

–Les ronds lisse (R, L)	FeE22	→	$f_e = 215 \text{ MPa}$
	FeE24	→	$f_e = 235 \text{ MPa}$
–Barres à haute adhérence (HA)	FeE40	→	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	FeE50	→	$f_e = 500 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

Il est donné par l'article A.2.2,1 du BAEL 91 [1] $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

c. Contrainte de calcul

1-Etat limite d'ultime « E. L. U » : La contrainte de l'acier σ_s est définie par

relation :
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

♦ γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

♦ $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

♦ rond lisse ($f_e = 235 \text{ MPa}$) $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

♦ haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$) $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

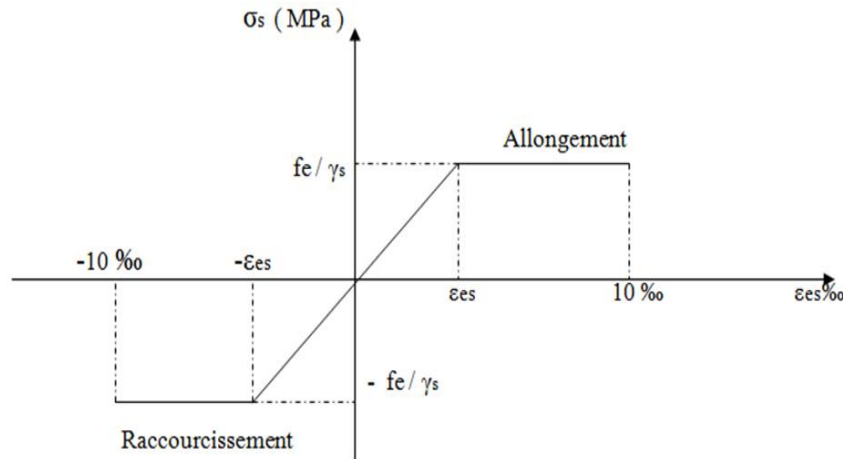


Figure I. 3: Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

Avec :

- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ϵ_s = allongement relatif de l'acier.

Pour les aciers FeF 400 $\epsilon_{sc} = 1.74 \text{ ‰}$

2- Etat limite de service « E. L. S » : C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28}) \}$

• Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3 f_e; \max (f_e/2; 110 \sqrt{\eta f_t 28})\}$

Avec :

– η = coefficient de fissuration tel que :

$$- \eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

d. Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donnée par la formule suivante :

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

Avec :

– n : Coefficient d'équivalence.

– E_s : Module de déformation de l'acier.

– E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_{bc}$$

H5 : Par de convention la formule de coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (plancher, poutres, poteaux et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré-dimensionnement Des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans nôtre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les étages courants (dans les deux parties extrêmes en ailes)
- Planchers en dalle pleine pour les sous-sols, les balcons et certaines parties des planchers qui des formes irrégulières. (Dans la partie centrale du bâtiment).

II.2.1 Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées de corps creux et dalles de compression minces en béton armé.

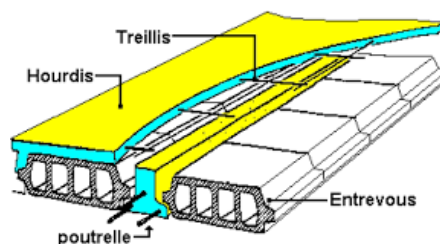


Figure II. 1: Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique de CBA93 suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle de compression corps creux.

L : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens de dispositions des poutrelles.

On a :

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

Alors :

$$\frac{520}{25} \leq h_t \leq \frac{520}{20}$$
$$20,8 \leq h_t \leq 25$$

Donc on adopte une épaisseur de : **24cm** On prend : $h_t = (20+4) \text{ cm}$

II.2.2. Plancher à Dalle Pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

• Résistance au feu :

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

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

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

• Isolation phonique :

Selon les règles [3], en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$$e = \max (11; 10; 13) = 13 \text{ cm}$$

On opte : **$e = 15 \text{ cm}$** .

• Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes ;

-Dalle reposant sur deux appuis $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

L_x : la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis.

On aura donc : $\frac{310}{50} \leq e \leq \frac{310}{40}$

$$6,2 \leq e \leq 7,75$$

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

II.2.3. Balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,20 \text{ m}$

$$e \geq \frac{lx}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

II.3. Évaluation Des Charges

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

II.3.1. Charges Permanentes

II.3.1.1. Plancher Terrasse accessible

II.3.1.1.1. Planchers à corps creux

1-Gravillon de protection (e=5 cm ; $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$).....	0,85 KN/m^2
2-Étanchéité multicouche (e=2 cm ; $\rho = 6 \text{ kN/m}^3$)	0,12 KN/m^2
3-Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10 \text{ cm}$; $\rho=22 \text{ kN/m}^3$)	2,2 KN/m^2
4-Isolation thermique (e=4cm ; $\rho = 4 \text{ kN/m}^3$)	0,16 KN/m^2
5-Dalle à corps creux (20+4)	3,3 KN/m^2
6-Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)	0,20 KN/m^2
	$\Sigma G = 6,83 \text{ KN/m}^2$

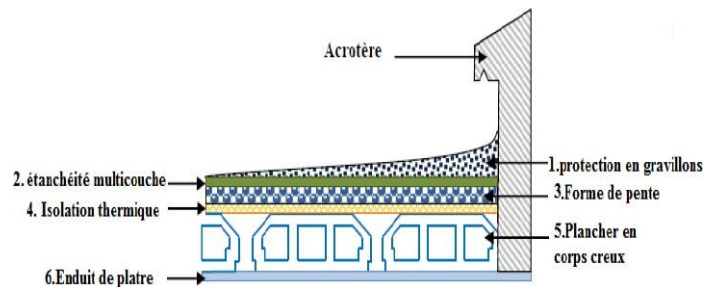


Figure II. 2: Plancher terrasse inaccessible à corps creux.

II.3.1.1.2. Planchers à dalle pleine

1-Gravillon de protection (e=5cm ; ρ=17kN/m ³)	0,85 KN/m ²
2-Étanchéité multicouches (2cm ; ρ=6kN/m ³)	0,12 KN/m ²
3-Forme de pente (e _{moy} =10cm ; ρ=22kN/m ³)	2,20 KN/m ²
4-Isolation thermique (e=4cm ; ρ=4kN/m ³)	0,16 KN/m ²
5-Dallepleine (e=15cm; ρ=25kN/m ³)	3,75 KN/m ²
6-Enduiten plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20 KN/m ²

$$\Sigma G = 7,28 \text{ kN/m}^2$$

II.3.1.2. Plancher étage courant

II.3.1.2.1. Planchers à corps creux

1-Carrelage (e=2cm)	0,50 KN/m ²
2-Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,40 KN/m ²
3-Litde sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54 KN/m ²
4-Plancher à corps creux (20+4)	3,3 KN/m ²
5-Enduiten plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20 KN/m ²
6-Cloisons de distribution (e=10cm)	1,00 KN/m ²

$$\Sigma G = 5,94 \text{ kN/m}^2$$

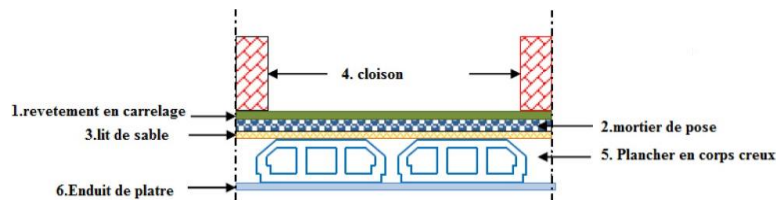


Figure II. 3: Plancher étage courant à corps creux

II.3.1.2.2. Planchers à dalle pleine

1-Carrelage (e=2cm).....	0,50 KN/m ²
2-Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,40 KN/m ²
3-Litde sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54 KN/m ²
4-Dalle pleine (e=15cm ; ρ=25.kN/m ³)	3,75 KN/m ²
5-Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20 KN/m ²
6-Cloisons de distribution (e=10cm)	1,00 KN/m ²

$$\Sigma G = 6,39 \text{ kN/m}^2$$

II.3.2. Maçonnerie

1-Enduiten ciment (e = 2cm; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,36 KN/m^2
2-Briquecreuse(e= 15 cm)	1,35 KN/m^2
3-Lame d'air (e =10 cm)	0,00 KN/m^2
4-Brique creuse (e=10 cm)	0,90 KN/m^2
5-Enduit au plâtre (e=2cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)	0,20 KN/m^2

$$\Sigma G = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

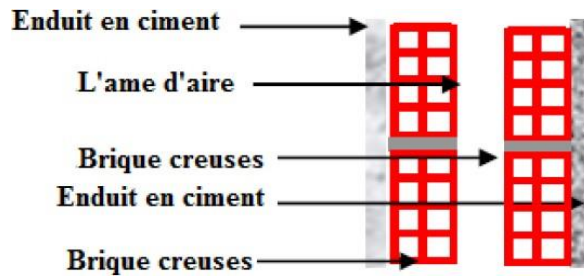


Figure II. 4: murs extérieurs

II.4. Acrotère

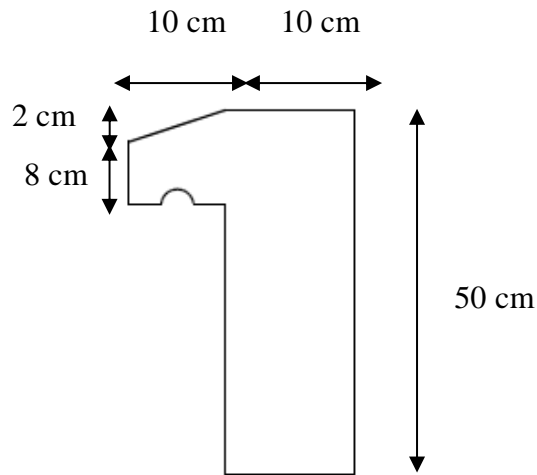


Figure II. 5: Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

S : La surface transversale totale de l'acrotère.

ρ : Le poids volumique de béton tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$S = (0,10 \times 0,50) + (0,08 \times 0,10) + \left(0,1 \times \frac{0,02}{2}\right) = 0,059 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,059 = 1,475 \text{ KN/ml}$$

Le poids des enduits en ciment : $e_p = 1,5 \text{ cm}$:

$$G_2 = P \times \rho \times e$$

ρ : poids volumique du ciment

P : périmètre transversale de l'acrotère

e: épaisseur des enduits de ciments =1.5 cm

$$P = 0.50 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.40 = 1.28 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.28 \times 0.015 = 0.346 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,28 + 0.346 = 1,821 \text{ KN/ml}$$

II.4.1 Surcharge D'exploitation

1-Acrotère (main courante): $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

2-Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

3-Plancher étage courant (usage d'habitation): $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

4-Balcon: $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

5-Escaliers: $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

6-RDC à usage commercial : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

7-Parking : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

II.5. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnements.

S'effectue par des formules données par les [1], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien [2] ; Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

➤ **Selon les formules empiriques [1]**

La hauteur h de la poutre doit être : $L/15 \leq h \leq L/10$

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

Avec :

L : Portée de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

➤ **Selon [2]**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm
- Le rapport hauteur largeur doit être $h/b \leq 4$

II.5.1. Poutre porteuse

➤ **Selon [1]**

$$L_{\max} = 5,50 - 0,30 = 5,20 \text{ m}$$

$$34,67 \leq h \leq 52 \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

Nous choisisant une poutre de : $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification selon [2]**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \text{ cm} \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le [2] sont vérifiées

II.5.2. Poutres non porteuse

➤ **Selon [1]**

$$L_{\max} = 5,50 - 0,30 = 5,20 \text{ m}$$

$$34,67 \leq h \leq 52 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

Nous choisisant une poutre de : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification selon [2]**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \text{ cm} \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le [2] sont vérifiées

II.5.3. Poutres de chainages

➤ **Selon [1]**

$$L_{\max} = 5,50 - 0,30 = 5,20 \text{ m}$$

$$34,67 \leq h \leq 52 \rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

Nous choisisant une poutre de : $b \times h = 25 \times 25 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification selon [2]**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 \text{ cm} \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le [2] sont vérifiées}$$

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

II.6.1. Principe

- Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.2. Étapes de prédimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- la section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement [2].
- Vérification des sections à l'ELS selon le règlement [1].

II.6.3. Loi de dégression

Il est très rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, donc pour éviter un surdimensionnement des poteaux on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante Donnée par le règlement [4] :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

II.6.4. Pré dimensionnement des poteaux

a) Etat limite de service

Vérifier la section à l'ELS, selon l'équation suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+nA_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal pondéré à ELS tel que : $N_{ser} = G + Q$.
- B : section de béton du poteau.
- n : coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$).
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2), on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+nA_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum [1] :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- $A_{s \text{ min}} = 0,9\% B$

Avec:

- b, h : dimensions de la section, dans notre cas ($b = h = a$).
- h_e : la hauteur de l'étage.

b) Etat limite ultime

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante [2] :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

Avec :

* γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

* γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

* N_u : effort normal ultime = $1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$

- G_{poteau} : poids propre du poteau pré-dimensionné.
- G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.
- Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

* α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ($\alpha = f(\lambda)$)

- λ : L'élanement d'EULER du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7h_e$$

- L_f : longueur de flambement.

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

* I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

* B : aire total de la section du poteau.

* A_s : section d'acier minimale.

* f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa)

* f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400$ MPa)

* B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

- Poteaux rectangulaire $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$ [cm²]

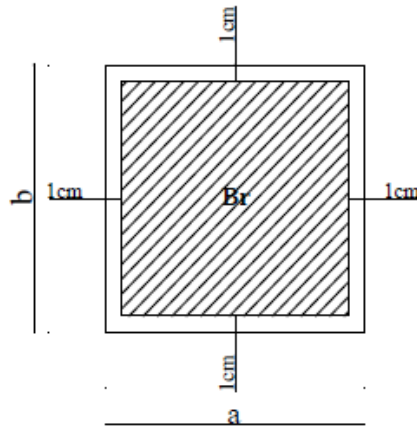


Figure II. 6: Section réduite du béton (poteau carré).

➤ Selon le règlement [1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%.$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre : $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,66 N_u$$

II.7. Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

II.7.1 Poteau central

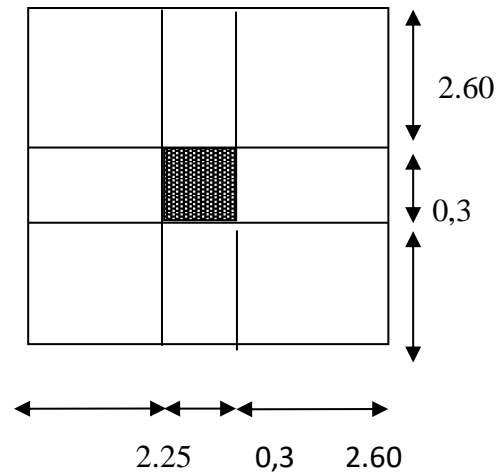


Figure II. 7: Représentation de la surface reprise par le poteau central.

a) Surface reprise : $S = 26,52 \text{ KN}$

b) Calcul des différents poids

▪ Poids des planchers :

Plancher terrasse → $6,83 \times 26,52 = 181,13 \text{ kN}$

Plancher courant (corps creux) → $5,94 \times 26,52 = 157,53 \text{ kN}$

Plancher courant (dalle pleine) → $6,39 \times 26,52 = 169,46 \text{ kN}$

▪ Poids des poutres :

Poutres porteuses → $25 \times 0,3 \times (0,5 - 0,24) \times 5,15 = 10,04 \text{ kN}$.

Poutres non porteuses → $25 \times 0,3 \times (0,4 - 0,24) \times 5,15 = 6,18 \text{ kN}$.

▪ Poids des poteaux :

Poteau sous-sol1 → $25 \times (0,3 \times 0,3) \times (2,59 - 0,5) = 4,70 \text{ kN}$

Poteau sous-sol2 → $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) = 5,76 \text{ kN}$

Poteau RDC jusqu'au 12^{ème} étage → $25 \times (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,5) = 5,76 \text{ kN}$

c) Détermination des charges :

▪ Surcharge d'exploitation

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Tableau II. 1: Dégression des surcharges pour le poteau central.

Niveau	Qi	Charges exploitations	Qttotal	Q × S
N1	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	1	26,52
N2	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	2,5	66,3
N3	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	3,85	102,10
N4	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	5,05	133,93
N5	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6,1	161,77
N6	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7	185,64
N7	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0,75(Q1 + \dots + Q6)$	7,75	205,53
N8	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0,714(Q1 + \dots + Q7)$	8,49	225,34
N9	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0,687(Q1 + \dots + Q8)$	9,94	245,15
N10	Q9	$\Sigma 9 = Q0 + 0,666(Q1 + \dots + Q9)$	9,99	264,96
N11	Q10	$\Sigma 10 = Q0 + 0,65(Q1 + \dots + Q10)$	10,75	285,09
N12	Q11	$\Sigma 11 = Q0 + 0,636(Q1 + \dots + Q11)$	11,49	304,82
RDC	Q12=5	$\Sigma 12 = Q0 + 0,625(Q1 + \dots + Q12)$	14,44	382,896
SS1	Q13=2,5	$\Sigma 13 = Q0 + 0,615(Q1 + \dots + Q13)$	15,76	417,96
SS2	Q14=2,5	$\Sigma 14 = Q0 + 0,607(Q1 + \dots + Q14)$	17,09	453,23

▪ Surcharge permanente

Tableau II. 2: Descente de charge du poteau central.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
12 ^{eme}	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	181,13
		Poids des poutres	16,22
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Total	= 203,11
11 ^{eme}	N2	N1	203,11
		Poids du plancher corps creux	157,53
		Poids des poutres	16,22
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
Total	= 382,62		
10 ^{eme}	N3	N2	382,62
		Poids du plancher corps creux	157,53
		Poids des poutres	16,22
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
Total	= 562,13		
9 ^{eme}	N4	N3	562,13
		Poids du plancher corps creux	157,53
		Poids des poutres	16,22
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
Total	= 741,64		
8 ^{eme}	N5	N4	741,64
		Poids du plancher corps creux	157,53
		Poids des poutres	16,22
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76

		Total	= 921,15
7 ^{eme}	N6	N5 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	921,15 157,53 16,22 5,76 = 1100,66
6 ^{eme}	N7	N6 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	1100,66 157,53 16,22 5,76 = 1280,17
5 ^{eme}	N8	N7 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	1280,17 157,53 16,22 5,76 = 1459,68
4 ^{eme}	N9	N8 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	1459,68 157,53 16,22 5,76 = 1639,19
3 ^{eme}	N10	N9 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	1639,19 157,53 16,22 5,76 = 1818,7
2 ^{eme}	N11	N10 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	1818,7 157,53 16,22 5,76 = 1998,1
1 ^{eme}	N12	N11 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	203,11 157,53 16,22 5,76 = 2177,72
RDC	N13	N12 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	2177,72 157,53 16,22 5,76 = 2357,23
Sous-sol 1	N14	N13 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S.1 Total	2357,23 169,46 16,22 4,70 = 2547,61
Sous-sol 2	N15	N14 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S.2 Total	2547,61 157,53 16,22 5,76 = 2739,05

d) Choix des sections des poteaux centraux

Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux centraux.

Poteau	Etage	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm ²)	A (cm)	RPA (cm ²)	Choix
Central	12	203,11	26,52	313,98	207,23	16,4	30*30	30*30
	11	382,62	66,3	615,99	406,55	22,16	30*30	30*30
	10	562,13	102,10	912,03	601,939	26,53	30*30	30*30
	9	741,64	133,93	1202,11	793,39	30,17	30*30	35*35
	8	921,15	161,77	1486,21	980,898	33,32	30*30	35*35
	7	1100,66	185,64	1764,35	1164,47	36,12	30*30	40*40
	6	1280,17	205,53	2036,52	1344,10	38,66	30*30	40*40
	5	1459,68	225,34	2308,58	1523,66	41,03	30*30	45*45
	4	1639,19	245,15	2580,63	1703,22	43,27	30*30	45*45
	3	1818,7	264,96	2852,69	1882,78	45,39	30*30	50*50
	2	1998,1	285,09	3125,07	2062,55	47,42	30*30	50*50
	1	2177,72	304,82	3397,15	2242,12	49,35	30*30	50*50
	RDC	2357,23	382,896	3756,60	2479,36	51,79	30*30	55*55
	Sous-sol 1	2547,61	417,96	4066,21	2683,698	53,80	30*30	55*55
	Sous-sol 2	2739,05	453,23	4377,56	2889,19	55,75	30*30	60*60

e) Vérification du critère de la résistance :

La condition à vérifier est :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau

Tableau II. 4: Vérification de critère de résistance des poteaux centraux .

Poteau	Etage	Nu(kN)	Bc (cm ²)	Nu/B (MPa)	f _{bc} (MPa)	Observation
Central	12	313,98	900	3,50	14,2	OK
	11	615,99	900	6,80	14,2	OK
	10	912,03	900	10,10	14,2	OK
	9	1204,92	1225	9,83	14,2	OK
	8	1488,29	1225	12,13	14,2	OK
	7	1768,83	1600	11,03	14,2	OK
	6	2041	1600	12,73	14,2	OK
	5	2315,78	2025	11,73	14,2	OK
	4	2587,83	2025	12,73	14,2	OK
	3	2862,93	2500	11,44	14,2	OK
	2	3135,31	2500	12,53	14,2	OK
	1	3407,39	2500	13,62	14,2	OK
	RDC	3770,20	3025	12,45	14,2	OK
	Sous-sol 1	4077,32	3025	13,47	14,2	OK
	Sous-sol 2	4391,16	3600	12,19	14,2	OK

▪ **Etat limite de service**

Tableau II. 5: Choix et vérification de critère des sections des poteaux centraux.

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	Σser (MPa)	Observation
Central	12	203,11	26,52	229,63	30*30	30*30	2,22	OK
	11	382,62	66,3	448,92	30*30	30*30	4,34	OK
	10	562,13	102,10	664,23	30*30	30*30	4,42	OK
	9	741,64	133,93	877,65	30*30	35*35	7,16	OK
	8	921,15	161,77	1085,02	30*30	35*35	8,85	OK
	7	1100,66	185,64	1290,70	30*30	40*40	7,73	OK
	6	1280,17	205,53	1489,30	30*30	40*40	9,30	OK
	5	1459,68	225,34	1690,75	30*30	45*45	8,03	OK
	4	1639,19	245,15	1887,34	30*30	45*45	9,16	OK
	3	1818,7	264,96	2086,55	30*30	50*50	8,23	OK
	2	1998,1	285,09	2286,40	30*30	50*50	9,14	OK
	1	2177,72	304,82	2485,44	30*30	50*50	9,53	OK
	RDC	2357,23	382,896	2745,73	30*30	55*55	9,07	OK
	Sous-sol 1	2547,61	417,96	2968,57	30*30	55*55	9,30	OK
	Sous-sol 2	2739,05	453,23	3195,33	30*30	60*60	8,52	OK

II.7.2. Poteau de rive

a) **Surface reprise :**

- $S_{\text{plancher}} = 12,36 \text{ m}^2$
- $S_{\text{balcon}} = 6,18 \text{ m}^2$
- $S_{\text{Tot}} = 18,54 \text{ m}^2$

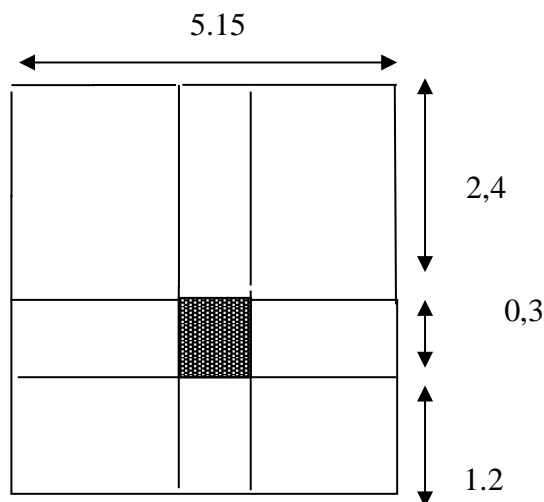


Figure II. 8: Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.

b) Calcul des différents poids :

▪ **Poids des planchers**

Plancher terrasse à corps creux → $18,54 \times 6,83 = 126,63 \text{ kN}$

Plancher courant à corps creux → $18,54 \times 5,94 = 110,13 \text{ kN}$

Plancher courant à dalle pleine → $18,54 \times 6,39 = 118,47 \text{ kN}$

▪ **Poids des poutres**

Poids des poutres principales → $25 \times 0,30 \times (0,50 - 0,24) \times 5,15 = 10,04 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires → $25 \times 0,30 \times (0,40 - 0,24) \times 3,6 = 4,32 \text{ kN}$

▪ **Poids de poteaux**

Poids de poteau RDC → $(3,06 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ kN}$

Poids de poteau des étages courants → $(3,06 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ kN}$

Poids de poteau de l'étage S.S →

➤ S.S.1 : $(2,59 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 4,70 \text{ kN}$

➤ S.S.2 : $(3,06 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ kN}$

▪ **Poids de l'acrotère**

$1,821 \times 5,15 = 9,38 \text{ kN}$

▪ **Poids de mur extérieur**

Etage Courant → $2,81 \times (5,15 - 0,3) \times (3,06 - 0,5) = 34,89 \text{ kN}$

RDC → $2,81 \times (5,15 - 0,3) \times (3,06 - 0,5) = 34,89 \text{ kN}$

c) Détermination des charges :

▪ **Surcharge d'exploitation**

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Tableau II. 6: Dégression des surcharges pour le poteau de rive.

Niveau Des Planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Q cumulée (kN)
N1	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0 \times S_{tot}$	18,54
N2	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 \times S_{tot} + Q_1 \times S_{pl} + Q_{balc} \times S_{balc}$	58,71
N3	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 \times S_{tot} + 0,95 [(Q_1 + Q_2) \times S_{pl} + 2(Q_{balc} \times S_{balc})]$	94,86
N4	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 \times S_{tot} + 0,90 [(Q_1 + Q_2 + Q_3) \times S_{pl} + 3(Q_{balc} \times S_{balc})]$	127
N5	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 \times S_{tot} + 0,85 [(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \times S_{pl} + 4(Q_{balc} \times S_{balc})]$	155,12
N6	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 \times S_{tot} + 0,80 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5) \times S_{pl} + 5(Q_{balc} \times S_{balc})]$	179,22
N7	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 \times S_{tot} + 0,75 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) \times S_{pl} + 6(Q_{balc} \times S_{balc})]$	199,31
N8	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 \times S_{tot} + 0,714 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) \times S_{pl} + 7(Q_{balc} \times S_{balc})]$	219,31

N9	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0 \times S_{tot}+0,687[(Q_1+Q_2+..+Q_8) \times S_{pl}+8(Q_{balc} \times S_{balc})]$	239,31
N10	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0 \times S_{tot}+0,666[(Q_1+Q_2+..+Q_9) \times S_{pl}+9(Q_{balc} \times S_{balc})]$	259,32
N11	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0 \times S_{tot}+0,65[(Q_1+Q_2+..+Q_{10}) \times S_{pl}+10(Q_{balc} \times S_{balc})]$	279,65
N12	Q ₁₁	$\Sigma_{11}=Q_0 \times S_{tot}+0,636[(Q_1+Q_2+..+Q_{11}) \times S_{pl}+11(Q_{balc} \times S_{balc})]$	299,57
NRDC	Q ₁₂	$\Sigma_{12}=Q_0 \times S_{tot}+0,625(Q_1+Q_2+..+Q_{12}) \times S_{pl}+11(Q_{balc} \times S_{balc})]$	333,33
SS1	Q ₁₃	$\Sigma_{13}=Q_0 \times S_{tot}+0,615(Q_1+Q_2+..+Q_{13}) \times S_{pl}+11(Q_{balc} \times S_{balc})]$	347,30
SS2	Q ₁₄	$\Sigma_{14}=Q_0 \times S_{tot}+0,607(Q_1+Q_2+..+Q_{14}) \times S_{pl}+11(Q_{balc} \times S_{balc})]$	361,78

▪ **Charge permanente**

Tableau II. 7: Descente de charge pour poteau de rive.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
12 ^{eme}	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	126,63
		Poids des poutres	14,36
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Total	= 191,02
11 ^{eme}	N2	N1	191,02
		Poids du plancher corps creux	110,13
		Poids des poutres	14,36
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids du balcon et de mur extérieur d'étage courant	74,38
Total	= 395,65		
10 ^{eme}	N3	N2	395,65
		g	204,63
		Total	= 600,28
9 ^{eme}	N4	N3	600,28
		g	204,63
		Total	= 804,91
8 ^{eme}	N5	N4	804,91
		g	204,63
		Total	=1009,54
7 ^{eme}	N6	N5	1009,54
		g	204,63
		Total	=1214,17
6 ^{eme}	N7	N6	1214,17
		g	204,63
		Total	= 1418,8

5 ^{eme}	N8	N7 g Total	1418,8 204,63 =1623,43
4 ^{eme}	N9	N8 g Total	1623,43 204,63 =1828,06
3 ^{eme}	N10	N9 g Total	1828,06 204,63 =2032,69
2 ^{eme}	N11	N10 g Total	2032,69 204,63 = 2237,32
1 ^{er}	N12	N11 g Total	2237,32 204,63 =2441,95
RDC	N13	N12 Poids du plancher corps creux Poids des poutres, de poteau et de mur extérieur de RDC Total	2441,95 110,13 55,01 2607,09
Sous-sol 1	N14	N13 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S.1 Total	2607,09 118,47 14,36 4,70 2744,62
Sous-sol 2	N15	N14 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S.2 Total	2744,62 118,47 14,36 5,76 2883,21

d) Choix des sections des poteaux de rives :

▪ **Etat limite ultime**

D'après l'équation (2), on a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux de rives.

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	RPA (cm ²)	choix
Rive	12	191,02	18,54	285,69	188,56	15,73	30*30	30*30
	11	395,65	58,71	622,19	410,65	22,26	30*30	30*30
	10	600,28	94,86	952,67	628,76	27,08	30*30	30*30
	9	804,91	127	1277,13	842,91	31,03	30*30	35*35
	8	1009,54	155,12	1595,56	1053,07	34,45	30*30	35*35
	7	1214,17	179,22	1907,96	1259,25	37,49	30*30	40*40
	6	1418,8	199,31	2214,35	1461,47	40,23	30*30	40*40
	5	1623,43	219,31	2520,60	1663,60	42,79	30*30	45*45
	4	1828,06	239,31	2826,85	1865,72	45,19	30*30	45*45
	3	2032,69	259,32	3133,11	2067,85	47,47	30*30	50*50
	2	2237,32	279,65	3439,86	2270,31	49,49	30*30	50*50
	1	2441,95	299,57	3745,99	2472,35	51,72	30*30	55*55
	RDC	2607,09	333,33	4019,57	2652,92	53,51	30*30	55*55
	Sous-sol 1	2744,62	347,30	4226,19	2789,29	54,81	30*30	55*55
	Sous-sol 2	2883,21	361,78	4435,00	2927,1	56,10	30*30	60*60

e) Vérification de critère de résistance :

D'après l'équation, le calcul de la vérification de critère de résistance est le suivant :

Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance des poteaux de rives

Poteau	Etage	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B (MPa)	Fbc (MPa)	Observation
Rive	12	285,69	900	3,17	14,2	Vérifiée
	11	622,19	900	6,91	14,2	Vérifiée
	10	952,67	900	10,59	14,2	Vérifiée
	9	1279,21	1225	10,47	14,2	Vérifiée
	8	1597,64	1225	13,04	14,2	Vérifiée
	7	1910,04	1600	11,95	14,2	Vérifiée
	6	2216,43	1600	13,86	14,2	Vérifiée
	5	2527,8	2025	12,46	14,2	Vérifiée
	4	2834,05	2025	13,98	14,2	Vérifiée
	3	3143,35	2500	12,55	14,2	Vérifiée
	2	3450,1	2500	13,8	14,2	Vérifiée
	1	3759,46	3025	12,42	14,2	Vérifiée
	RDC	4033,16	3025	13,3	14,2	Vérifiée
	Sous-sol 1	4237,3	3025	14	14,2	Vérifiée
	Sous-sol 2	4448,6	3600	12,6	14,2	Vérifiée

▪ **Etat limite de service :**

D'après l'équation, on a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

Tableau II. 10: Choix et vérification de critère des sections des poteaux de rives.

Poteau	Etage	G (KN)	Q (kN)	Nser (kN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	σ_{ser} (MPa)	Observation
Rive	12	191,02	18,54	209,56	30*30	30*30	2,02	Vérifiée
	11	395,65	58,71	454,36	30*30	30*30	4,39	Vérifiée
	10	600,28	94,86	695,14	30*30	30*30	6,71	Vérifiée
	9	804,91	127	933,99	30*30	35*35	6,64	Vérifiée
	8	1009,54	155,12	1166,50	30*30	35*35	8,3	Vérifiée
	7	1214,17	179,22	1396,46	30*30	40*40	7,59	Vérifiée
	6	1418,8	199,31	1621,12	30*30	40*40	8,81	Vérifiée
	5	1623,43	219,31	1845,30	30*30	45*45	7,94	Vérifiée
	4	1828,06	239,31	206919	30*30	45*45	8,9	Vérifiée
	3	2032,69	259,32	2295,95	30*30	50*50	8,4	Vérifiée
	2	2237,32	279,65	2519,82	30*30	50*50	8,79	Vérifiée
	1	2441,95	299,57	2744,517	30*30	55*55	7,91	Vérifiée
	RDC	2607,09	333,33	2943,43	30*30	55*55	8,49	Vérifiée
	Sous-sol 1	2744,62	347,30	3094,19	30*30	55*55	8,90	Vérifiée
Sous-sol 2	2883,21	361,78	3247,35	30*30	60*60	7,86	Vérifiée	

II.7.3. Poteau d'angle

a) Surface reprise $S = 5,5 \text{ m}^2$

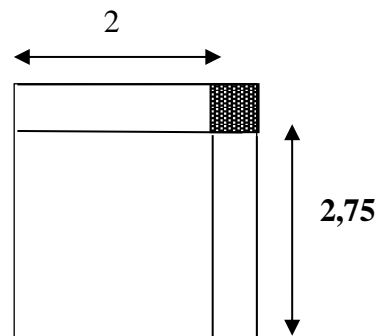


Figure II. 9: Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.

b) **Calcul des différents poids :**

▪ **Poids des planchers :**

Plancher terrasse → $6,83 \times 5,5 = 37,57 \text{ KN}$

Plancher courant (corps creux) → $5,94 \times 5,5 = 32,67 \text{ KN}$

Plancher courant (dalle pleine) → $6,39 \times 5,5 = 35,15 \text{ KN}$

▪ **Poids des poutres :**

Poutres porteuses → $25 \times 0,3 \times (0,5 - 0,24) \times 2 = 3,9 \text{ kN}$.

Poutres non porteuses → $25 \times 0,3 \times (0,4 - 0,24) \times 2,75 = 3,3 \text{ kN}$.

▪ **Poids des poteaux :**

Poteau sous-sol1 → $25 \times (0,3 \times 0,3) \times (2,59 - 0,5) = 4,70 \text{ kN}$

Poteau sous-sol2 → $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) = 5,76 \text{ kN}$

Poteau RDC jusqu'au 12^{ème} étage → $25 \times (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,5) = 5,76 \text{ kN}$

▪ **Poids de l'acrotère**

$$1,821 \times 4,75 = 8,65 \text{ KN}$$

▪ **Poids du mur extérieur**

$$2,81 \times [2,6(3,06 - 0,4)] + [1,85 \times (3,06 - 0,5)] = 32,74 \text{ KN}$$

c) Détermination des charges

▪ **Surcharge d'exploitation**

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Tableau II. 11: Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.

Niveau	Qi	Charges exploitations	Qtotal	Q × S(kN)
N1	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	1	5,5
N2	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	2,5	13,75
N3	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	3,85	21,18
N4	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	5,05	27,78
N5	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6,1	33,55
N6	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7	38,5
N7	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0,75(Q1 + \dots + Q6)$	7,75	42,63
N8	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0,714(Q1 + \dots + Q7)$	8,49	46,695
N9	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0,687(Q1 + \dots + Q8)$	9,94	54,67
N10	Q9	$\Sigma 9 = Q0 + 0,666(Q1 + \dots + Q9)$	9,99	54,95
N11	Q10	$\Sigma 10 = Q0 + 0,65(Q1 + \dots + Q10)$	10,75	59,13
N12	Q11	$\Sigma 11 = Q0 + 0,636(Q1 + \dots + Q11)$	11,49	63,195
RDC	Q12=5	$\Sigma 12 = Q0 + 0,625(Q1 + \dots + Q12)$	14,44	79,42
SS1	Q13=2,5	$\Sigma 13 = Q0 + 0,615(Q1 + \dots + Q13)$	15,76	86,68
SS2	Q14=2,5	$\Sigma 14 = Q0 + 0,607(Q1 + \dots + Q14)$	17,09	93,995

▪ Charge permanente

Tableau II. 12: Descente de charge pour poteau d'angle.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
12 ^{eme}	N1	Poids du plancher terrasse	37,57
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids de l'acrotère	8,65
		Poids du mur extérieur d'étage courant	32,74
		Total	= 91,92
11 ^{eme}	N2	N1	91,92
		Poids du plancher	32,67
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids du mur extérieur d'étage courant	32,74
		Total	= 170,29
10 ^{eme}	N3	N2	170,29
		Poids du plancher	32,67
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids du mur extérieur d'étage courant	32,74
		Total	= 248,66
9 ^{eme}	N4	N3	248,66
		Poids du plancher	32,67
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids du mur extérieur d'étage courant	32,74
		Total	= 327,03
8 ^{eme}	N5	N4	327,03
		Poids du plancher	32,67
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids du mur extérieur d'étage courant	32,74
		Total	= 405,4
7 ^{eme}	N6	N5	405,4
		Poids du plancher	32,67
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76
		Poids du mur extérieur d'étage courant	32,74
		Total	= 483,77
6 ^{eme}	N7	N6	483,77
		Poids du plancher	32,67
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage courant	5,76

		Poids du mur extérieur d'étage courant Total	32,74 = 562,14
5 ^{eme}	N8	N7 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur d'étage courant Total	562,14 32,67 7,2 5,76 32,74 = 640,51
4 ^{eme}	N9	N8 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur d'étage courant Total	640,51 32,67 7,2 5,76 32,74 = 718,88
3 ^{eme}	N10	N9 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur d'étage courant Total	718,88 32,67 7,2 5,76 32,74 = 797,25
2 ^{eme}	N11	N10 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur d'étage courant Total	797,25 32,67 7,2 5,76 32,74 = 875,62
1 ^{eme}	N12	N11 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur d'étage courant Total	875,62 32,67 7,2 5,76 32,74 = 953,99
RDC	N13	N12 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau Poids du mur extérieur Total	953,99 32,67 7,2 5,76 32,74 = 1032,36

Sous-sol 1	N14	N13	1032,66
		Poids du plancher dalle pleine	35,15
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage S.S1	4,70
		Total	32,74
			= 1112,15
Sous-sol 2	N15	N14	1112,15
		Poids du plancher dalle pleine	35,17
		Poids des poutres	7,2
		Poids de poteau de l'étage S.S2	5,76
		Total	32,74
			= 1193

d) **Choix des sections des poteaux d'angle :**

Tableau II. 13: Choix des sections des poteaux d'angle.

Poteau	Etage	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm ²)	A (cm)	RPA (cm ²)	Choix
Angle	12	91,92	5,5	132,34	87,34	11,35	30*30	30*30
	11	170,29	13,75	250,52	165,34	14,86	30*30	30*30
	10	248,66	21,18	367,46	242,52	17,57	30*30	30*30
	9	327,03	27,78	483,16	318,89	19,86	30*30	30*30
	8	405,4	33,55	587,62	394,43	21,86	30*30	30*30
	7	483,77	38,5	710,84	469,15	23,66	30*30	30*30
	6	562,14	42,63	822,83	543,07	25,30	30*30	30*30
	5	640,51	46,695	934,78	616,95	26,84	30*30	30*30
	4	718,88	54,67	1046,75	690,86	28,28	30*30	30*30
	3	797,25	54,95	1158,71	764,75	29,65	30*30	30*30
	2	875,62	59,13	1270,78	838,71	30,96	30*30	35*35
	1	953,99	63,195	1380,72	912,60	32,21	30*30	35*35
	RDC	1032,36	79,42	1512,80	998,45	33,60	30*30	35*35
	Sous-sol 1	1112,15	86,68	1631,42	1076,74	34,81	30*30	35*35
Sous-sol 2	1193	93,995	1751,55	1156,02	36	30*30	40*40	

f) Vérification de critère de résistance :

D'après l'équation 2), le calcul de la vérification de critère de résistance est le suivant :

Tableau II. 14: Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle.

Poteau	Etage	Nu(kN)	Bc (cm ²)	Nu/B (MPa)	Fbc (MPa)	Observation
Angle	12	132,34	900	1,47	14,2	OK
	11	250,52	900	2,78	14,2	OK
	10	367,46	900	4,08	14,2	OK
	9	483,16	900	5,37	14,2	OK
	8	587,62	900	6,64	14,2	OK
	7	710,84	900	7,90	14,2	OK
	6	822,83	900	9,14	14,2	OK
	5	934,78	900	10,39	14,2	OK
	4	1046,75	900	11,63	14,2	OK
	3	1158,71	900	12,87	14,2	OK
	2	1272,86	1225	10,37	14,2	OK
	1	1382,80	1225	11,29	14,2	OK
	RDC	1514,88	1225	12,34	14,2	OK
	Sous-sol 1	1634,56	1225	13,32	14,2	OK
Sous-sol 2	1758,03	1600	10,95	14,2	OK	

▪ Etat limite de service

Tableau II. 15: Choix et vérification de critère des sections des poteaux d'angle.

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	Σser (MPa)	Observation
Angle	12	91,92	5,5	97,42	30*30	30*30	0,94	OK
	11	170,29	13,75	184,04	30*30	30*30	1,78	OK
	10	248,66	21,18	269,84	30*30	30*30	2,61	OK
	9	327,03	27,78	354,81	30*30	30*30	3,43	OK
	8	405,4	33,55	438,95	30*30	30*30	4,24	OK
	7	483,77	38,5	522,27	30*30	30*30	5,05	OK
	6	562,14	42,63	604,77	30*30	30*30	5,84	OK
	5	640,51	46,695	687,24	30*30	30*30	6,64	OK
	4	718,88	54,67	769,72	30*30	30*30	7,44	OK
	3	797,25	54,95	852,2	30*30	30*30	6,23	OK
	2	875,62	59,13	937,85	30*30	35*35	7,65	OK
	1	953,99	63,195	1020,35	30*30	35*35	8,32	OK
	RDC	1032,36	79,42	1114,63	30*30	35*35	9,09	OK
	Sous-sol 1	1112,15	86,68	1200	30*30	35*35	9,79	OK
Sous-sol 2	1193	93,995	1290	30*30	40*40	8,06	OK	

II.8. Pré-dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment à condition $L \geq 4a$ [2] avec :

- L : La longueur du voile
- a : L'épaisseur du voile

Ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

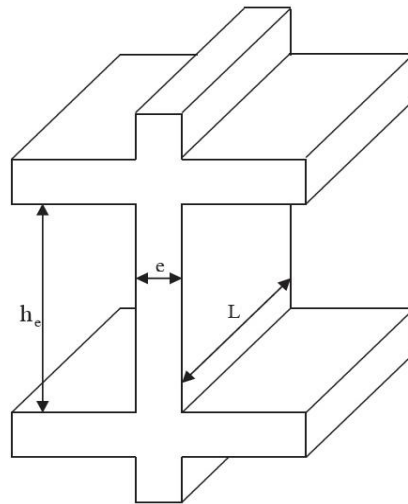


Figure II. 10: Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; h_e / 25 \}$$

Avec:

- h_e : Hauteur d'étage.
- a_{\min} : Epaisseur de voile

➤ Pour le RDC et l'étage courant : $h_e = 3.06\text{m}$

$$h_e = (3,06 - 0,50) = 2,56 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 12,8\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

On adopte alors pour les voiles une épaisseur de : **$a = 20 \text{ cm}$**

II.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pré-dimensionnés les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ Nous adopterons pour les planchers corps creux une épaisseur $e = 24 \text{ cm}$, $(20+4) \text{ cm}$.
- ✓ Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm .

Le choix des sections des poutres est le suivant :

- ✓ Poutres principales $(30 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres chaînage $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

Les dimensions des sections des poteaux varient, elles diminuent de 5 cm au bout de deux étages, exemple :

- ✓ 12^{ème} étage $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- ✓ Sous-sol $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

Enfin, l'épaisseur des voiles est fixé à :

- ✓ $a = 20 \text{ cm}$

*CHAPITRE III : Etude des éléments
Secondaires*

CHAPITRE III : Etude des éléments Secondaires

III. Introduction :

Nous présentons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les balcons, les planchers (corps creux et dalle plane) et les escaliers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1. Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100\text{cm}$
- Hauteur $H = 50\text{cm}$
- Epaisseur $e = 10\text{cm}$

III.1.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère

III.1.1.1. Charge permanente et surcharge d'exploitation

➤ Charge permanente

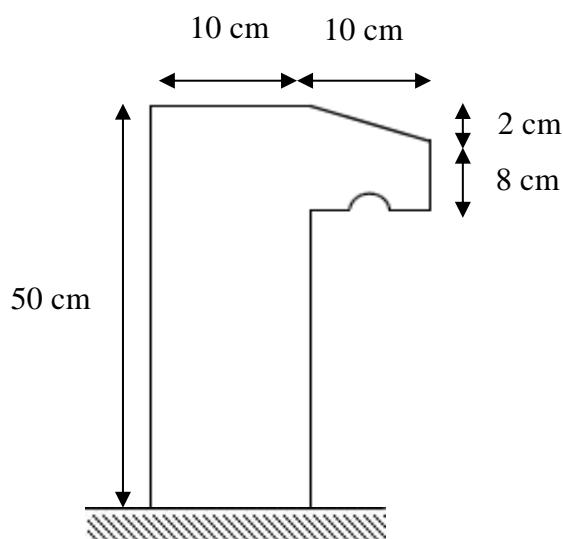


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,10 \times 0,5) + (0,08 \times 0,10) + \frac{(0,10 \times 0,02)}{2} = 0,059 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,059 = 1,475 \text{ kN/ml.}$$

- Revêtement en ciment :

$$G = 18 \times 1,28 \times 0,015 = 0,346 \text{ KN/m.}$$

- Le poids total de l'acrotère :

$$G_{\text{tot}} = 1,475 + 0,346 = 1,821 \text{ kN/ml} \implies \mathbf{G_{\text{tot}} = 1,821 \text{ kN/ml}}$$

➤ **Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante :

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

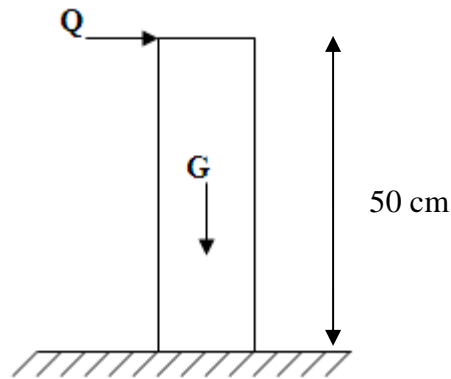


Figure III. 2: Sollicitation de l'acrotère.

III.1.2. Calcul de la force sismique Q_h : (F_P)

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure. Si $F_P > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

On a:

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

– F_P : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

– A : Coefficient d'accélération pour **la zone III, groupe 2, $A = 0,25$** .

– C_P : Facteur des forces horizontales (**$C_P = 0,8$**) élément consol.

– W_P : Poids de l'acrotère : **$W_P = 1,821 \text{ kN/ml}$**

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,821 = 1,457 \text{ kN/ml.}$$

$$1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q; F_p)$$

$$F_p = 1,5 > 1,457 \quad \Rightarrow \quad Q_u = Q_h = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1,821 \text{ kN/ml.} \\ Q_h = 1,5 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

III.1.3. Détermination des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ Calcul des efforts à L'ELU

- $N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,821 = 2,458 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5.Q_h.h = 15 \times 1,5 \times 0,5 = 1,125 \text{ kN.m.}$
- $T_u = 1,5.Q_h = 2,25 \text{ kN.}$

➤ Calcul des efforts à L'ELS

- $N_{ser} = G = 1,821 \text{ kN.}$
- $M_{ser} = Q_h.h = 0,75 \text{ kN.m.}$
- $T_{ser} = Q_h = 1,5 \text{ kN.}$

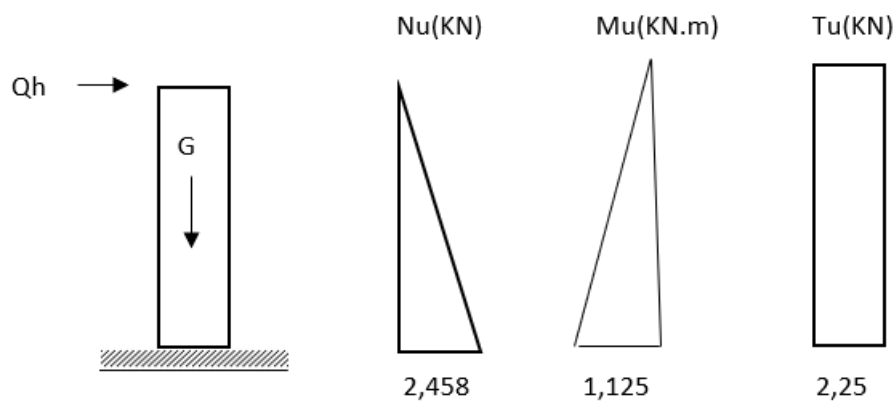


Figure III. 3: Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.4. Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données : $h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$;

$M_U = 1,125 \text{ kN.m}$, $N_U = 2,458 \text{ kN}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$.

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,125}{2,458} = 45,77 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

On a :

$$e_0 = 45,77 \text{ cm}$$

$$(h/2) - c' = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > (h/2) - c'$$

Alors la section partiellement comprimée (SPC).

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

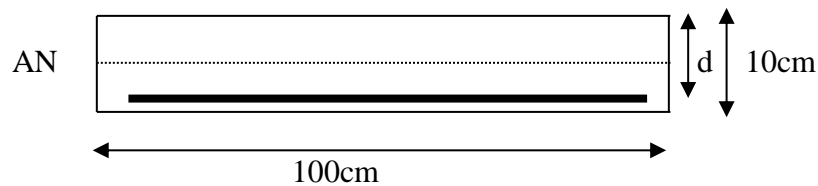


Figure III. 4: Distance de l'axe neutre.

• **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c')$$

$$M_f = 1,125 + 2,485 (0,1/2 - 0,02) = 1,20 \text{ kN.m}$$

D'où : $M_f = 1,20 \text{ kN.m}$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 1,20 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0105 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0132$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 89,52 \text{ mm.}$$

$$\mu = 0,0105 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = 38,52 \text{ mm}^2$$

$$D'où : \begin{cases} A_1 = A_s' = 0 \\ A_2 = A_s - (N_u / \sigma_s) = 38,52 - \frac{2,458 \times 10^3}{348} = 31,4 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$On \text{ obtient: } \begin{cases} A_1 = 0 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,31 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 9\text{cm}$

$A_s^{\min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 9 \times (2,1/400) = 1,086 \text{ cm}^2$

On prend $A_s \geq \max (A_2 ; A_s^{\min}) = 1,086 \text{ cm}^2$

La section choisie est **6T6** avec **$A_s = 1,7 \text{ cm}^2$** avec un espacement **$St = 20 \text{ cm}$**

➤ **Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,425 \leq A_r \leq 0,85 \text{ cm}^2$$

La section choisie est **$A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$** avec un espacement **$St = 15\text{cm}$** .

III.1.5. Vérification

III.1.5.1. Vérification à L'E.L. S

– $N_{ser} = 1,821 \text{ kN}$.

– $M_{ser} = 0,75 \text{ kN.m}$.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{1,821} = 0,41 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } e_0 = 41\text{cm.} \\ \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On a : $e_0 = 41\text{cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier :

➤ **Position de l'axe neutre**

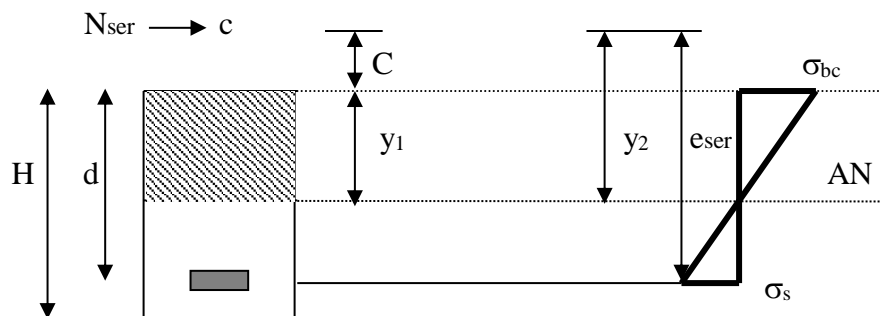


Figure III. 5: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a : $y_1 = y_c + C$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - h / 2 = 41 - 10/2 = 36 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [C + (d - h/2)] \Rightarrow e_{ser} = 40 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 40 = -31 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

On doit résoudre l'équation suivante selon [2] :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

Avec :

- y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.
- $n = 15$.

$$\begin{cases} P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d-c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d-c)^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } A_s' = 0 \Rightarrow \begin{cases} P = -2821,8 \text{ cm}^2 \\ q = 57134 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation devient

$$y_2^3 - 2821,8 y_2 + 57134 = 0$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -6,44 \times 10^8 > 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,990$$

$$\cos \varphi = -0,99 \Rightarrow \varphi = 172^\circ$$

- $Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 33,11 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 28,17 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi / 3 + 120^\circ) = -61,27 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 61,34$$

La solution qui convient : $y_c = 33,11$ cm.

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < h$ avec $y_1 = y_c + c = 33,11 - 31 = 2,11$ cm

Alors : la position de l'axe neutre est : $y_1 = 2,11$ cm.

➤ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1523,67 \text{ cm}^4 ; n = 15$$

$$\Rightarrow I = 1523,67 \text{ cm}^4$$

III.1.5.2. Vérification des contraintes

• **Contrainte de béton**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 1,821 \text{ kN.} \\ \sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \left(\frac{2,04 \times 10^3}{1535,64 \times 10^4} \times 45,13 \times 10 \right) \times 2,13 \times 10 = 1,276 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e.} \end{array} \right.$$

• **Contraintes de l'acier**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprim\u00e9} \\ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \left(\frac{2,04 \times 10^3}{1535,64 \times 10^4} \times 45,13 \times 10 \right) \times (90 - 21,3) = 61,78 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \\ \sigma'_s = 15 \left(\frac{2,04 \times 10^3}{1535,64 \times 10^4} \times 45,13 \times 10 \right) \times (21,3 - 20) = 1,17 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **V\u00e9rification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donn\u00e9e par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \bar{\text{min}} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 2,25 \text{ kN.} \\ \tau_u = \frac{2,448 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0272 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e.} \end{array} \right.$$

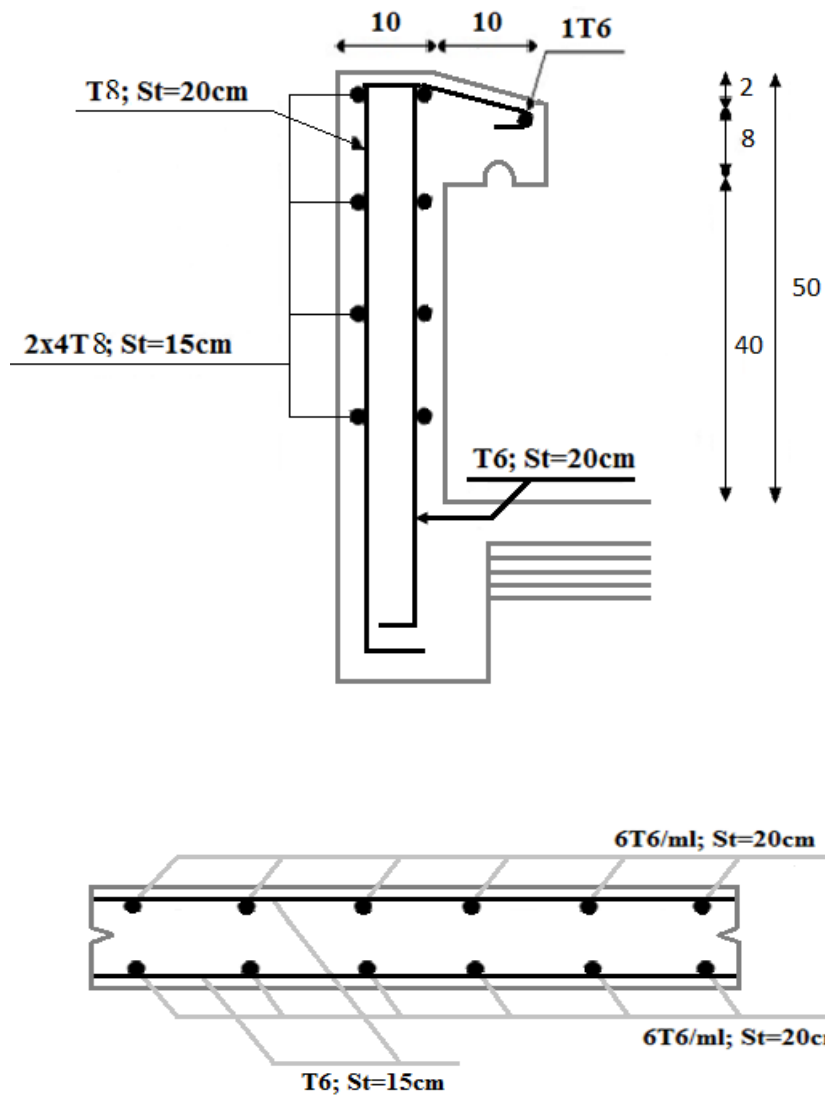


Figure III. 6: Disposition des armatures dans l'acrotère.

III.2. Les balcons

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

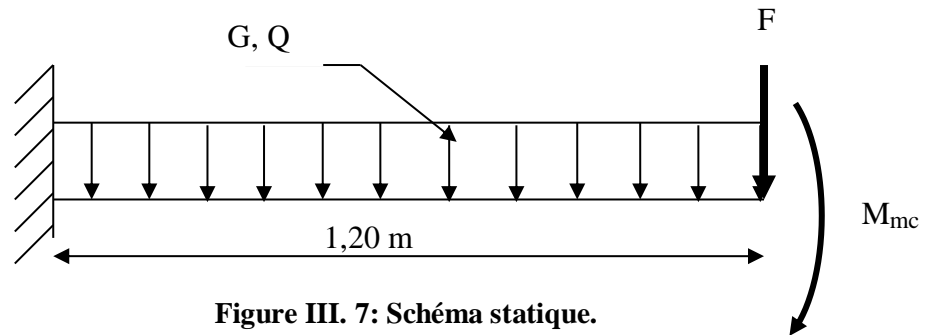


Figure III. 7: Schéma statique.

III.2.1. Calcul des charges sollicitant le balcon

III.2.1.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation

- Charge permanente

Tableau III. 1: Charge permanente de la dalle balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0.50
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0.40
3- Lit de sable	e = 3	18	0,54
4- Dalle pleine	e = 15	25	3,75
5- Enduit de ciment	e = 2	10	0,36
			∑ G = 5,55

Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1m = 5,55 \times 1 = 5,55 \text{ kN/m}$$

- Charge d'exploitation

Q = 3,5 kN/m ; pour une bande de 1m

- Charge concentrée

- Enduit de ciment 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
- Enduit de ciment 0,36 kN/m²

$$\sum F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m.

- Moment dû à la main courante

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

III.2.1.2. Combinaison des charges

Tableau III. 2: Les combinaisons des charges à l'ELU et l'ELS.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,74	9,05
F (kN)	2,187	1,62
M _{mc} (kN.m)	1,5	1,00

III.2.1.3. Calcul des efforts internes

Pour le calcul on a utilisé la méthode de RDM :

$$\begin{cases} M(x) = - [Fx + q x^2/2 + M_{mc}] \\ T(x) = F + q x \end{cases}$$

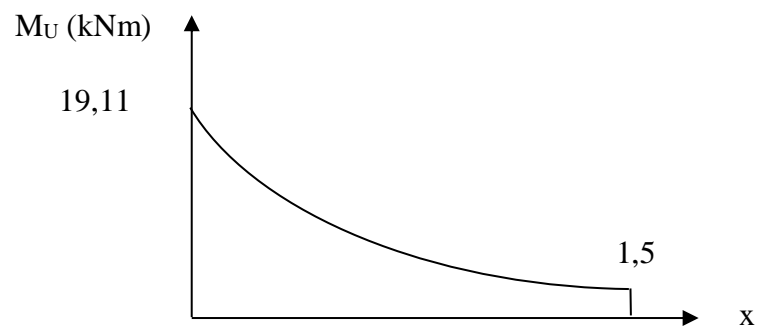


Figure III. 8: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

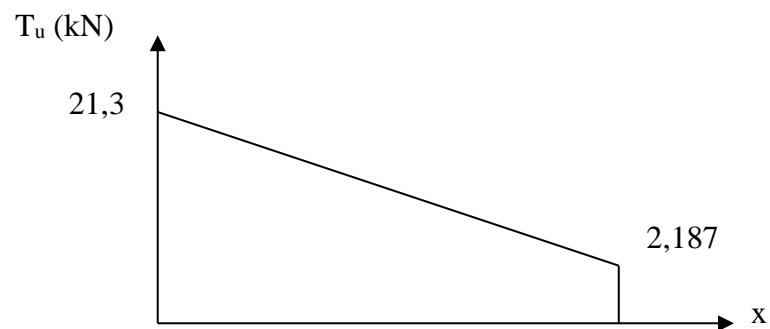


Figure III. 9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

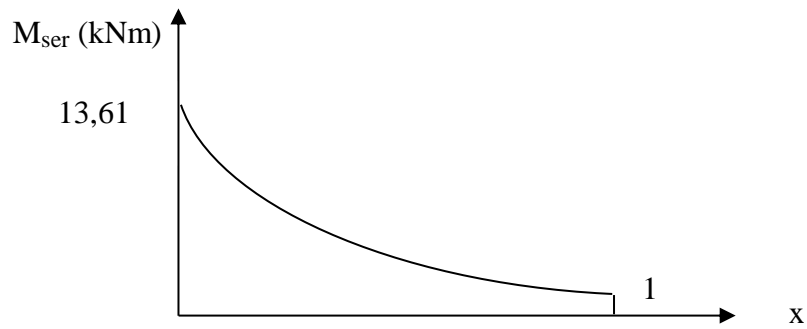


Figure III. 10: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

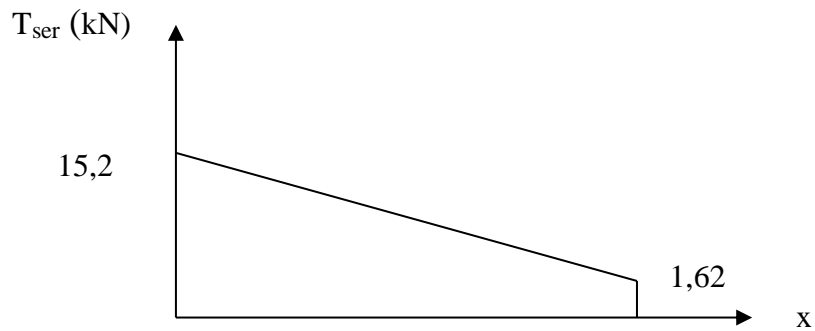


Figure III. 11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.2.2. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 15) cm² ; $b = 100$ cm ; $h = 15$ cm ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $d = 0,9h = 13,5$ cm ; $f_e = 400$ MPa.

Tableau III. 3: Ferrailage du Balcon.

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As (cm ²)	esp (cm)
19,11	0,074	OUI	0	0,096	12,98	4,23	5T12	5,65	20

$$\begin{aligned}
 S_t \leq \min & \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée.} \end{array} \right. \\
 S_t \leq \min & \left\{ \begin{array}{l} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Espacement vérifié.}
 \end{aligned}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 1,375 \leq A_r \leq 2,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T8=2,01\text{cm}^2$ avec espacement de 20 cm.

III.2.3. Vérifications

➤ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400) \\ A_s \text{ min} = 1,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Alors : $A_s \text{ choisi} > A_s \text{ min}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \\ \tau_u^{\text{max}} = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{21,3 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Alors : $\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

▪ **Béton**

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{\text{ser}}}{I} \right) y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Acier**

$$\sigma_s = n \left(\frac{M_{\text{ser}}}{I} \right) (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{array} \right.$$

- Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$
- I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$

Exemple de calcul

$$\begin{cases}
 Y : b/2 \cdot y^2 - n A_s (d - y) = 0 \\
 100/2 y^2 - 15 \times 5,65 (13,5 - y) = 0 \\
 50 y^2 + 84,75 y - 1144,125 = 0 \implies \text{Delta} = 479,12 \\
 \implies Y_1 = 4,01 \text{ cm} ; Y_2 = - 5,71 \text{ cm}
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 I : I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 \\
 100/3 (4,01)^3 + 15 \times 5,65 (13,5 - 4,01)^2 \\
 \implies I = 9781,97 \text{ cm}^4
 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4: Vérification des contraintes.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
13,61	5,65	4,01	9781,97	5,6	15	vérifié	198,06	201,63	vérifié

➤ Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\begin{cases}
 \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,125 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00418 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,125 \geq 0,125 \dots\dots\dots \text{vérifier.}
 \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

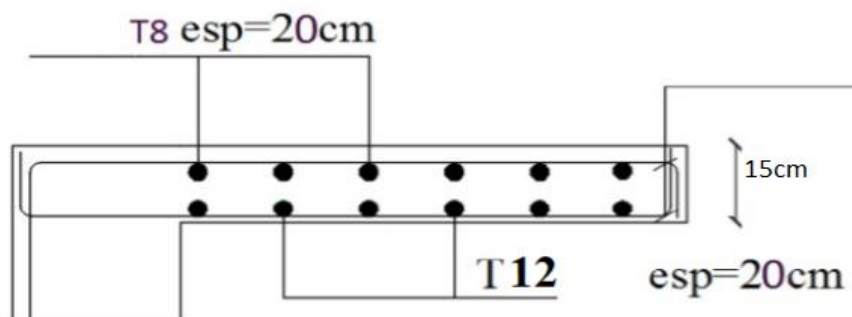


Figure III. 12: Schéma ferrailage du balcon.

III.3. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est associé à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives. Dans notre cas nous avons plusieurs types constituant notre bâtiment. Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la table de compression.
- Après coulage de la table de compression.

III.3.1. Dimensions de la poutrelle

Nous avons comme données : $h_t = 21$ cm; $h_0 = 5$ cm; $h = 16$ cm; $b_0 = 12$ cm, $b = 65$ cm

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

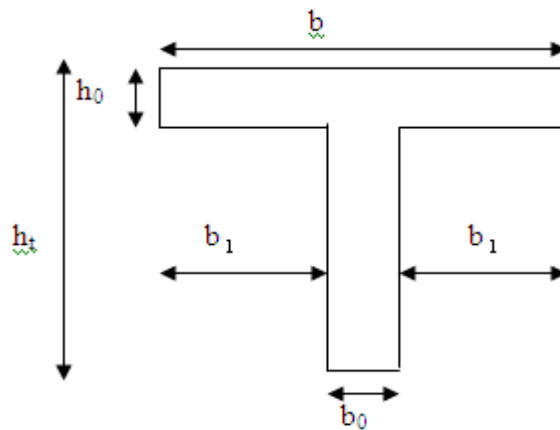


Figure III. 13: Dimensions de la poutrelle.

✚ 1^{ère} phase de calcul (avant le coulage)

- Poutrelle de travée $L_{\max} = 5,5$ m
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

➤ Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$
- Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,24 \times 14 = 2,184 \text{ kN/m}$

$$G_T = 2,304 \text{ kN/m}$$

➤ Charge d'exploitation

$$-Q = 0,65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/m}$$

➤ **Les combinaisons les plus sollicitées**

–ELU : 1,35 G + 1,5 Q

–ELS : G + Q

✓ **Plancher le plus sollicité (terrasse)**

$$q_u = 1,35 \times 2,304 + 1,5 \times 0,65 = 4,09 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2,304 + 0,65 = 2,95 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{4,09 \times 5,5^2}{8} = 15,47 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{2,95 \times 5,5^2}{8} = 11,15 \text{ kN.m}$$

✓ **Ferraillage**

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$$h = 4 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 3,6 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{15,47 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,17} = 7,02 > 0,392 \Rightarrow A_s' \neq 0.$$

–Donc les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

–On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

✚ **2^{ème} phase de calcul (après le coulage)**

Après le coulage et après durcissement de la table de compression, la poutrelle est assimilée à une poutre continue travaillera comme une poutrelle en « Té »

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

- **Plancher en corps creux**

Tableau III. 5: Evaluation des charges et surcharges.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	6,83	1,0
Plancher courant	5,94	1,5

Tableau III. 6: Charge permanente et d'exploitation.

	Charge permanentes 'G' (kN/ml)	Surcharges d'exploitation 'Q' (kN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,83 x 0,65 = 4,44	1 x 0,65 = 0,65
Plancher courant	5,94 x 0,65 = 3,86	1,5 x 0,65 = 0,98

❖ Remarque

Le plancher terrasse est le plus sollicité dans les deux types du plancher.

❖ Méthode de calcul

A. Le Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront par la méthode des éléments finis.

B. Méthode des éléments finis

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel [11].

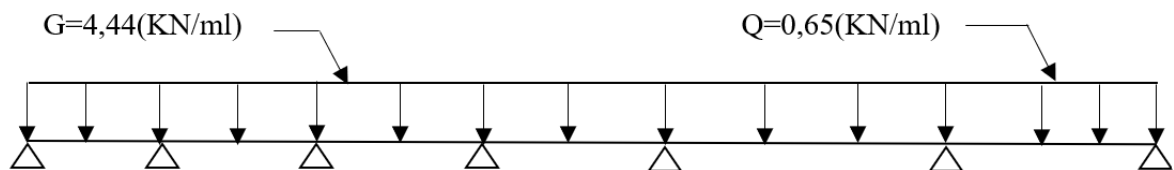
C. Calcul des efforts internes

Dans notre structure, on a quatre (02) types de poutrelle :

- Poutrelle à 06 travées
- Poutrelle à 03 travées

✓ Type 1 : Poutrelle à 6 travées

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (3,10m – 3,10m – 3,80m – 4,80m – 5,50m – 4m)



❖ Diagrammes des moments à ELU

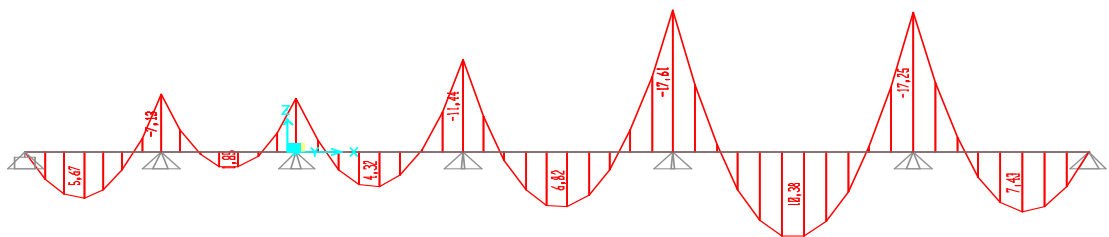


Figure III. 14: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 6 travées à l'ELU

❖ Diagrammes des moments à ELS

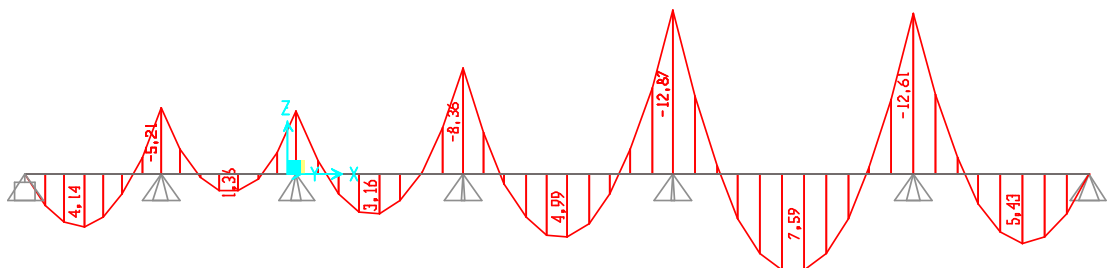


Figure III. 15: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 6 travées à l'ELS

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELU

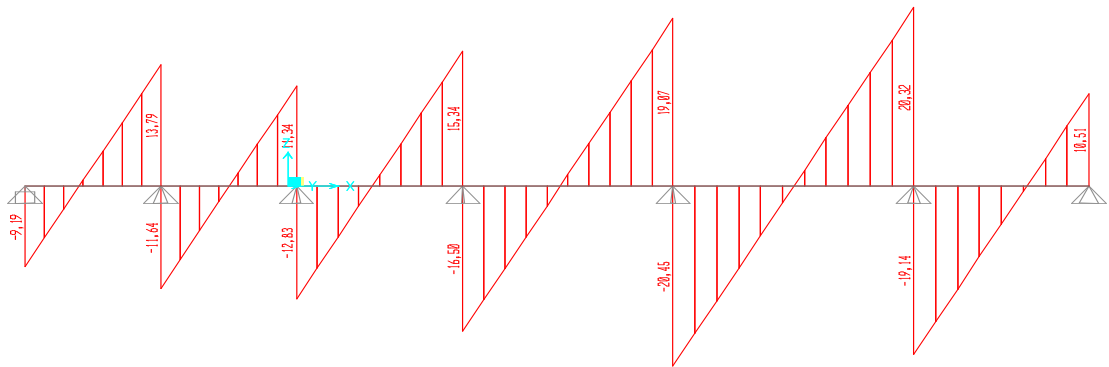


Figure III. 16: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 6 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS

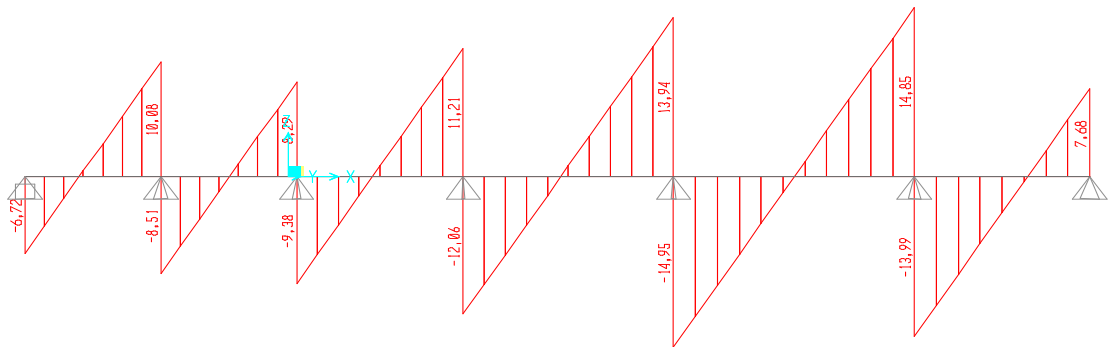


Figure III. 17: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 6 travées à l'ELU.

Tableau III. 7: Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 6 travées.

Travée		/	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Numérotation d'appuis		1	2	3	4	5	6	7
ELU	M_{appuis} (kNm)	0	-7,13	-5,03	-11,44	-17,61	-17,25	0
	$M_{\text{travée}}$ (kNm)	/	5,67	1,85	4,32	6,82	10,38	7,43
	T_G (kN)	0	13,79	11,34	15,34	19,07	20,32	10,51
	T_D (kN)	-9,19	-11,64	-12,83	-16,50	-20,45	-19,14	0
ELS	M_{appuis} (kNm)	0	-5,21	-3,68	-8,36	-12,87	-12,61	0
	$M_{\text{travée}}$ (kNm)	/	4,14	1,36	3,16	4,99	7,59	5,43

• E.L.U

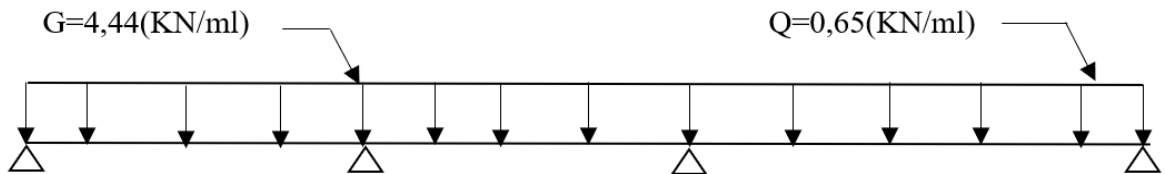
- $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 10,38 \text{ kNm}$
- $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 17,61 \text{ kNm}$
- $T_u^{\text{max}} = 20,45 \text{ kN}$

- **E.L.S**

- $M_{travée}^{max} = 7,59 \text{ kNm}$
- $M_{appui}^{max} = 12,87 \text{ kNm}$

- ✓ **Type 2 : Poutrelle à 3 travées**

Récapitulatif des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (3,3m – 3,3m – 4,2m)



- ❖ **Diagrammes des moments à ELU**

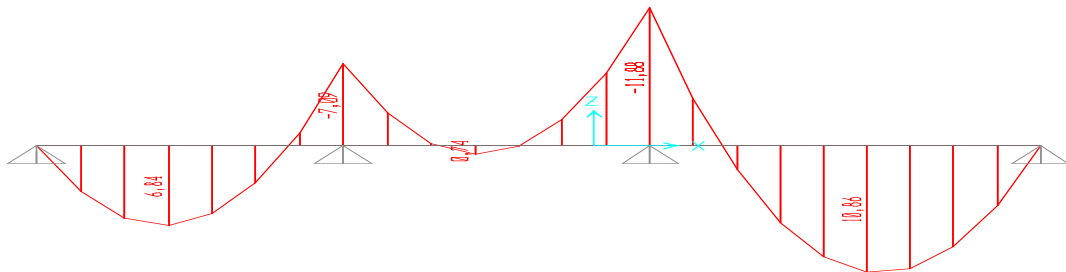


Figure III. 18: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.

- ❖ **Diagrammes des moments à ELS**

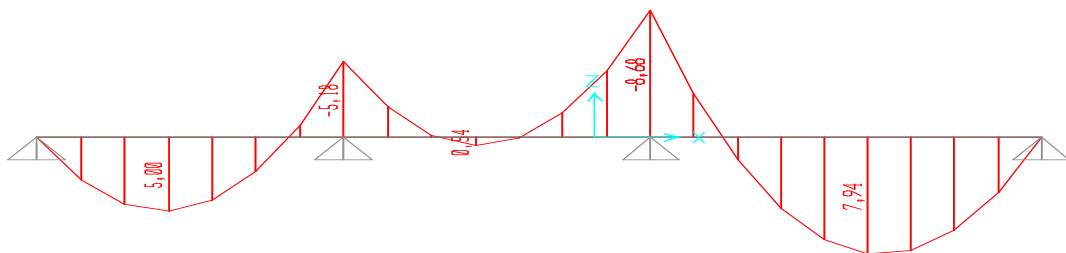


Figure III. 19: Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.

- ❖ **Diagrammes des efforts tranchant à ELU**

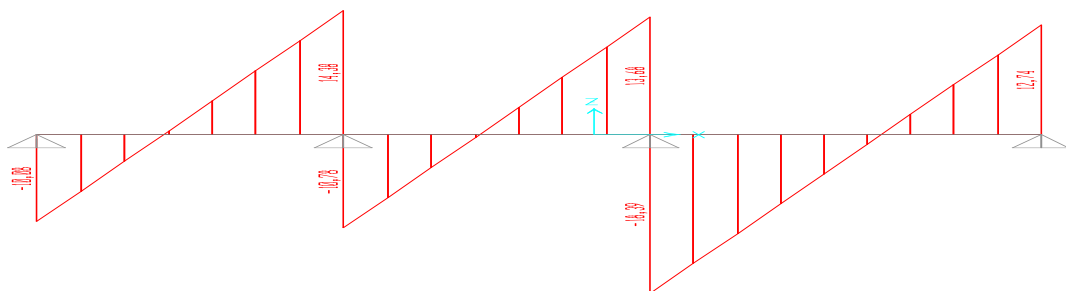


Figure III. 20: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS

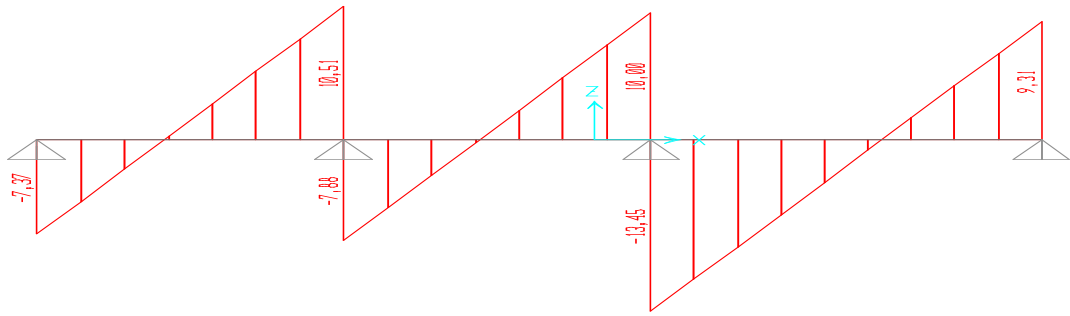


Figure III. 21: Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.

Tableau III. 8: Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 2 travées.

Travée		/	1-2	2-3	3-4
Numérot° d'appuis		1	2	3	4
ELU	M_{appuis} (kNm)	0	-7,09	-11,88	0
	$M_{\text{travée}}$ (kNm)	/	6,84	0,74	10,86
	T_G (kN)	0	14,38	13,68	12,74
	T_D (kN)	-10,08	-10,78	-18,39	0
ELS	M_{appuis} (kNm)	0	-5,18	-8,68	0
	$M_{\text{travée}}$ (kNm)	/	5	0,54	7,94

• E.L.U

- $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 10,86 \text{ kNm}$
- $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 11,88 \text{ kNm}$
- $T_u^{\text{max}} = 18,39 \text{ kN}$

• E.L.S

- $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 7,94 \text{ kNm}$
- $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 8,68 \text{ kNm}$

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

✚ E.L.U

- $M_{\text{tu}}^{\text{max}} = 10,86 \text{ kNm}$
- $M_{\text{au}}^{\text{max}} = 17,61 \text{ kNm}$
- $T_u^{\text{max}} = 18,39 \text{ kN}$

E.L.S

- $M_{tser}^{max} = 7,94 \text{ kNm}$
- $M_{aser}^{max} = 12,87 \text{ kNm}$

D. Ferrailage en travée

Les données : $h = 24\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 21,6\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$;
 $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 72,21 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab} \implies M_{tu}^{max} = 10,86 \text{ kNm} < M_{tab} = 72,21 \text{ kNm}$.

- Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».
- Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple

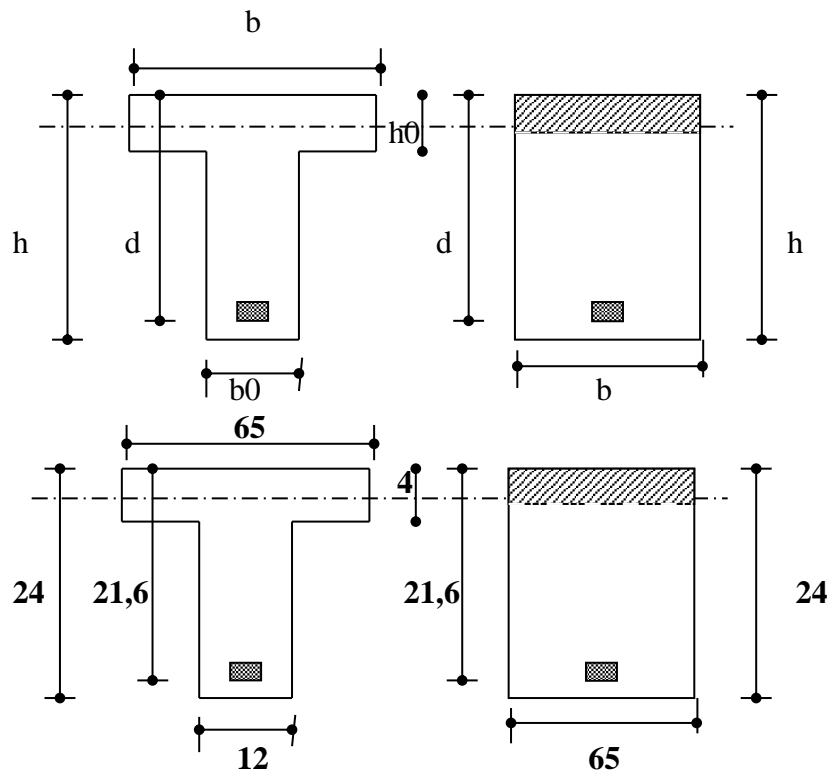


Figure III. 22: Coupe de section rectangulaire et section en T.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 9: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
10,86	0,025	Oui	0	0,032	21,32	Oui	10‰	348	1,46

➤ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 1,626 \text{ cm}^2 \\ A_s = \text{Max} \{ 1,625 \text{ cm}^2 ; 1,46 \text{ cm}^2 \} = 1,625 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

E. Ferrailage sur appuis

On a : $M_{au}^{\max} = 17,61 \text{ kNm} < M_{tab} = 72,21 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 x h$) en flexion simple.

Tableau III. 10: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{Ua} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
17,61	0,041	Oui	0	0,052	21,15	Oui	10‰	348	2,39

➤ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 0,31 \text{ cm}^2 \\ A_s = 2,39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,31 \text{ cm}^2 \\ \text{Choix : 2T14 } (A_s = 3,08 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

III.3.2. Vérifications

• **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 18,39 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible} \\ \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,39 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Au voisinage des appuis**

a) Appuis de rives

➤ **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 12,74 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,74 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 216} = 0,55 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,69 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq T_u / \frac{f_e}{\gamma_s} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Appuis intermédiaires

➤ **Vérification de la contrainte de compression [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{18,39 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 216} = 0,79 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,48 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

a) Vérification des contraintes du béton [1]

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

b) Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\implies \frac{b}{2} \cdot Y^2 + n \cdot A_s' \cdot (Y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - Y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée); $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis); $h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + n (A_s + A_s') y - n (A_s \cdot d + A_s' \cdot c') = 0 \\ I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A_s' \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A_s')] y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A_s')] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2] \end{cases}$$

c) Exemple de calcul

➤ **Travée** : $65/2 y^2 + 15 \times 3,39 y - 15 (3,39 \times 21,6) = 0$

$$32,5 y^2 + 50,85 y - 1098,36 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = b^2 - 4ac = 446,54 \implies \mathbf{Y1 = 5,08 \text{ cm}} \quad , \quad Y2 = -6,64$$

➤ **Le moment d'inertie « I »**

$$I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$65/3 \times 5,08^3 + 15 \times 3,39 (21,6 - 5,08)^2 = 0 \implies \mathbf{I = 16717,91 \text{ cm}^4}$$

➤ **Appuis** : $65/2 y^2 + 15 \times 3,08 y - 15 (3,08 \times 21,6) = 0$

$$32,5 y^2 + 46,2 y - 997,92 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 415,88 \implies \mathbf{Y1 = 4,87 \text{ cm}} \quad , \quad Y2 = -6,29$$

➤ **Le moment d'inertie « I »**

$$I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$65/3 \times 4,87^3 + 15 \times 3,08 (21,6 - 4,87)^2 = 0 \implies \mathbf{I = 15433,58 \text{ cm}^4}$$

Tableau III. 11: Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	7,94	3,39	5,08	16717,91	2,41	Vérifiée
Appuis	12,87	3,08	4,87	15433,58	4.06	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0,044 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} = 0,012 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0,044 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Nous remarquons que les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

• Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ Avec $f = \frac{M_{Ser}^{max} \cdot L^2}{10E_i I_F}$

• Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{array} \right.$

• Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05 \quad L > 5,00 \text{ m}$

– f_i : La flèche due aux charges instantanées.

– f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

✦ **Position de l'axe neutre « y_1 »**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » [1]**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictifs [1]**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 12: Récapitulatif du calcul de la flèche.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
7,94	3,39	5,08	0,013	108,43	3,16	1,27	0,53	29909,07	12299,98	17876,44

➤ **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,61 \text{ cm} \quad (L=5,5\text{m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,25 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,64 \text{ cm} < \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.4. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

- **Selon le règlement [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le règlement [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

- φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\varphi_t \leq \text{Min}(0,69\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,69\text{cm}$

On adopte : $\varphi_t = 8\text{mm}$

- **Selon la référence [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 1,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ S_t \leq 19,44 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2,17.10^{-2} \text{ cm}$$

➤ Selon la référence [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

✚ **Choix des armatures**

On adopte : $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

✚ **Choix des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm} \\ S_t = 6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Remarque : Le ferrailage des poutrelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 13: Ferrailages des poutrelles.

Ferrailage longitudinale			Ferrailage Transversal			
Poutrelle		A_{adopte} (cm^2)	Barres	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Z .nodale	Z .courante
Plancher en corps creux	Travée	3,39	3T12	2T6	6	12
	Appuis	3,08	2T14			

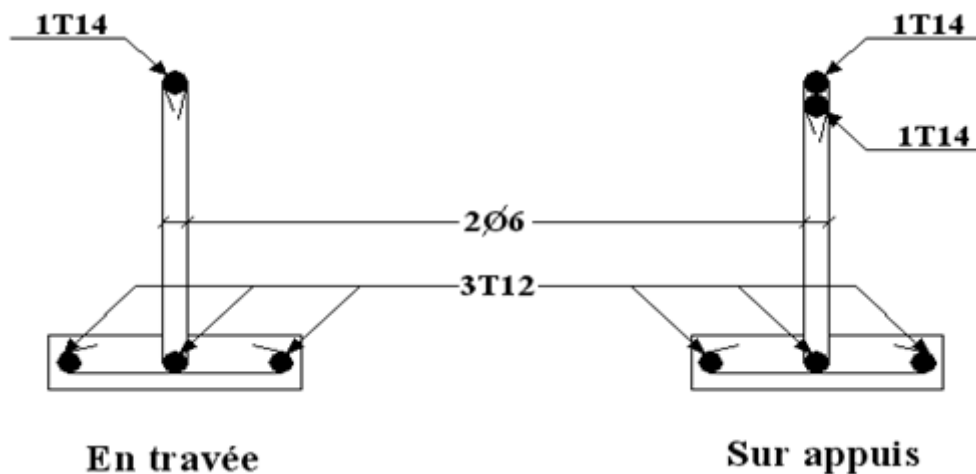


Figure III. 23: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.4. Etude de la dalle de compression

III.4.1. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} & \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

- L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).
- $A_2 = A_1 / 2$
- $F_e = 520$ MPa (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \emptyset \leq 6$ mm).

On a : $L_1 = 65$ cm

$$\text{On obtient : } A_1 = 4 \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.4.2. Armatures de répartition

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens :

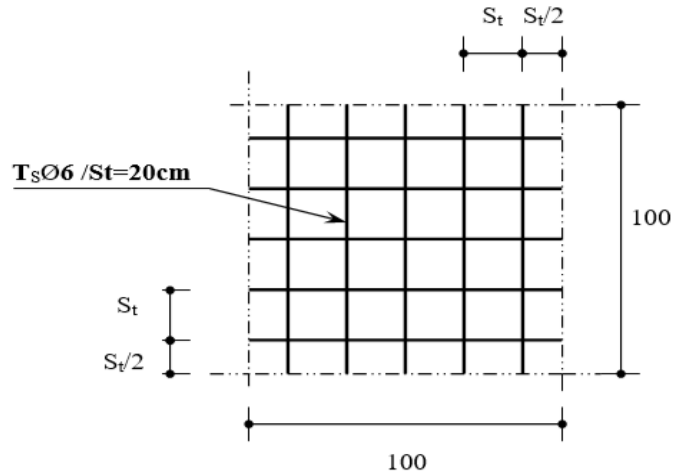


Figure III. 24: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5. Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec/ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

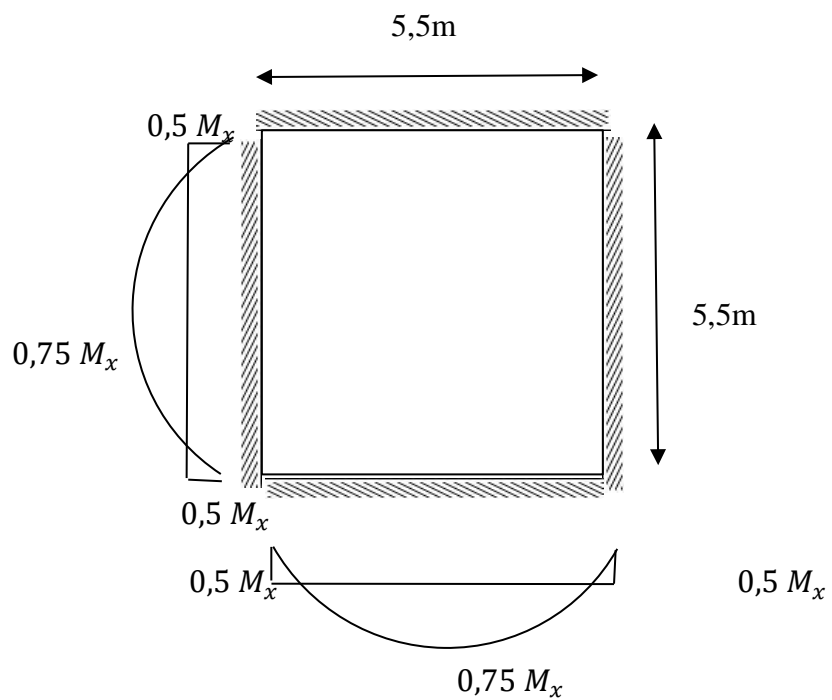


Figure III. 25: Schéma de dalle la plus sollicitée pleine.

III.5.1. Evaluation des charges

Tableau III. 14: La charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine la plus sollicitée.

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
RDC	6,39	5,00	16,13	11,39

III.5.2. Calcul des moments

➤ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

➤ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,50}{5,50} = 1 > 0,40 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Tableau III. 15: Moments en travée et appuis.

$M_x = \mu_x q_u L_x^2$	$M_y = \mu_y M_x$	Moments en Travées		Moments sur appuis
		$M_{tx} = 0,75M_x$ (kNm)	$M_{ty} = 0,75M_y$ (kNm)	$M_{int\ x} = M_{int\ y} = 0,5M_x$ (kNm)
17,96	17,96	13,47	13,47	8,98

III.5.3. Ferrailage de la dalle

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$; $f_c = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s = 348\text{MPa}$

❖ **Direction principale**

$$A_{s\min} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,44 \text{ cm}^2$$

❖ **Direction secondaire**

$$A_{s\min} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,20 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 16: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	13,47	0,052	0	0,067	13,14	2,95	1,44	5T12	5,65	20
	y-y	13,47	0,052	0	0,067	13,14	2,95	1,20	5T12	5,65	20
Appuis	int	8,98	0,035	0	0,045	13,26	1,96	1,44	4T10	3,14	25

❖ **Espacement**

➤ **Travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } \text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{Vérifier} \\ \text{Sens y-y : } \text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

➤ **Appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Intermédiaire : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

❖ **Condition de non fragilité**

$h = e = 15\text{cm} ; b = 100\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,40\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,20\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad \text{Pour les barres a haute adherence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{array} \right.$

➤ **Travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } A_x = 5,65\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,40\text{cm}^2 \dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens y-y : } A_y = 5,56\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis intermédiaires : } A_{\text{int}} = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,40\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,13 \times 5,5 \times 5,5}{2 \times 5,5 + 5,5} = 29,57\text{kN} \\ T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25,57\text{kN} \\ T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 29,57\text{kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa} \\ \tau_u = \frac{29,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4. Vérification

• **Vérification à l'ELS**

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Tableau III. 17: Récapitulation des moments.

$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$	$M_y = \mu_y M_x$	$M_{tx} = 0,75M_x$	$M_{ty} = 0,75M_y$	$M_{inter} = 0,5M_x$
15,19	15,19	11,39	11,39	7,59

b. Vérification des contraintes

◆ **Béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec :
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

– y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

– I : moment d'inertie, donné par :

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

◆ **Acier :** nous devons vérifier que :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max (0.5f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201,63\text{MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III. 18: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Vér	σ _s MPa	σ _s MPa	Vér
Travée	x-x	11,39	5,65	4,01	9781,97	4,67	15	Ok	165,75	201,63	Oui
	y-y	11,39	5,65	4,01	9781,97	4,67	15	Ok	165,75	201,63	Oui
Appuis	Inter	7,59	3,14	3,13	6087,03	3,90	15	Ok	193,96	201,63	Oui

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément [2] :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,027 < 0,0375 \dots\dots\dots \text{non Vérifier} \\ 0,027 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{non Vérifier} \\ 3,34 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{cases}$$

Condition pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 19: Récapitulatif du calcul de la flèche.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i (cm)	λ _v (cm)	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
x-x	11,39	5,65	0.0041	149,33	5,12	2,05	0.19	31176,00	17831,0 2	24680,53
y-y	11,39	5,65	0.0041	149,33	5,12	2,05	0.19	31176,00	17831,0 2	24680,53

➤ Selon le sens xx :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,62\text{cm} \\ f_v = 1,29\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,67\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,67\text{cm} \langle \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Selon le sens yy :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,62\text{cm} \\ f_v = 1,29\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,67\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,67 \text{ cm} \{ \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les résultats de calcul de la flèche de défient cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 20: Récapitulatif de la vérification des flèches.

	f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
x-x	0,62	1,29	0,67	1,05	Vérifiée
y-y	0,62	1,29	0,67	1,05	Vérifiée

III.6. Escalier

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

NB : dans notre cas nous avons un type d'escalier :

- Escalier à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

❖ **Composition D'un Escalier**

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

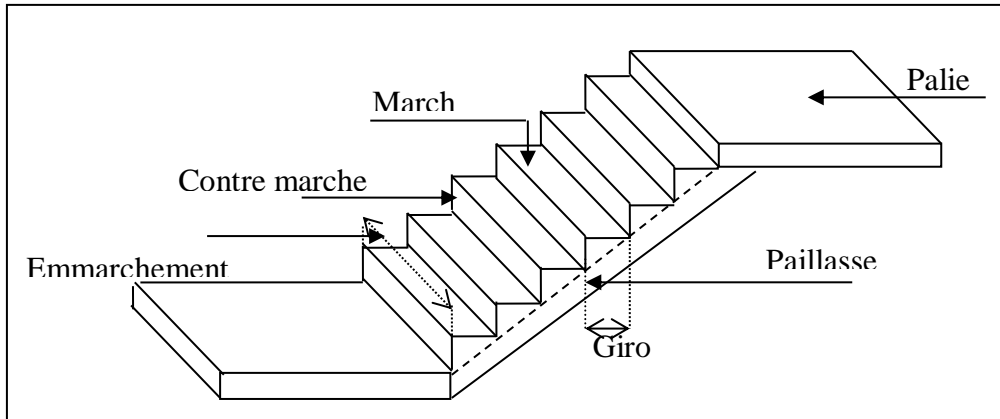


Figure III. 26: Schéma d'un escalier.

❖ **Dimensionnement d'escalier**

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$ Soit :

- h : hauteur de contre marche,
- H : hauteur d'un demi-étage,
- g : largeur de la marche,
- n : nombre de contre marches,
- n-1 : nombre de marches,
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2h+g = 64 \dots\dots\dots(1) \\ n \times h = H \dots\dots\dots(2) \\ (n-1) g = L \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

En remplaçant (1) et (2) dans (3), on obtient :

- $64n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0 \dots\dots\dots(4)$

Avec :

- n : La racine de l'équation

III.6.1. Escalier à deux volées parallèles et un palier intermédiaire

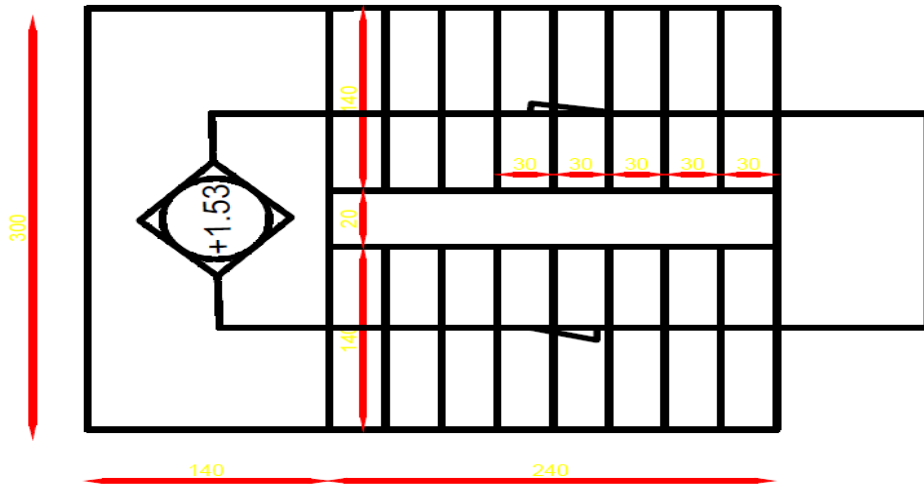


Figure III. 27: Schéma statique de l'escalier

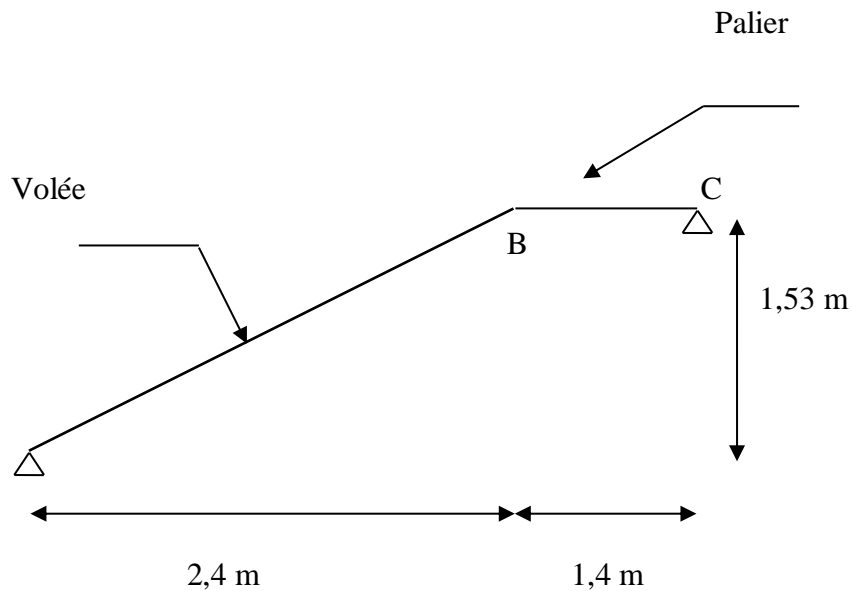


Figure III. 28: Schéma statique de l'escalier

D'après () on aura : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

• **Solution**

- $n_1 = 0,53$refusée.
- $n_2 = 9$

On prend :

- le nombre de contre marche $n = 9$
- le nombre des marches $n - 1 = 8$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 0,17\text{m} \rightarrow \text{en prend } h = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = 0,30\text{m} = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

III.6.1.1. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée.}$$

III.6.1.2. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,40 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,40 = 4,25\text{m}$$

$$14,17 \leq e \leq 21,25$$

On prend donc l'épaisseur : $e = 18\text{cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

III.6.1.3. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

III.6.1.4. Evaluation des charges

➤ **Palier**

Tableau III. 21: Les charges de palier.

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (m)	G (KN/m^2)
1- Dalle Peine	25	0,16	4,0
2- Béton décoratif	17	0,015	0,25
3- Revêtement	22	0,02	0,44
4- Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Σ	/	/	4,84

- Charges permanentes
 - $G = 4,84\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation
 - $Q = 2,50\text{KN/m}^2$
 - Paillasse (volée)

Tableau III. 22: Les charges de la volée.

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (m)	G (KN/m ²)
1- Paillasse	25	$0,16/\cos 32,92$	4,77
2- Marches	25	$0,17/2$	2,12
3- Revêtement	22	0,02	0,44
4- Mortier de pose	20	0,02	0,4
5- Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
6- Garde de corps	/	/	1,0
Σ	/	/	8,88

- Charges permanentes
 - $G = 8,88\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation
 - $Q = 2,50\text{KN/m}^2$

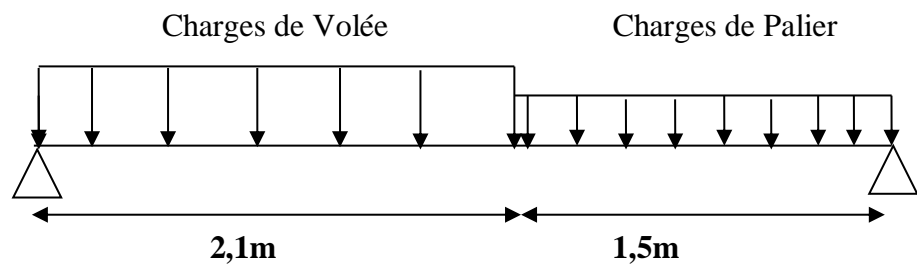


Figure III. 29: Schéma de chargement de l'escalier.

III.6.1.5. Combinaison des charges

Tableau III. 23: Récapitulation les résultats de combinaison des charges.

	Volée	Palier
E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$ (kN/ml)	$N_u = 1,35 \times 8,88 + 1,5 \times 2,50 = 15,74$	$N_u = 1,35 \times 4,84 + 1,5 \times 2,50 = 10,3$
E.L.S : $N_s = G + Q$ (kN/ml)	$N_s = 8,88 + 2,5 = 11,38$	$N_s = 4,84 + 2,5 = 7,34$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 24: Calcul des sollicitations d'escalier.

Combinaison	Volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)
E.L.U	15,74	10,30
E.L.S	11,38	7,34

III.6.1.6. La poutre palière

a. Pré-dimensionnement de la poutre palière

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

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

Avec :

- L_{MAX} : La plus grande portée entre nus d'appuis.
- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

❖ Selon le règlement [2]

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $h / b \leq 4$

On a : $L = 480\text{ cm}$

- $(28 \leq h \leq 42)\text{ cm} \Rightarrow$ on prend : $h = 40\text{cm}$.
- $(9,00 \leq b \leq 21)\text{ cm} \Rightarrow$ on prend : $b = 30\text{ cm}$.

❖ Vérification selon [1] pour la zone III

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots \text{vérifiée.} \\ h \geq 30\text{ cm} \longrightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots \text{vérifiée.} \\ h/b < 4 \longrightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Le choix final des sections de la poutre plaire :

- Poutres palière (b×h) = (30×40) cm²

b. Ferrailage de la poutre palière

Les efforts et les moments maximaux sont calculés avec [6] :

Tableau III. 25: Les efforts et les moments maximaux de la poutre palière.

E.L.U		E.L.S	
M_u^{\max} (kNm)	T_u^{\max} (kN)	M_{ser}^{\max} (kNm)	N_{ser}^{\max} (kN)
17,31	28,47	12,54	13,85

Données : $h=40\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0,9h=36\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$, $\gamma_b= 1,5$.

Tableau III. 26: Récapitulation du calcul des sections d'armatures.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
17,31	0,031 4	Oui	0	0,040	35,42	Oui	10‰	348	1,40

❖ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30\text{m}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,30 \text{ cm}^2 ; 1,40 \text{ cm}^2 \} = 1,40\text{cm}^2$$

Choix : 6T14 ($A_s=9,24 \text{ cm}^2$)

c. Vérifications

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.

On a : $T_u^{\max} = 28,47,16 \text{ kN}$.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable} \\ \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = 0,336 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'E.L. S**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [1] :

• **Béton**

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• **Acier**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Peu nuisible : Pas de vérification.} \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(fe/2; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = 0,8\min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(fe/2; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right) \end{array} \right.$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \end{array} \right.$$

Tableau III. 27: Vérification des poutres palière à l'ELS.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
12,54	9,24	1,88	15	43,40	201,63	Vérifiée

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ($f_e = 400$ MPa).

Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le règlement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Tableau III. 28: Calcul des armatures transversales.

T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
		S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
28,47	0,264	32,4	10	15	10	15	1,35	3T8 = 1,51cm ²

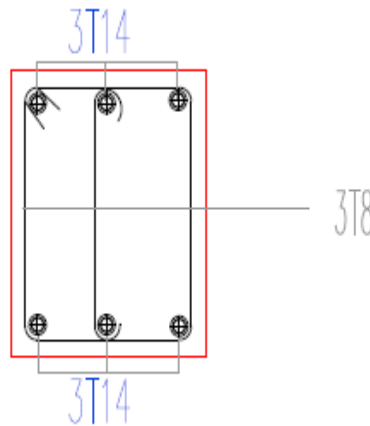


Figure III. 30: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6.1.7. Diagramme des efforts internes de l'escalier

a. Moment fléchissant

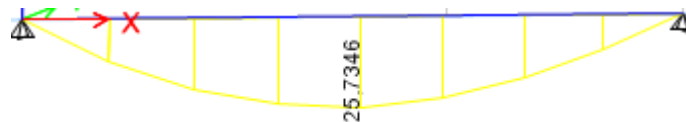


Figure III. 31: Moment fléchissant de l'escalier à l'E.L.U.

- **En appuis**
 - $M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 25,73 = 12,87 \text{ KNm}$
- **En Travée**
 - $M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 25,73 = 21,87 \text{ KNm}$

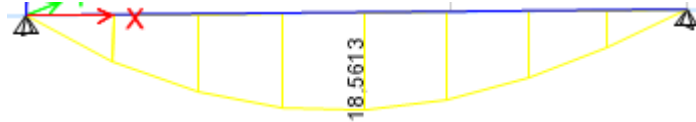


Figure III. 32: Moment fléchissant de l'escalier à l'E.L.S.

- **En appuis**
 - $M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 18,56 = 9,28 \text{ KNm}$
- **En Travée**
 - $M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 18,56 = 15,78 \text{ KNm}$

b. Effort tranchant

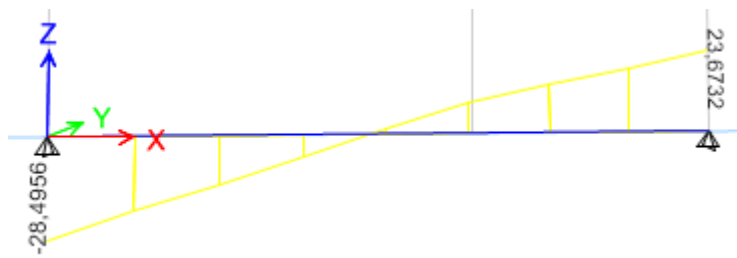


Figure III. 33: Effort tranchant de l'escalier à l'E.L.U.

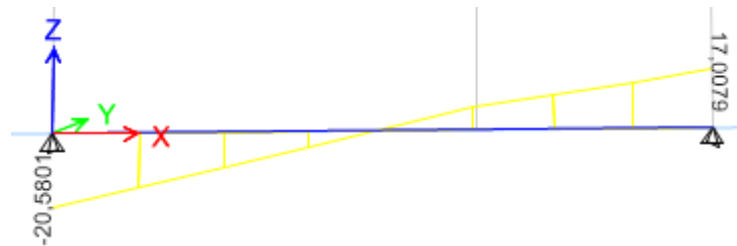


Figure III. 34: Effort tranchant de l'escalier à l'E.L.S.

III.6.1.8. Ferrailage de l'escalier

- ✓ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b=100cm ; h=18cm.
 - ✓ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.
- On a comme données : $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_{t28}=2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$;
 $d=0,9h=16,2\text{cm}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $\gamma_s=1,15$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau III. 29: Ferrailage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	21,87	0,074	Oui	0	0,096	13,85	4,36	9T12	10,18
Appuis	12,87	0,044	Oui	0	0,056	14,08	2,57	7T10	5,50

III.6.1.9. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{s_a} \geq A_{min}$$

❖ Espacement

- **En travée** : $esp \leq \frac{140}{9} = 15 \text{ cm}$
- **Sur appui** : $esp \leq \frac{140}{7} = 20 \text{ cm}$

❖ Armature de répartition

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,55 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 5,09 \text{ cm}^2/ml$
Le choix est de 6T10 = 4,71cm² avec S_t=20cm
- **Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,36 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,75 \text{ cm}^2/ml$
Le choix est de 3T10 = 2,36cm² avec S_t=20cm
Esp = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm.....Vérifiée

b. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{28,49 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

• Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 28,49.10^3 - \frac{21,87.10^6}{0,9 \times 162} = -121510 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\Rightarrow \tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,18 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification à l'ELS

Il faut vérifier les contraintes du béton et acier :

▪ **Position de l'axe neutre**

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

▪ **Moment d'inertie**

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Avec :

$$n = 15; d = 16,2 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; A'_s = 0$$

• **Béton**

Nous devons vérifier que :

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

• **Acier**

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 30: Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} $\leq \overline{\sigma_{bc}}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_s $\leq \overline{\sigma_s}$
Travée	15,78	10,18	5,67	23007,66	3,89	Vérifiée	108,33	201,63	Vérifiée
Appui	9,28	5,50	4,41	14326,71	2,86	Vérifiée	114,55	201,63	Vérifiée

d. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{210} = 0,081 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 14.4} = 0,0039 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,081 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \dots \dots \dots \text{non Vérifié} \end{array} \right.$$

Une condition ne peut pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• Moment d'inertie de la section homogène I₀

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

Mome

nt d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\left(\begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right) ; \left(\begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right)$$

$E_i = 32164,20\text{MPa}$; $E_v = 10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 31: Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 $10^3 \times (\text{cm}^4)$	I_{fi} $10^3 \times (\text{cm}^4)$	I_{fv} $10^3 \times (\text{cm}^4)$
15,78	10,18	0,0062	95,67	3,39	1,35	0,18	56,5159	38,6085	45,4673

Le résultat final de la flèche :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,07\text{cm} \\ f_v = 0,19\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,12\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0,48\text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,12\text{cm} < \bar{f} = 0,48\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Tableau III. 32: Ferrailage des escaliers.

Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale		
Escalier a 2 Volés	A_{adopte} (cm ²)	Barres	S_t (cm)	A_{adopte} (cm ²)	Barres	S_t (cm)
Travée	10,18	9T12	15	4,71	6T10	20
Appui	5,50	7T10	20	2,36	3T10	20

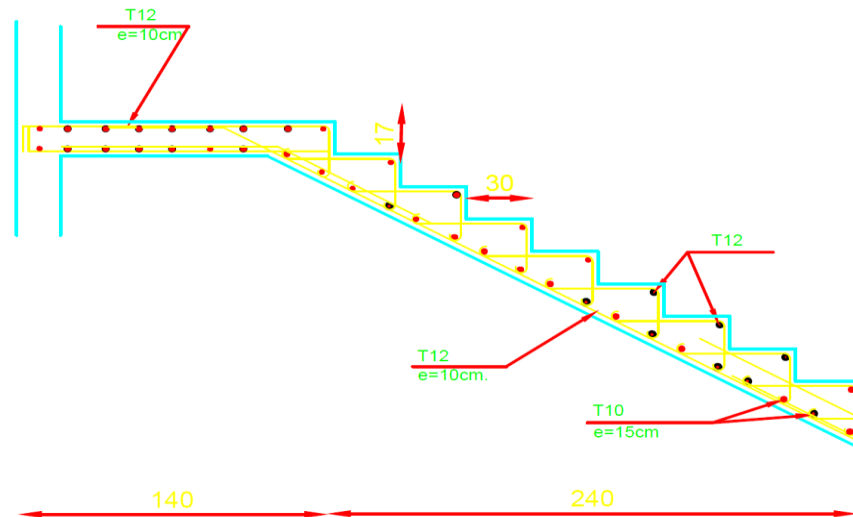


Figure III. 35: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.6.2. Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons calculé et vérifié le ferrailage des éléments secondaires comme l'acrotère, les balcons, les planchers (corps creux et les dalles pleines) et l'escalier. Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ Pour l'acrotère de $h=50\text{cm}$ nous adopterons comme armatures principales $6T6/\text{ml}$, $e_p=20\text{cm}$ et $4T6$, $e_p=15\text{cm}$ armatures de répartitions.
- ✓ Pour les balcons nous adopterons comme armatures principales est de $5T12/\text{ml}$, $e_p=20\text{cm}$ et $4T8/\text{ml}$, $e_p=20\text{cm}$ armatures de répartitions.

Pour les planchers à corps creux de 24cm ($20+4$) cm :

- ✓ Les poutrelles de $h=20\text{ cm}$ et $b=12\text{cm}$, le ferrailage en travée est $3T12$, en appuis $2T14$ et $2T6$ armature transversal.
- ✓ Dalle de compression de 5cm , on adopte des treillis soudés $5T6/\text{ml}$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

Le ferrailage de panneau le plus sollicité :

- ◆ travée : sens x-x : $5T12/\text{ml}$, $e_p=20\text{cm}$.
sens y-y : $5T12/\text{ml}$, $e_p=25\text{cm}$
- ◆ appuis : $4T10/\text{ml}$, $e_p=25\text{cm}$.

Enfin, le ferrailage d'escalier :

Escalier (deux volées et paliers intermédiaire), il représenté avec 8 marches de giron de 30cm et contre marche de 17cm , avec un ferrailage de $9T12/\text{ml}$, $e_p=15\text{cm}$ en travée, en appuis $7T10/\text{ml}$, $e_p=20\text{cm}$ et $6T10/\text{ml}$, $e_p=20\text{cm}$ armatures de répartition.

CHAPITRE IV : Etude Dynamique

CHAPITRE IV : Etude Dynamique

IV.1. Introduction

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par [6] moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

IV.2. Etude dynamique

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\}$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\} \sin(\omega t + \phi)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\}$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]] \{A\} = \{0\}$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 tel que :

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du [6].

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n donc pour valeur : $n=6 \cdot p$.

- **Les éléments de portique**

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales.
- Raidir la structure.

- **Les planchers**

Les plancher sont modélisés par des diaphragmes indéformables dans leur plan.

IV.3.2. Modélisation de la masse

La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ [2]. La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.

Le poids des planchers a été réparti sur les poutres.

En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, tel que $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation,).

IV.3.3. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. Etude sismique

IV.4.1. Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalent :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

- Méthode de l'Analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- Méthode de l'Analyse temporelle :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

. Remarque :

On a utilisé la méthode spectrale car les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour notre ouvrage qui est irrégulier et sa hauteur dépasse 17m [2], alors nous utiliserons **la méthode de L'analyse modale spectrale.**

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.3. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

La représentation graphique du spectre de réponse est comme suit :

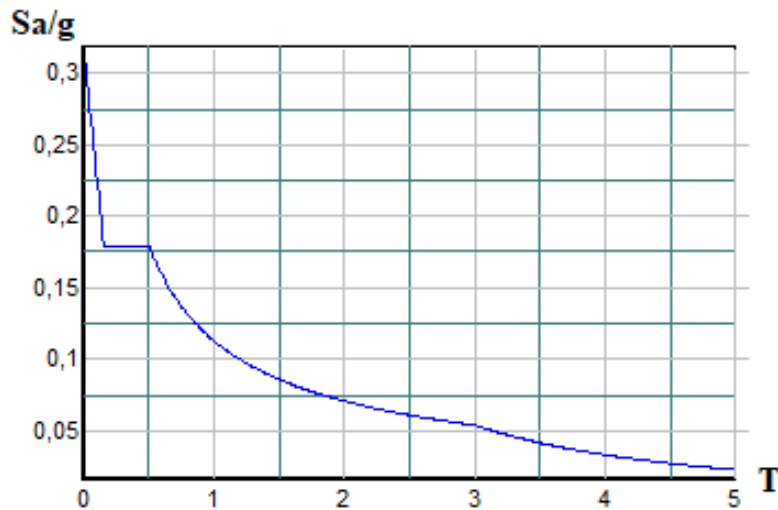


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.
- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.
- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.4.4. Procédure de calcul

- **Calcul de la force sismique total**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance) avec zone sismique : **III**. Ce qui implique $A = 0,25$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : Sol ferme S2

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.40 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,8819$$

La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par [2] :

Soit :

$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

- h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,050. \\ T_f = 0,050 (39,78)^{3/4} = 0,79\text{s.} \end{array} \right.$$

Soit :

$$T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 39,78}{\sqrt{24,3}} = 0,73 \text{ s}$

- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 39,78}{\sqrt{21,1}} = 0,78 \text{ s}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = \min (0,73; 0,79) = 0,73\text{s} \\ T_y = \min (0,78; 0,79) = 0,78\text{s} \end{array} \right.$$

$$D'o\grave{u} : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,4}{0,73}\right)^{2/3} = 1,48 \\ D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,4}{0,78}\right)^{2/3} = 1,42 \end{cases}$$

• **Facteur de qualité Q**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q = 1,15$$

Tableau IV. 1: Facteur de Qualité 'q'.

Critère q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	-	0,05	-	0,05
2-Redondances 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	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'éxecution.	0	-	0	-
Total	0,15		0,15	

• **Le poids total de la structure**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

- β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est class  e pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).
-

- Coefficient de comportement **R**

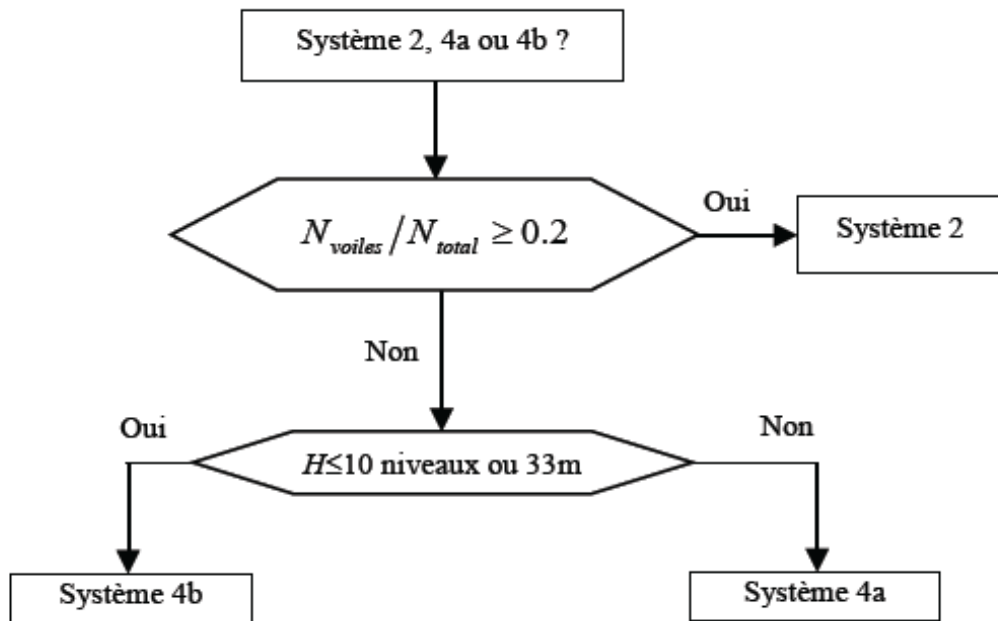


Figure IV. 2: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles [7].

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec **R=5** car : $H > 33m$.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0.25)(1.48)(1.15)}{5} w \rightarrow V^x = 0,0851 \times W \\ V_y = \frac{(0.25)(1.42)(1.15)}{5} w \rightarrow V^y = 0,08165 \times W \end{array} \right.$$

- Calcul de la résultante des forces sismiques

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par [2] est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport ($r = \frac{0,8V}{V_t}$).

- **Vérification des déplacements inter étage**

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).
- Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut
 - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
 - Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5. Résultats de l'analyse

Dans ce qui suit, nous allons présenter le calcul de notre structure, en considérant une épaisseur des voiles est égale à $e = 20$ cm. Pour cela, nous commencerons par le calcul de la structure avec seulement le voile de l'ascenseur, c'est le modèle initial.

IV.5.1. Modèle Initial

Il s'agit de considérer uniquement les voiles d'ascenseur :

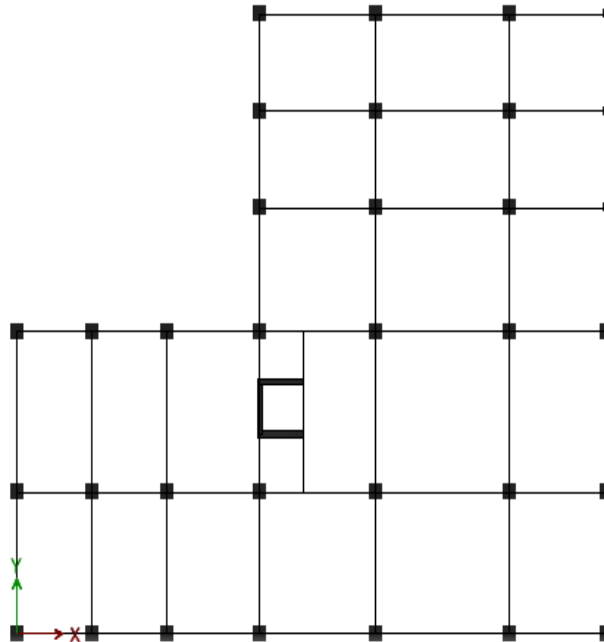


Figure IV. 3: vue en plan de RDC du modèle 1

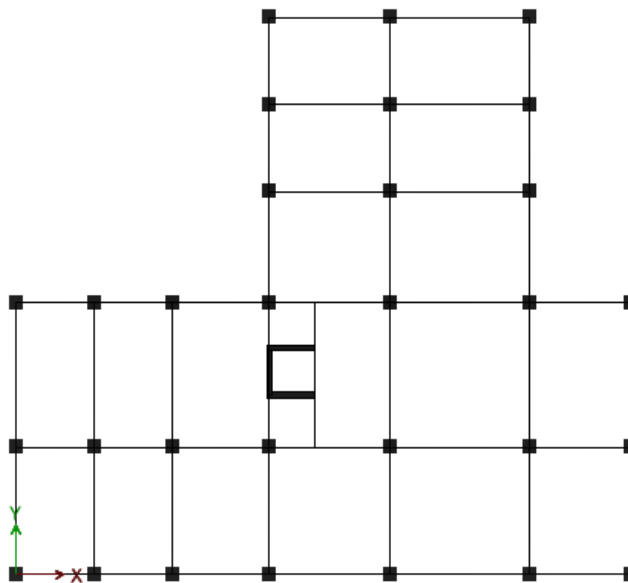


Figure IV. 4: vue en plan de l'étage courant du modèle 1

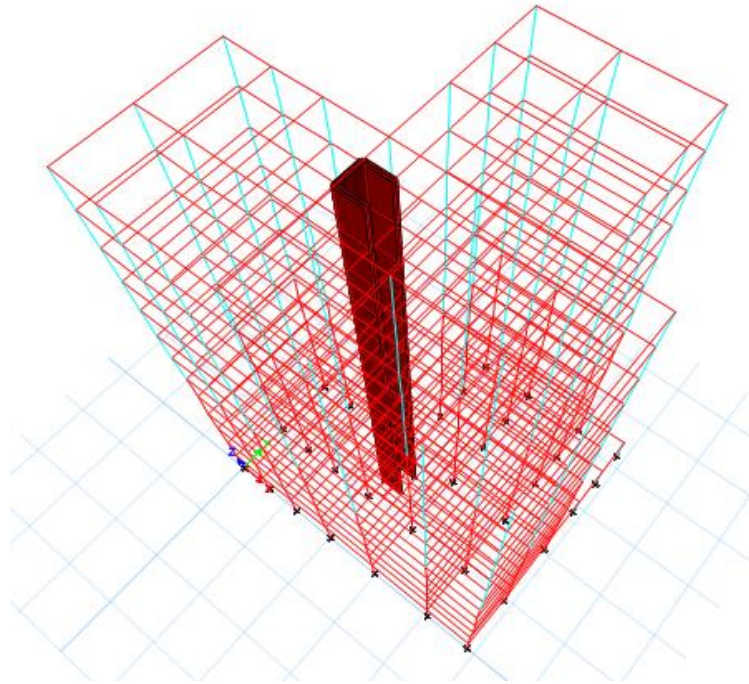


Figure IV. 5: Vue en 3D de la structure du modèle 1

Les dimensions des poteaux comme suit :

Tableau IV. 2: dimensions des poteaux carrés.

<i>Etage</i>	<i>Poteaux carré</i>
<i>12ème</i>	30x30
<i>11ème</i>	30x30
<i>10ème</i>	30x30
<i>9ème</i>	35x35
<i>8ème</i>	35x35
<i>7ème</i>	40x40
<i>6ème</i>	40x40
<i>5ème</i>	45x45
<i>4ème</i>	45x45
<i>3ème</i>	50x50
<i>2ème</i>	50x50
<i>1er</i>	55x55
<i>RDC</i>	55x55

IV.5.1.1. Analyse Modale

L'analyse du modèle initial a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3: Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,853	0,4231	0,0587	0	0,4231	0,0587	0
2	1,762	0,2829	0,1792	0	0,7061	0,2379	0
3	1,555	0,01	0,4737	0	0,716	0,7116	0
4	0,674	0,0099	0,0239	0	0,7259	0,7355	0
5	0,625	0,1197	0,0041	0	0,8456	0,7396	0
6	0,525	0,0003	0,1146	0	0,8459	0,8542	0
7	0,394	0,0002	0,0085	0	0,8461	0,8627	0
8	0,332	0,0539	0,0001	0	0,9001	0,8628	0
9	0,273	0	0,0412	0	0,9001	0,904	0
10	0,273	2,143E-05	0,0099	0	0,9001	0,9139	0
11	0,21	0,0006	0,0021	0	0,9006	0,916	0
12	0,206	0,0305	3,599E-05	0	0,9312	0,916	0

Les résultats de l'analyse du **Modèle 1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale **T = 1,853 s**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.

Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

IV.5.1.2. Résultantes des forces sismiques :

- **Vérification de l'effort tranchant**

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 57887,4675 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 4926,223 \text{ KN} \\ V^y = 4726,5117 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8 V^x = 3940,978787 \text{ KN} \\ 0,8 V^y = 3781,209377 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS16 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3102,6614 \text{ kN} < 0,8V^x = 3940,978787\text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 2818,4616 \text{ kN} < 0,8V^y = 3781,209377\text{kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow r_x = 0,8V^x / V_t^x = 1,27$$

$$\rightarrow r_y = 0,8V^y / V_t^y = 1,342$$

Dans notre cas, et selon le règlement [2], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

- **Vérification des Déplacements inter-étage**

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Vérification des déplacements inter étages du premier modèle.

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
39,78	86,457	71,701	432,285	358,505	26,025	23,3	30,6	Vérifier
36,72	81,252	67,041	406,26	335,205	29,365	26,47	30,6	Vérifier
33,66	75,379	61,747	376,895	308,735	33,24	29,47	30,6	Non vérifier
30,6	68,731	55,853	343,655	279,265	35,38	29,755	30,6	Non vérifier
27,54	61,655	49,902	308,275	249,51	37,72	31,695	30,6	Non vérifier
24,48	54,111	43,563	270,555	217,815	38,315	31,05	30,6	Non vérifier
21,42	46,448	37,353	232,24	186,765	39,635	32,21	30,6	Non vérifier
18,36	38,521	30,911	192,605	154,555	39,44	31,31	30,6	Non vérifier
15,3	30,633	24,649	153,165	123,245	39,7	31,69	30,6	Non vérifier
12,24	22,693	18,311	113,465	91,555	37,855	29,71	30,6	Non vérifier
9,18	15,122	12,369	75,61	61,845	35,06	27,83	30,6	Non vérifier
6,12	8,11	6,803	40,55	34,015	27,615	22,315	30,6	Vérifier
3,06	2,587	2,34	12,935	11,7	12,935	11,7	30,6	Vérifier

Les déplacements latéraux inter étage ne sont pas vérifiés à tous les niveaux et dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Dans ce cas nous allons rigidifier notre structure par l'ajout de voiles (voir Modèle 2).

IV.5.2. Modèle 2

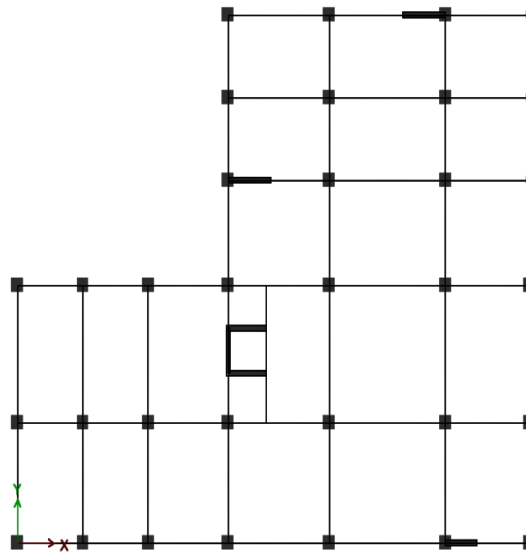


Figure IV. 6: vue en plan de RDC du modèle 2

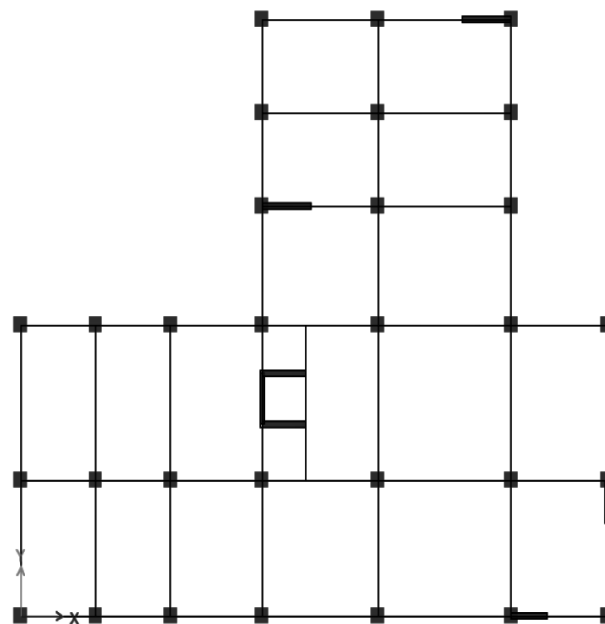


Figure IV. 7: vue en plan de l'étage courant du modèle 2

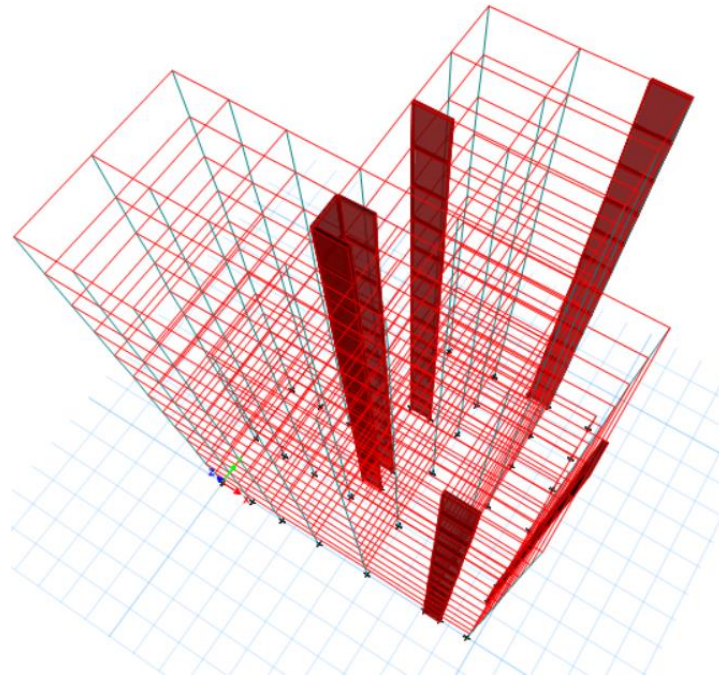


Figure IV. 8: Vue en 3D de la structure du modèle 2

IV.5.2.1. Analyse Modale

L'analyse du modèle 2 a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,651	0,5688	0,0015	0	0,5688	0,0015	0
2	1,562	0,0001	0,7069	0	0,5689	0,7083	0
3	1,38	0,1343	0,0044	0	0,7032	0,7127	0
4	0,552	0,0933	0,0008	0	0,7964	0,7135	0
5	0,519	0,0023	0,1395	0	0,7987	0,853	0
6	0,455	0,0427	0,0009	0	0,8414	0,8539	0
7	0,289	0,0284	0,0035	0	0,8698	0,8574	0
8	0,269	0,0035	0,0512	0	0,8734	0,9086	0
9	0,228	0,0252	0,0004	0	0,8985	0,909	0
10	0,179	0,0125	0,0043	0	0,911	0,9133	0
11	0,169	0,0029	0,0256	0	0,914	0,9389	0
12	0,137	0,0175	0,0001	0	0,9314	0,939	0

L'analyse du **Modèle 2** a donné les résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T = 1,651$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

IV.5.2.2. Résultantes des forces sismiques :

- **Vérification de l'effort tranchant**

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 59289,6525 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 5050,31 \text{ kN} \\ V^y = 4818,11 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8 V^x = 4040,25 \text{ kN} \\ 0,8 V^y = 3854,49 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3858,10 \text{ kN} < 0,8 V^x = 4040,25 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3672,53 \text{ kN} < 0,8 V^y = 3854,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow r_x = 0,8 V^x / V_t^x = 1,047$$

$$\rightarrow r_y = 0,8 V^y / V_t^y = 1,049$$

Dans notre cas, et selon le règlement [2], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

- **Vérfications des déplacements inter-étage**

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter étages du deuxième modèle.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
39,78	63,759	61,865	318,795	309,325	21,59	19,545	30,6	Vérifier
36,72	59,441	57,956	297,205	289,78	22,7	22,16	30,6	Vérifier
33,66	54,901	53,524	274,505	267,62	25,125	24,68	30,6	Vérifier
30,6	49,876	48,588	249,38	242,94	26,73	25,805	30,6	Vérifier
27,54	44,53	43,427	222,65	217,135	28,175	27,285	30,6	Vérifier
24,48	38,895	37,97	194,475	189,85	28,78	27,4	30,6	Vérifier
21,42	33,139	32,49	165,695	162,45	29,43	28,16	30,6	Vérifier
18,36	27,253	26,858	136,265	134,29	29,245	27,69	30,6	Vérifier
15,3	21,404	21,32	107,02	106,6	28,865	27,64	30,6	Vérifier
12,24	15,631	15,792	78,155	78,96	27,155	26,04	30,6	Vérifier
9,18	10,2	10,584	51	52,92	24,3	24,06	30,6	Vérifier
6,12	5,34	5,772	26,7	28,86	26,7	19,2	30,6	Vérifier
3,06	1,616	1,932	8,08	9,66	21,59	9,66	30,6	Vérifier

Nous constatons que les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [2].

- **Vérification de l'effort normal réduit.**

Outre les vérifications [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

– B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

– f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA). N_d : l'effort normal maximal entre (G+Q ±Ex ; G+Q ±Ey)

Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

<i>Niveau</i>	<i>N_d (KN)</i>	<i>B_c (cm²)</i>	<i>N</i>	<i>Observation</i>
<i>RDC</i>	3205,117	55X55	0,42	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N1</i>	2942,3031	55X55	0,38	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N2</i>	2667,8479	50X50	0,42	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N3</i>	2392,1851	50X50	0,38	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N4</i>	2117,4227	45X45	0,41	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N5</i>	1848,3711	45X45	0,36	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N6</i>	1583,7248	40X40	0,39	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N7</i>	1327,0111	40X40	0,33	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N8</i>	1076,934	35X35	0,35	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N9</i>	867,4341	35X35	0,28	<i>Vérifiée</i>
<i>N10</i>	659,075	30X30	0,29	<i>Vérifiée</i>
<i>N11</i>	452,6162	30X30	0,20	<i>Vérifiée</i>
<i>N12</i>	257,6171	30X30	0,11	<i>Vérifiée</i>

Nous constatons que l'effort normal réduit des poteaux, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Nous devons alors redistribuer et/ou ajouter des voiles pour rigidifier notre structure. Nous passons alors au modèle final.

IV.5.3. Modèle Final

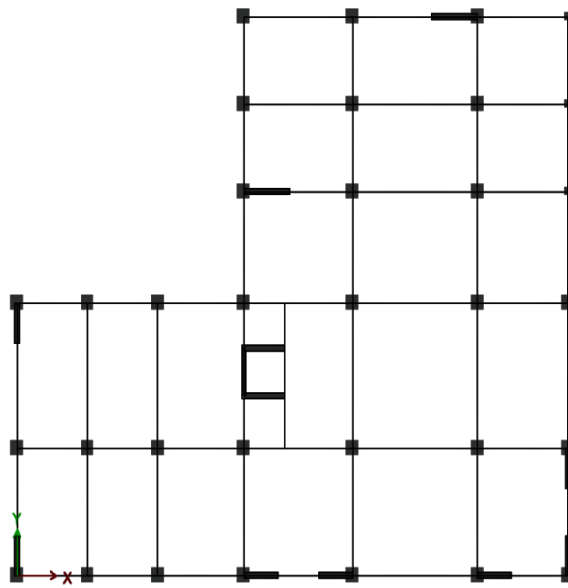


Figure IV. 9: vue en plan de RDC du modèle final

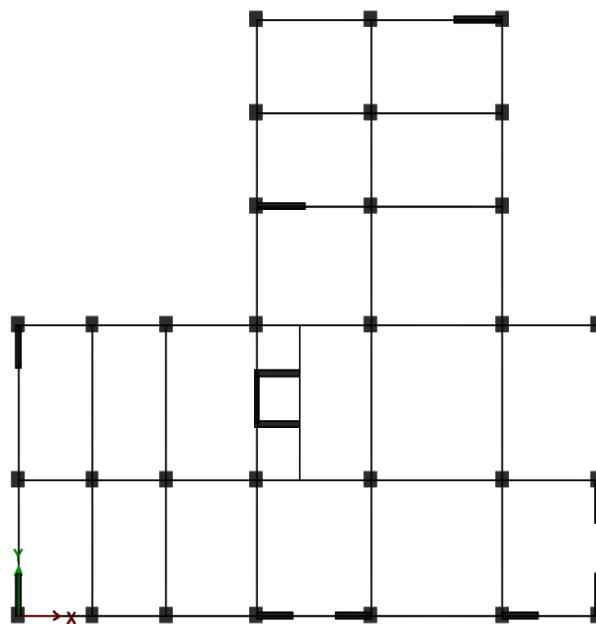


Figure IV. 10: vue en plan de l'étage courant du modèle final

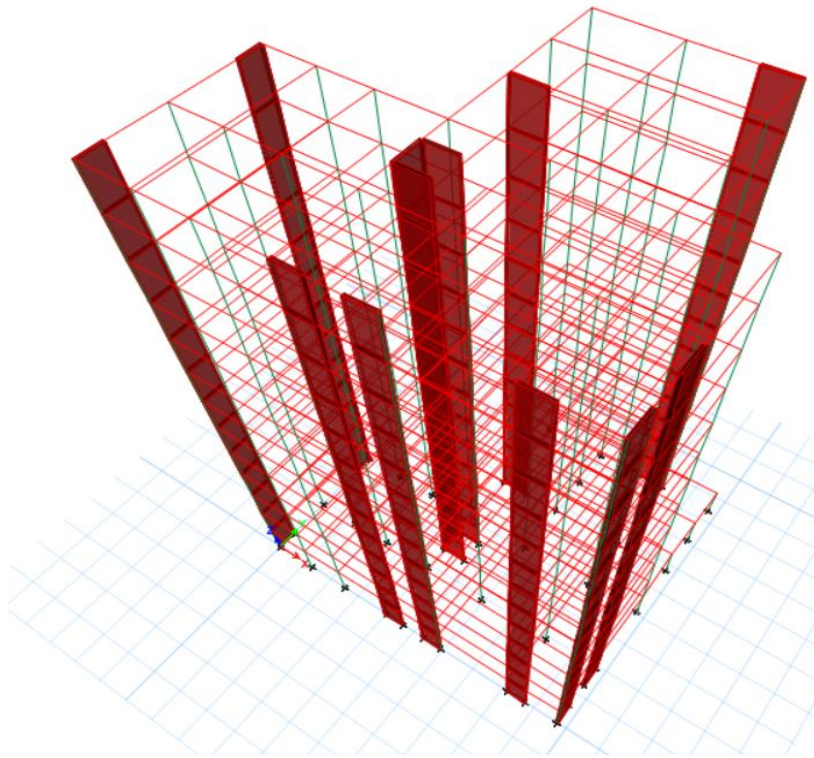


Figure IV. 11: Vue en 3D de la structure du modèle final

IV.5.3.1. Analyse Modale

L'analyse du modèle final a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,441	0,6501	0,0498	0	0,6501	0,0498	0
2	1,392	0,05	0,6553	0	0,7002	0,7051	0
3	1,16	0,0068	0,0002	0	0,7069	0,7053	0
4	0,458	0,1361	0,0016	0	0,843	0,7069	0
5	0,446	0,001	0,1445	0	0,844	0,8514	0
6	0,369	0,0012	0,0016	0	0,8452	0,853	0
7	0,228	0,0552	0,0003	0	0,9004	0,8533	0
8	0,225	0,0003	0,0546	0	0,9007	0,9079	0
9	0,187	2,055E-05	0,0002	0	0,9007	0,9081	0
10	0,14	1,535E-06	0,03	0	0,9007	0,9381	0
11	0,137	0,0318	5,489E-06	0	0,9325	0,9381	0
12	0,114	0,0001	3,892E-06	0	0,9326	0,9381	0

Les résultats de l'analyse du **Modèle Final** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale **T = 1,441 s**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

IV.5.3.2. Résultantes des forces sismiques :

- **Vérification de l'effort tranchant**

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 60781 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 5177,34 \text{ kN} \\ V^y = 4939,30 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8 V^x = 4141,875 \text{ kN} \\ 0,8 V^y = 3951,443 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS17 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3858,10 \text{ kN} < 0,8V^x = 4141,875 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3672,53 \text{ kN} < 0,8V^y = 3951,443 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow r_x = 0,8V^x / V_t^x = \mathbf{1,074}$$

$$\rightarrow r_y = 0,8V^y / V_t^y = \mathbf{1,076}$$

Dans notre cas, et selon le règlement [2], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

- **Vérification des Déplacements inter-étage**

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\Delta (mm)$	Observation
39,78	59,298	53,356	296,49	266,78	18,99	18	30,6	Vérifiée
36,72	55,5	49,756	277,5	248,78	21,015	19,84	30,6	Vérifiée
33,66	51,297	45,788	256,485	228,94	23,19	21,66	30,6	Vérifiée
30,6	46,659	41,456	233,295	207,28	24,82	22,74	30,6	Vérifiée
27,54	41,695	36,908	208,475	184,54	26,225	23,695	30,6	Vérifiée
24,48	36,45	32,169	182,25	160,845	26,985	23,965	30,6	Vérifiée
21,42	31,053	27,376	155,265	136,88	27,615	24,28	30,6	Vérifiée
18,36	25,53	22,52	127,65	112,6	27,565	23,935	30,6	Vérifiée
15,3	20,017	17,733	100,085	88,665	27,145	23,485	30,6	Vérifiée
12,24	14,588	13,036	72,94	65,18	25,545	22,075	30,6	Vérifiée
9,18	9,479	8,621	47,395	43,105	22,69	19,955	30,6	Vérifiée
6,12	4,941	4,63	24,705	23,15	17,14	15,675	30,6	Vérifiée
3,06	1,513	1,495	7,565	7,475	7,565	7,475	30,6	Vérifiée

Nous constatons que les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [2].

- **Vérification de l'effort normal réduit.**

Outre les vérifications [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

– B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

– f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours

(25 MPA).Nd : l'effort normal maximal entre (G+Q ±Ex ; G+Q ±Ey)

Tableau IV. 10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

<i>Niveau</i>	<i>Nd (KN)</i>	<i>Bc (cm²)</i>	<i>v</i>	<i>Observation</i>
<i>RDC</i>	2897,1236	55 55	0,38	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N1</i>	2648,7412	55 55	0,35	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N2</i>	2398,0758	50 50	0,38	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N3</i>	2152,475	50 50	0,34	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N4</i>	1910,0011	45 45	0,37	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N5</i>	1676,1315	45 45	0,33	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N6</i>	1447,5108	40 40	0,36	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N7</i>	1228,1213	40 40	0,31	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N8</i>	1020,5792	35 35	0,33	<i>Non Vérifiée</i>
<i>N9</i>	817,8956	35 35	0,26	<i>Vérifiée</i>
<i>N10</i>	617,059	30 30	0,27	<i>Vérifiée</i>
<i>N11</i>	414,1538	30 30	0,18	<i>Vérifiée</i>
<i>N12</i>	231,5263	30 30	0,10	<i>Vérifiée</i>

-Nous remarquons que l'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les huit premiers étages, pour cela nous allons augmenter la section des poteaux et refaire l'analyse de la structure.

IV.5.3.3. Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications

IV.5.3.3.1. Analyse Modale

L'analyse du modèle finale a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,298	0,7012	0,0187	0	0,7012	0,0187	0
2	1,246	0,0192	0,7029	0	0,7204	0,7216	0
3	1,054	3,731E-06	0,0001	0	0,7204	0,7216	0
4	0,404	0,1265	0,0014	0	0,8469	0,723	0
5	0,391	0,0011	0,1329	0	0,848	0,8556	0
6	0,33	1,503E-05	0,0002	0	0,848	0,8561	0
7	0,204	0,0527	7,771E-06	0	0,9007	0,8561	0
8	0,202	3,182E-06	0,0513	0	0,9007	0,9074	0
9	0,169	0,0002	7,835E-06	0	0,9009	0,9074	0
10	0,127	0,0002	0,0287	0	0,9011	0,9361	0
11	0,124	0,0305	0,0003	0	0,9316	0,9364	0
12	0,104	0,0004	4,793E-05	0	0,9321	0,9364	0

Les résultats de l'analyse du **Modèle Finale** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale **T = 1,298 s**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

IV.5.3.3.2. Résultantes des forces sismiques :

- **Vérification de l'effort tranchant**

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 64850,226 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 5523,98 \text{ kN} \\ V^y = 5269,99 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8 V^x = 4419,17 \text{ kN} \\ 0,8 V^y = 4215,99 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS17 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3652,94 \text{ kN} < 0,8V^x = 4419,17 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3772,01 < 0,8V^y = 4215,99 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow r_x = 0,8V^x / V_t^x = 1,22$$

$$\rightarrow r_y = 0,8V^y / V_t^y = 1,12$$

Dans notre cas, et selon le règlement [2], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

- **Vérification des Déplacements inter-étage**

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
39,78	51,15	45,045	255,75	225,225	13,115	12,12	30,6	Vérifiée
36,72	48,527	42,621	242,635	213,105	15,14	14	30,6	Vérifiée
33,66	45,499	39,821	227,495	199,105	17,59	16,07	30,6	Vérifiée
30,6	41,981	36,607	209,905	183,035	19,77	17,685	30,6	Vérifiée
27,54	38,027	33,07	190,135	165,35	21,835	19,255	30,6	Vérifiée
24,48	33,66	29,219	168,3	146,095	23,365	20,275	30,6	Vérifiée
21,42	28,987	25,164	144,934	125,82	24,695	21,235	306	Vérifiée
18,36	24,048	20,917	120,24	104,585	25,32	21,565	306	Vérifiée
15,3	18,984	16,604	94,92	83,02	25,43	21,655	306	Vérifiée
12,24	13,898	12,273	69,49	61,365	24,3	20,78	306	Vérifiée
9,18	9,038	8,117	45,19	40,585	21,69	18,91	306	Vérifiée
6,12	4,7	4,335	23,5	21,675	16,39	14,815	306	Vérifiée
3,06	1,422	1,372	7,11	6,86	7,11	6,86	306	Vérifiée

Nous constatons que les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [2].

- **Vérification du critère de l'effort normal réduit**

Outre les vérifications [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV. 13: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

<i>Niveau</i>	<i>N_d (KN)</i>	<i>B_c (cm²)</i>	<i>N</i>	<i>Observation</i>
<i>RDC</i>	3609,6773	70X70	0,294	<i>Vérifiée</i>
<i>N1</i>	3251,1455	70X70	0,265	<i>Vérifiée</i>
<i>N2</i>	2809,4956	65X65	0,266	<i>Vérifiée</i>
<i>N3</i>	2397,9101	65X65	0,227	<i>Vérifiée</i>
<i>N4</i>	2025,7536	60X60	0,225	<i>Vérifiée</i>
<i>N5</i>	1779,2833	60X60	0,198	<i>Vérifiée</i>
<i>N6</i>	1633,4029	55X55	0,216	<i>Vérifiée</i>
<i>N7</i>	1386,4829	55X55	0,183	<i>Vérifiée</i>
<i>N8</i>	1143,7671	50X50	0,183	<i>Vérifiée</i>
<i>N9</i>	909,8135	50X50	0,146	<i>Vérifiée</i>
<i>N10</i>	680,7755	45X45	0,134	<i>Vérifiée</i>
<i>N11</i>	459,6474	45X45	0,051	<i>Vérifiée</i>
<i>N12</i>	246,4067	45X45	0,049	<i>Vérifiée</i>

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- **P_k** : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». (G+0,2Q)
- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- **h_k** : hauteur de l'étage « k ».

- Selon le Sens x

Tableau IV. 14: Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.

Niveaux	P _k (kN)	Δ _k (cm)	V _k (kN)	h _k (cm)	θ	Observation
12 ^{eme} étage	4478,7116	0,26	778,3555	306	0,004	Vérifier
11 ^{eme} étage	9195,4177	0,30	1437,8986	3,6	0,006	Vérifier
10 ^{eme} étage	13912,1238	0,3518	1932,3563	306	0,008	Vérifier
9 ^{eme} étage	18729,0566	0,3954	2340,7531	306	0,010	Vérifier
8 ^{eme} étage	23545,9894	0,4367	2687,1076	306	0,012	Vérifier
7 ^{eme} étage	28474,6205	0,4673	2981,1718	306	0,014	Vérifier
6 ^{eme} étage	33403,2515	0,4939	3257,4068	306	0,016	Vérifier
5 ^{eme} étage	38455,0524	0,5064	3532,9485	306	0,018	Vérifier
4 ^{eme} étage	43506,8534	0,5086	3794,2735	306	0,019	Vérifier
3 ^{eme} étage	48693,2958	0,486	4032,1623	306	0,019	Vérifier
2 ^{eme} étage	53879,7382	0,4338	4243,6217	306	0,017	Vérifier
1 ^{er} étage	59212,2937	0,3278	4395,5997	306	0,014	Vérifier
R.D.C	64850,226	0,1422	4456,5918	306	0,006	Vérifier

- Selon le Sens y

Tableau IV. 15: Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y.

Niveaux	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Observation
12 ^{eme} étage	4478,7116	0,2424	719,3719	306	0,004	Vérifier
11 ^{eme} étage	9195,4177	0,2809	1349,2491	306	0,006	Vérifier
10 ^{eme} étage	13912,1238	0,3205	1824,6047	306	0,007	Vérifier
9 ^{eme} étage	18729,0566	0,3537	2211,9699	306	0,009	Vérifier
8 ^{eme} étage	23545,9894	0,3851	2538,9944	306	0,011	Vérifier
7 ^{eme} étage	28474,6205	0,4055	2816,9122	306	0,013	Vérifier
6 ^{eme} étage	33403,2515	0,4247	3076,7203	306	0,015	Vérifier
5 ^{eme} étage	38455,0524	0,4313	3335,6443	306	0,016	Vérifier
4 ^{eme} étage	43506,8534	0,4331	3584,1231	306	0,017	Vérifier
3 ^{eme} étage	48693,2958	0,4156	3812,3726	306	0,017	Vérifier
2 ^{eme} étage	53879,7382	0,3782	4015,6904	306	0,016	Vérifier
1 ^{er} étage	59212,2937	0,2963	4163,3501	306	0,013	Vérifier
R.D.C	64850,226	0,1372	4224,652	306	0,006	Vérifier

IV.5.4. Justification du choix du coefficient de comportement : R=5

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPAA99 v2003[2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [2].

- **Justification des voiles sous charges verticales :**

Tableau IV. 16: justification des voiles sous charge vertical.

	PTOT	PVOILE	Le rapport	Pourcentage
EFFORT	97326,7357	18633,1372	0,191	19,1%

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques
- Selon le Sens x

Tableau IV. 17: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Niveaux	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)	Condition	Vérification
12 ^{eme} étage	778,3117	912,3267	100	117,22	> 25%	Ok
11 ^{eme} étage	1421,074	866,2408	100	60,957	> 25%	Ok
10 ^{eme} étage	1932,007	1011,1101	100	52,335	> 25%	Ok
9 ^{eme} étage	2340,815	1435,3885	100	61,32	> 25%	Ok
8 ^{eme} étage	2686,863	1413,2564	100	52,599	> 25%	Ok
7 ^{eme} étage	2980,881	1833,6901	100	61,515	> 25%	Ok
6 ^{eme} étage	3256,784	1748,0906	100	53,675	> 25%	Ok
5 ^{eme} étage	3532,793	2121,8923	100	60,063	> 25%	Ok
4 ^{eme} étage	3794,323	1996,5117	100	52,618	> 25%	Ok
3 ^{eme} étage	4031,989	2260,6708	100	56,068	> 25%	Ok
2 ^{eme} étage	4243,675	2063,7736	100	48,632	> 25%	Ok
1 ^{er} étage	4395,628	2118,7017	100	48,2	> 25%	Ok
R.D.C	4456,294	1841,9497	100	41,334	> 25%	Ok

- Selon le Sens y

Tableau IV. 18: Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

Niveaux	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)	Condition	Vérification
12 ^{eme} étage	719,2709	866,4332	100	120,5	> 25%	Ok
11 ^{eme} étage	1349,2924	863,4763	100	63,99	> 25%	Ok
10 ^{eme} étage	1824,7252	985,1437	100	53,99	> 25%	Ok
9 ^{eme} étage	2211,7766	1368,7218	100	61,88	> 25%	Ok
8 ^{eme} étage	2538,7418	1348,8606	100	53,13	> 25%	Ok
7 ^{eme} étage	2817,3893	1712,1149	100	60,77	> 25%	Ok
6 ^{eme} étage	2997,0943	1633,1406	100	54,49	> 25%	Ok
5 ^{eme} étage	3334,8393	1952,0746	100	58,54	> 25%	Ok
4 ^{eme} étage	3583,7636	1851,1587	100	51,65	> 25%	Ok
3 ^{eme} étage	3812,8989	2077,3487	100	54,48	> 25%	Ok
2 ^{eme} étage	3943,0885	1925,8118	100	48,84	> 25%	Ok
1 ^{er} étage	4162,4853	2014,8054	100	48,4	> 25%	Ok
R.D.C	4225,0631	1994,371	100	47,2	> 25%	Ok

L'effort tranchants repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux dans les deux sens.

IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons modélisé notre structure et faisons l'étude dynamique par toutes les étapes. Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.
- ✓ L'effort normal réduit pour les poteaux vérifiés.
- ✓ L'effet P- Δ est vérifié.
- ✓ Les voiles de contreventement reprennent 19,1% moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage.
- ✓ le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments

Résistant

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments Résistant

V.1. Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	400	400

V.2.1. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons :

V.2.1.1 Combinaisons Situation durable [1]

- ELU : 1,5G+1,5Q
- ELS : G+Q

V.2.1.2. Combinaisons Situation accidentelle [2]

$$\left[\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{corr})
- ✓ Moment maximum et l'effort correspondant (M_{\max} , N_{corr})
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr})

V.2.1.3 Recommandations

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [2].

- Leur pourcentage est limité par :
 - $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$: Zone courante (Z.C)
 - $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$: Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm^2].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel [6]

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

V.2.2.1. Situation durable

- **Combinaison :** ELU = 1,35 G + 1,5 Q

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	A ^{min} s(RPA) (cm ²)
12 ^{ème}	45*45	-328,88	-35,07	SEC	0	0	18,23
11 ^{ème}	45*45	-596,35	-24,6	SEC	0	0	18,23
10 ^{ème}	45*45	-870,80	-21,94	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	50*50	-1150,97	-26,05	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	50*50	-1434,08	-20,54	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème}	55*55	-1725,99	-23,56	SEC	0	0	27,23
6 ^{ème}	55*55	-2021,66	-18,24	SEC	0	0	37,23
5 ^{ème}	60*60	-2327,41	-19,99	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème}	60*60	-2637,37	-15,21	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	65*65	-2958,19	-15,99	SEC	0	0	38,03
2 ^{ème}	65*65	-3283,33	-11,78	SEC	0	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-3619,5	13,10	SEC	0	0	44,1
RDC	70*70	-3960,56	5,88	SEC	0	0	44,1

❖ Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M ^{max} (kN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	A ^{min} s(RPA) (cm ²)
12 ^{ème}	45*45	-312,46	72,11	SEC	0	0	18,23
11 ^{ème}	45*45	-314,26	56,63	SEC	0	0	18,23
10 ^{ème}	45*45	-825,10	49,17	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	50*50	-1089,68	60,25	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	50*50	-1356,81	50,68	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème}	55*55	-1632,34	61,03	SEC	0	0	27,23
6 ^{ème}	55*55	-1911,20	51,46	SEC	0	0	37,23
5 ^{ème}	60*60	-2199,68	60,28	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème}	60*60	-2491,93	51,09	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	65*65	-2794,63	58,74	SEC	0	0	38,03
2 ^{ème}	65*65	-3101,29	48,62	SEC	0	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-3558,16	66,90	SEC	0	0	44,1
RDC	70*70	-3837,44	-42,06	SEC	0	0	44,1

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-80,016	28,37	SPC	0,8	0	18,23
11 ^{eme}	45*45	-207,77	16,71	SEC	0	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-334,08	18,8	SEC	0	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-460,53	21,58	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-590,39	18,43	SEC	0	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-720,02	22,03	SEC	0	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-853,4021	18,98	SEC	0	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-986,55	22,38	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème}	60*60	-1123,8	19,76	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	65*65	-1260,91	23,13	SEC	0	0	38,03
2 ^{ème}	65*65	-1402,62	21,18	SEC	0	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-1544,51	25,26	SEC	0	0	44,1
RDC	70*70	-1691,79	24,76	SEC	0	0	44,1

V.2.2.2. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q±E

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-245,44	-49,53	SEC	0	0	18,23
11 ^{eme}	45*45	-455,34	-49,45	SEC	0	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-672,62	-49,32	SEC	0	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-897,15	-66,65	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-1126,1	-61,64	SEC	0	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-1363,39	-77,64	SEC	0	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-1604,62	-71,5	SEC	0	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-1853,91	-85,59	SEC	0	0	32,4
4 ^{ème}	60*60	-2106,19	-82,07	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	65*65	-2365,41	-22,6	SEC	0	0	38,03
2 ^{ème}	65*65	-2649,71	-204,31	SEC	0	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-3060,16	-238,26	SEC	0	0	44,1
RDC	70*70	-3396,08	-239,83	SEC	0	0	44,1

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**

Tableau V. 6: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M ^{max} (kN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-91,02	108,11	SPC	5,58	0	18,23
11 ^{eme}	45*45	-161,07	113,46	SPC	5,08	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-240,49	117,35	SPC	4,4	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-315,62	166,37	SPC	5,5	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-372,32	157,45	SPC	4,3	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-411,36	206,2	SPC	5,44	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-427,06	191,38	SPC	4,44	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-1600,39	237,79	SEC	0	0	32,4
4 ^{eme}	60*60	-397,66	219,9	SPC	5,15	0	32,4
3 ^{eme}	65*65	-357,64	260,18	SPC	6,46	0	38,03
2 ^{eme}	65*65	-309,55	239,11	SPC	6,12	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-282,52	271,87	SPC	6,92	0	44,1
RDC	70*70	-313,5	246,59	SPC	5,53	0	44,1

❖ **Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)**

Tableau V. 7: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-17,89	42,23	SPC	2,32	0	18,23
11 ^{eme}	45*45	-72,7	48,98	SPC	2,03	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-139,89	57,66	SPC	1,72	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-210,75	82,61	SPC	1,83	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-267,99	82,03	SPC	1,09	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-298,5	107,18	SPC	1,52	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-297,79	102,93	SPC	1,31	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-261,31	127,26	SPC	2,4	0	32,4
4 ^{eme}	60*60	-189,66	118,31	SPC	2,88	0	32,4
3 ^{eme}	65*65	-83,9	133,51	SPC	4,4	0	38,03
2 ^{eme}	65*65	-40,40	105,74	SPC	3,8	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-154,25	77,11	SPC	0,92	0	44,1
RDC	70*70	-195,21	38,85	SEC	0	0	44,1

- **Combinaison : 0,8G±E**

❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)**

Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A^{\min}_{s(RPA)}$ (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-178,85	-45,34	SPC	0	0,47	18,23
11 ^{eme}	45*45	-325,11	-46,21	SEC	0	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-477,26	-46,7	SEC	0	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-635,77	-63,88	SEC	0	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-798,04	-59,73	SEC	0	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-967,04	-75,79	SEC	0	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-1139,06	-70,40	SEC	0	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-1317,20	-84,76	SEC	0	0	32,4
4 ^{eme}	60*60	-1552,13	-172,59	SEC	0	0	32,4
3 ^{eme}	65*65	-1903,59	-210,84	SEC	0	0	38,03
2 ^{eme}	65*65	-2276,27	-203,46	SEC	0	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-2645,87	-236,86	SEC	0	0	44,1
RDC	70*70	-2942,23	-238,93	SEC	0	0	44,1

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**

Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A^{\min}_{s(RPA)}$ (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-57,021	92,9648	SPC	5,01	0	18,23
11 ^{eme}	45*45	-95,4709	99,9385	SPC	4,99	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-141,0952	105,6267	SPC	4,81	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-180,458	152,0509	SPC	6,24	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-200,0071	145,8877	SPC	5,64	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-199,1073	192,7004	SPC	7,21	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-173,4298	180,5861	SPC	6,88	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-126,0211	225,6154	SPC	8,69	0	32,4
4 ^{eme}	60*60	-54,3056	210,1601	SPC	8,84	0	32,4
3 ^{eme}	65*65	-33,8401	249,3341	SC	9,93	0	38,03
2 ^{eme}	65*65	-130,7873	230,5141	SPC	7,93	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-208,7962	261,1373	SPC	7,39	0	44,1
RDC	70*70	-229,0285	243,6188	SPC	6,45	0	44,1

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V. 10: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Solicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_s^{\min(\text{RPA})}$ (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	-4,2245	40,0066	SPC	2,63	0	18,23
11 ^{eme}	45*45	-21,9886	45,9696	SPC	2,5	0	18,23
10 ^{eme}	45*45	-60,3497	55,1189	SPC	2,57	0	18,23
9 ^{eme}	50*50	-100,5207	79,7541	SPC	3,05	0	22,5
8 ^{eme}	50*50	-125,3355	79,8641	SPC	2,74	0	22,5
7 ^{eme}	55*55	-121,5263	105,0249	SPC	3,61	0	27,23
6 ^{eme}	55*55	-84,9661	101,35	SPC	3,89	0	37,23
5 ^{eme}	60*60	-11,0237	125,9033	SPC	5,48	0	32,4
4 ^{eme}	60*60	-99,1059	117,31	SPC	3,98	0	32,4
3 ^{eme}	65*65	-244,3546	132,7898	SPC	2,35	0	38,03
2 ^{eme}	65*65	-130,7873	105,1577	SPC	2,62	0	38,03
1 ^{er}	70*70	-562,2742	76,7651	SEC	0	0	44,1
RDC	70*70	-642,7841	38,5879	SEC	0	0	44,1

V.2.3. Choix des armatures

Tableau V. 11: Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	A_c cal (cm ²)	A_c min (cm ²)	A_s^{\max} (Z.C)(cm ²)	A_c max (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_c adopté (cm ²)
12 ^{eme}	45*45	5,58	18,23	81	121,5	16T14	24,63
11 ^{eme}	45*45	5,08	18,23	81	121,5	16T14	24,63
10 ^{eme}	45*45	4,81	18,23	81	121,5	16T14	24,63
9 ^{eme}	50*50	6,24	22,5	100	150	8T16+8T14	28,39
8 ^{eme}	50*50	5,64	22,5	100	150	8T16+8T14	28,39
7 ^{eme}	55*55	7,21	27,23	121	181,5	8T16+8T14	28,39
6 ^{eme}	55*55	6,88	27,23	121	181,5	8T16+8T14	28,39
5 ^{eme}	60*60	8,69	32,4	144	216	8T16+8T20	41,22
4 ^{eme}	60*60	8,84	32,4	144	216	8T16+8T20	41,22
3 ^{eme}	65*65	9,93	38,03	169	253,5	8T16+8T20	41,22
2 ^{eme}	65*65	7,93	38,03	169	253,5	8T16+8T20	41,22
1 ^{er}	70*70	7,39	44,1	196	294	12T20+4T16	45,73
RDC	70*70	6,45	44,1	196	294	12T20+4T16	45,73

V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable.... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ $N^{\text{ser}}_{\text{max}} ; M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$

Tableau V. 12: Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _c adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
12 ^{eme}	45*45	-241,06	-25,45	24,63	30,50	201,63	1,75	15	Ok
11 ^{eme}	45*45	-435,76	-17,83	24,63	21,36	201,63	1,21	15	Ok
10 ^{eme}	45*45	-635,56	-15,89	24,63	19,04	201,63	1,07	15	Ok
9 ^{eme}	50*50	-839,59	-18,87	28,39	17,41	201,63	0,93	15	Ok
8 ^{eme}	50*50	-1045,77	-14,87	28,39	13,72	201,63	0,72	15	Ok
7 ^{eme}	55*55	-1258,42	-17,06	28,39	14,14	201,63	0,65	15	Ok
6 ^{eme}	55*55	-1473,80	-13,2005	28,39	10,94	201,63	0,49	15	Ok
5 ^{eme}	60*60	-1696,59	-14,47	41,22	7,66	201,63	0,38	15	Ok
4 ^{eme}	60*60	-1922,44	-11,01	41,22	5,83	201,63	0,27	15	Ok
3 ^{eme}	65*65	-2156,25	-11,59	41,22	5,61	201,63	0,33	15	Ok
2 ^{eme}	65*65	-2393,19	-8,54	41,22	4,13	201,63	0,26	15	Ok
1 ^{er}	70*70	-2638,38	-9,524	45,73	3,52	201,63	0,24	15	Ok
RDC	70*70	-2886,82	-4,283	45,73	1,58	201,63	1,14	15	Ok

❖ N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max}

Tableau V. 13: Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	A_c adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MP)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
12 ^{eme}	45*45	-229,04	52,5	24,63	62,92	201,63	3,64	15	Ok
11 ^{eme}	45*45	-230,06	41,21	24,63	49,39	201,63	2,86	15	Ok
10 ^{eme}	45*45	-338,06	35,70	24,63	42,79	201,63	2,48	15	Ok
9 ^{eme}	50*50	-795,2	43,74	28,39	40,35	201,63	2,21	15	Ok
8 ^{eme}	50*50	-989,83	36,79	28,39	33,94	201,63	1,84	15	Ok
7 ^{eme}	55*55	-1190,64	44,30	28,39	36,72	201,63	1,77	15	Ok
6 ^{eme}	55*55	-1393,87	37,35	28,39	30,96	201,63	1,57	15	Ok
5 ^{eme}	60*60	-1604,16	43,75	41,22	23,18	201,63	1,25	15	Ok
4 ^{eme}	60*60	-1817,20	37,08	41,22	19,64	201,63	1,05	15	Ok
3 ^{eme}	65*65	-2037,90	42,62	41,22	20,63	201,63	0,99	15	Ok
2 ^{eme}	65*65	-2261,48	35,28	41,22	17,08	201,63	0,81	15	Ok
1 ^{er}	70*70	-2599,57	48,5	45,73	17,93	201,63	0,88	15	Ok
RDC	70*70	-2802,67	-30,52	45,73	11,29	201,63	0,93	15	Ok

❖ N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor}

Tableau V. 14: Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	A_c adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Verification
12 ^{eme}	45*45	-58,7188	20,8213	24,63	24,95	201,63	1,44	15	Ok
11 ^{eme}	45*45	-152,5707	12,2372	24,63	14,66	201,63	0,84	15	Ok
10 ^{eme}	45*45	-245,3643	13,7746	24,63	16,50	201,63	0,94	15	Ok
9 ^{eme}	50*50	-338,2668	15,8143	28,39	14,58	201,63	0,80	15	Ok
8 ^{eme}	50*50	-433,7071	13,5037	28,39	12,45	201,63	0,67	15	Ok
7 ^{eme}	55*55	-528,991	16,1388	28,39	13,38	201,63	0,64	15	Ok
6 ^{eme}	55*55	-627,0615	13,900	28,39	11,52	201,63	0,55	15	Ok
5 ^{eme}	60*60	-724,9698	16,3886	41,22	8,95	201,63	0,48	15	Ok
4 ^{eme}	60*60	-825,9369	14,4654	41,22	7,67	201,63	0,41	15	Ok
3 ^{eme}	65*65	-926,8135	16,9288	41,22	8,20	201,63	0,39	15	Ok
2 ^{eme}	65*65	-1031,1019	15,4948	41,22	7,50	201,63	0,35	15	Ok
1 ^{er}	70*70	-1135,5402	18,4716	45,73	6,83	201,63	0,33	15	Ok
RDC	70*70	-1243,9724	18,0847	45,73	6,69	201,63	0,32	15	Ok

V.2.5. Vérification de l'effort tranchant

V.2.5.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le règlement [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le règlement [2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V. 15: Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
12 ^{eme}	45*45	78,66	0,43	4,76	0,040	1	2,50	Ok
11 ^{eme}	45*45	74,26	0,41	4,76	0,040	1	2,50	Ok
10 ^{eme}	45*45	80,04	0,44	4,76	0,040	1	2,50	Ok
9 ^{eme}	50*50	112,25	0,49	4,28	0,040	1	2,50	Ok
8 ^{eme}	50*50	106,72	0,47	4,28	0,040	1	2,50	Ok
7 ^{eme}	55*55	138,75	0,51	3,89	0,040	1	2,50	Ok
6 ^{eme}	55*55	128,79	0,47	3,89	0,040	1	2,50	Ok
5 ^{eme}	60*60	158,63	0,49	3,57	0,040	1	2,50	Ok
4 ^{eme}	60*60	145,03	0,45	3,57	0,040	1	2,50	Ok
3 ^{eme}	65*65	167,61	0,44	3,30	0,040	1	2,50	Ok
2 ^{eme}	65*65	145,14	0,38	3,30	0,040	1	2,50	Ok
1 ^{er}	70*70	146,54	0,33	3,06	0,040	1	2,50	Ok
RDC	70*70	91,64	0,21	3,06	0,040	1	2,50	Ok

V.2.5.2. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [2] et [1]; elles sont données comme suit :

Selon le règlement [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le règlement [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPa (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 16: Espacements maximums des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
12 ^{eme}	45*45	16T14	14	10	20
11 ^{eme}	45*45	16T14	14	10	20
10 ^{eme}	45*45	16T14	14	10	20
9 ^{eme}	50*50	8T16+8T14	16 et 14	10	20
8 ^{eme}	50*50	8T16+8T14	16 et 14	10	20
7 ^{eme}	55*55	8T16+8T14	16 et 14	10	20
6 ^{eme}	55*55	8T16+8T14	16 et 14	10	20
5 ^{eme}	60*60	8T16+8T20	20 et 16	10	20
4 ^{ème}	60*60	8T16+8T20	20 et 16	10	20
3 ^{ème}	65*65	8T16+8T20	20 et 16	10	20
2 ^{ème}	65*65	8T16+8T20	20 et 16	10	20
1 ^{er}	70*70	12T20+4T16	20 et 16	10	20
RDC	70*70	12T20+4T16	20 et 16	10	20

Tableau V. 17: Choix des armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g	ρ_a	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
12 ^{eme}	45x45	2,142	4,76	3,75	78,66	N	10	1,64	8T8	4,02
						C	20	3,28	8T8	4,02
11 ^{eme}	45x45	2,142	4,76	3,75	74,26	N	10	1,55	8T8	4,02
						C	20	3,09	8T8	4,02
10 ^{eme}	45x45	2,142	4,76	3,75	80,04	N	10	1,67	8T8	4,02
						C	20	3,34	8T8	4,02
9 ^{eme}	50x50	2,142	4,28	3,75	112,25	N	10	2,10	8T8	4,02
						C	20	4,21	8T8	4,02
8 ^{eme}	50x50	2,142	4,28	3,75	106,72	N	10	2	8T8	4,02
						C	20	4	8T8	4,02
7 ^{eme}	55x55	2,142	3,89	3,75	138,75	N	10	2,37	8T8	4,02
						C	20	4,73	8T8	4,02
6 ^{eme}	55x55	2,142	3,89	3,75	128,79	N	10	2,2	8T8	4,02
						C	20	4,39	8T8	4,02
5 ^{eme}	60x60	2,142	3,57	3,75	158,63	N	10	4,48	8T8	4,02
						C	20	4,96	8T8	4,02
4 ^{eme}	60x60	2,142	3,57	3,75	145,03	N	10	2,27	8T8	4,02
						C	20	4,53	8T8	4,02
3 ^{eme}	65x65	2,142	3,30	3,75	167,61	N	10	2,42	8T8	4,02
						C	20	4,83	8T8	4,02
2 ^{eme}	65x65	2,142	3,30	3,75	145,14	N	10	2,09	8T8	4,02
						C	20	4,19	8T8	4,02
1 ^{er}	70x70	2,142	3,06	3,75	146,54	N	10	1,96	8T8	4,02
						C	20	3,93	8T8	4,02
RDC	70x70	2,142	3,06	3,75	91,64	N	10	1,23	8T8	4,02
						C	20	2,45	8T8	4,02

• **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\varnothing_1$ en zone III. Pour :

- T20..... $L_r = 100$ cm.
- T16..... $L_r = 80$ cm.
- T14... $L_r = 70$ cm.

V.2.6. Ferrailage des poteaux du sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (35)$$

Avec :

- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.
- $\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$
- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

V.2.6.1. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : $N_u(\text{RDC}) = 3960,56 \text{ kN}$

- ❖ Plancher RDC $6,39 \times 26,52 = 169,46 \text{ kN}$
 - ❖ Poids de la poutre principale..... $25 \times 0,3 \times (0,5 - 0,24) \times 5,15 = 10,04 \text{ kN}$.
 - ❖ Poids de la poutre secondaire $25 \times 0,3 \times (0,4 - 0,24) \times 5,15 = 6,18 \text{ kN}$.
 - Poids du poteau..... $25 \times (0,75 \times 0,75) \times (3,06 - 0,5) = 36 \text{ kN}$
- G = 221,68 kN**

➤ Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 26,52 = 66,3 \text{ kN}$

$$Q_{\text{Total}} = 132,6 \text{ kN}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 498,168 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$\checkmark N_u(\text{ss}) = N_u(\text{RDC}) + N_{u1} = 4458,73 \text{ kN}$$

V.2.6.2 Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carrée : $B = 75 \times 75 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{i} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21,65 \text{ cm}, \lambda = \frac{0,75 \times 3,06 \times 10^2}{21,65} = 10,60 < 50 \\ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,834, Br = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Dou :

$$A_s \geq \left(\frac{4458,73 \times 10^3}{0,834} - \frac{5329 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1,15}{400} = -130,02 \text{ cm}^2 \quad A_s < 0$$

$$A^{\text{min}} = 0,9\% \times B [1] \longrightarrow A = A^{\text{min}} = 50,04 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 18: Ferrailage des poteaux du sous-sol.

Type du Poteau	Section (cm ²)	Choix	A _S adopté (cm ²)
Poteau de sous-sol	75x75	16T20	50,27

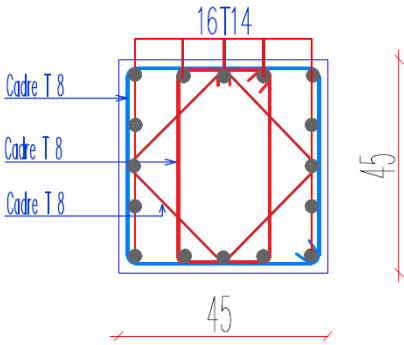
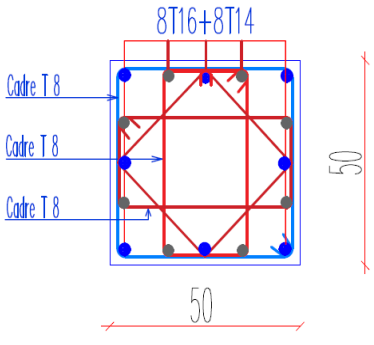
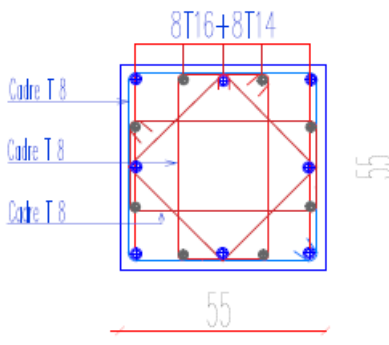
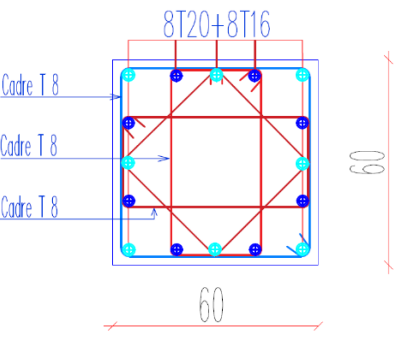
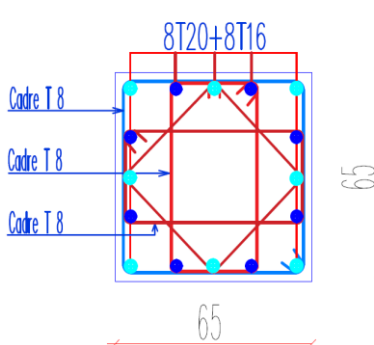
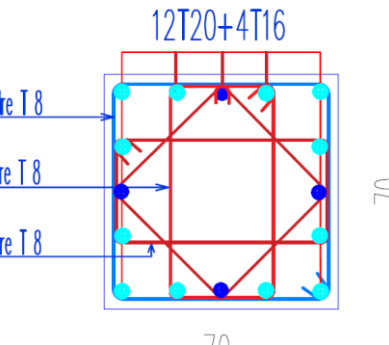
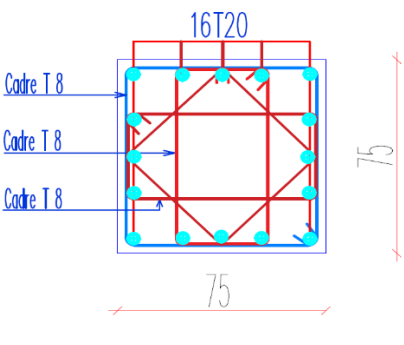
<p>Poteau de niveau : 10^{ème} et 11^{ème} et 12^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 8^{ème} et 9^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 6^{ème} et 7^{ème} étage</p>
		
<p>Poteau de niveau : 4^{ème} et 5^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 3^{ème} et 2^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 1^{ème} et RDC étage</p>
		
<p>Poteau de niveau : et Sous-sol</p>		
		

Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

V.3.1. Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Combinaisons Situation durable [3]

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

❖ Combinaisons Situation accidentelle [2]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$
 - G : charge permanente.
 - Q : charge d'exploitation.
 - E : charge sismique.

V.3.2. Recommandations des règlements

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section [1].
- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ Au niveau de la zone courante.} \\ 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ Au niveau de la zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III) [2]
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times L$
 - L : longueur de la poutre.

- S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\varphi \right] \dots\dots\dots (\text{Zone nodale}). \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots (\text{Zone courante}). \end{array} \right.$$

- h : hauteur de la poutre.
- φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable**

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- **Situation accidentelle**

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.3. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par [6]. On dispose de 3 types de poutres :

- Poutre principale 30x50 (cm²)
- Poutre secondaire 30x40 (cm²)
- Poutre de chaînage 25x25 (cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

V.3.3.1. Poutre principale (30x50)

V.3.3.1.1. Situation durable

- Combinaison : ELU : 1,35G+1,5Q

Tableau V. 19: Ferrailage des poutres principales à l'ELU.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x50	travée	94,39	6,41	0	7,5
		appuis	-108,42	0	7,45	7,5
Etages courants	30x50	travée	75,66	5,07	0	7,5
		appuis	-134,66	0	9,44	7,5

V.3.3.1.2. Situation accidentelle

- Combinaison G+Q ± E

Tableau V. 20: Ferrailage des poutres principales à G+Q E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x50	Travée	71,36	4,1	0	7,5
		appuis	-135,16	0	8,04	7,5
Etages courants	30x50	travée	134,37	7,99	0	7,5
		appuis	-189,25	0	11,63	7,5

- Combinaison 0,8G ± E

Tableau V. 21: Ferrailage des poutres principales 0,8G E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x50	travée	50,92	2,9	0	7,5
		appuis	-118,15	0	6,96	7,5
Etages courants	30x50	travée	127,13	7,53	0	7,5
		appuis	-172,03	0	10,46	7,5

V.3.3.1.3. Choix des armatures

Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x50	travée	6,41	7,5	60	90	5T14	7,69
		appuis	8,04				5T14+T12	8,82
Etages courants	30x50	travée	7,99	7,5	60	90	3T16+2T14	9,11
		appuis	11,63				6T16	12,06

V.3.3.2. Poutre secondaire (30x40)

V.3.3.2.1. Situation durable

- Combinaison : ELU : 1,35 G+1,5Q

Tableau V. 23: Ferrailage des poutres secondaires l'ELU.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	41,8478	3,48	0	6
		appuis	-49,9453	0	4,19	6
Etages courants	30x40	travée	52,4681	4,42	0	6
		appuis	-60,4686	0	5,14	6

V.3.3.2.2. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q ± E

Tableau V. 24: Ferrailage des poutres secondaires G+Q E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	65,7202	4,8	0	6
		appuis	-86,191	0	6,41	6
Etages courants	30x40	travée	126,5308	9,77	0	6
		appuis	-137,4605	0	10,73	6

- Combinaison : 0,8G ± E

Tableau V. 25: Ferrailage des poutres secondaires 0,8G E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (k.Nm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	65,1421	4,7	0	6
		appuis	-80,7697	0	5,98	6
Etages courants	30x40	travée	83,9178	6,23	0	6
		appuis	-133,4544	0	10,38	6

V.3.3.2.3. Choix des armatures

Tableau V. 26: Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	4,8	6	48	72	5T14	7,70
		Appuis	6,41				5T14	7,70
Etages courants	30x40	Travée	9,77	6	48	72	3T16+3T14	10,64
		Appuis	10,73				6T16	12,06

V.3.3.3. Poutre de chaînage (25*25)

V.3.3.3.1. Situation durable

- Combinaison : ELU : 1,35 G+1,5Q

Tableau V. 27: Ferrailage des poutres de chaînage à l'ELU.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	25x25	travée	6,36	0,94	0	3,13
		appuis	-11,06	0	1,5	3,13
Etages courants	25x25	travée	16,86	2,59	0	3,13
		appuis	-31,29	0	4,57	3,13

V.3.3.3.2. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q ± E

Tableau V. 28: Ferrailage des poutres de chaînage G+Q E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	25x25	travée	6,37	0,81	0	3,13
		appuis	-17,73	0	2,1	3,13
Etages courants	25x25	travée	14,56	1,9	0	3,13
		appuis	-37,25	0	4,6	3,13

- Combinaison : $0,8G \pm E$

Tableau V. 29: Ferrailage des poutres de chaînage 0,8G E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	25x25	Travée	6,22	0,79	0	3,13
		appuis	-16,13	0	1,91	3,13
Etages courants	25x25	travée	12,49	1,62	0	3,13
		appuis	-32,81	0	4,06	3,13

V.3.3.3.3. Choix des armatures

Tableau V. 30: Choix des armatures pour les poutres de chaînage.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	25x25	Travée	0,94	3,13	25	37,5	3T12	3,39
		Appuis	2,1				3T12	3,39
Etages courants	25x25	Travée	2,59	3,13	25	37,5	3T12	3,39
		Appuis	4,6				3T14	4,62

V.3.4. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V. 31: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^{min} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (30x50)	7,69	1,63	Vérifiée
PS (30*40)	6,03	1,30	Vérifiée
Poutre de chaînage (25*25)	3,39	0,82	Vérifiée

V.3.5. Vérification de L'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [1] :

➤ **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Acier**

Peu nuisible : Pas de vérification.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour une fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} = \min \{ 2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta ft28}) \} \\ \text{Pour une fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} = 0,8 \min \{ 2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta ft28}) \} \end{array} \right.$$

Où :

- $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\left. \begin{array}{l} \text{On doit vérifier que : } \\ \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

V.3.5.1. Poutre principale (30x50)

Tableau V. 32: Vérification des poutres principales à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	68,97	5T14	7,69	7,597	15	224,50	201,63	Non vérifiée
	appuis	-79,37	5T14+T12	8,82	8,34		226,85		Non vérifiée
Etages courants	travée	54,94	3T16+2T14	9,11	5,71	15	152,29	201,63	vérifiée
	appuis	-97,81	6T16	12,06	9,27		208,02		vérifiée

Remarque

Nous avons constaté que, les contraintes d'acier dans **les poutres principales** ne sont pas vérifiées, alors il faut augmenter la section d'armature choisie et revérifier vis-à-vis l'ELS.

✓ **Poutre principale (30x50)**

Tableau V. 33: Vérification des poutres principales à l'ELS après la correction.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	68,97	5T16	10,05	6,94	15	174,22	201,63	vérifiée
	appuis	-79,37	6T16	12,06	7,48		165,57		vérifiée
Etages courants	travée	54,94	3T16+2T14	9,11	5,71	15	152,29	201,63	vérifiée
	appuis	-97,81	6T16	12,06	9,27		208,02		vérifiée

V.3.5.2. Poutre secondaire (30x40)

Tableau V. 34: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	30,32	5T14	7,70	5,20	15	138,69	201,63	vérifiée
	appuis	-36,30	5T14	7,70	6,01		166,04		vérifiée
Etages courants	travée	38,03	3T16+3T14	10,64	5,46	15	115,25	201,63	vérifiée
	appuis	-43,95	6T16	12,06	6,15		122,90		vérifiée

V.3.5.3. Poutre de chaînage (25x25)

Tableau V. 35: Vérification des poutres de chaînages à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	12,019	3T12	3,39	6,23	15	178	201,63	vérifiée
	appuis	-19,83	3T12	3,39	10,28		293,69		Non vérifiée
Etages courants	travée	12,49	3T12	3,39	6,48	15	184,98	201,63	vérifiée
	appuis	-23,19	3T14	4,62	10,84		256,25		Non vérifiée

Remarque

Nous avons constaté que, les contraintes d'acier dans **les poutres chaînages** ne sont pas vérifiées, alors il faut augmenter la section d'armature choisie et revérifier vis-à-vis l'ELS.

✓ Poutre de chaînage (25x25)

Tableau V. 36: Vérification des poutres chaînage à l'ELS après correction.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	12,019	3T12	3,39	6,23	15	178	201,63	vérifiée
	appuis	-19,83	3T16	6,03	8,53		170,52		vérifiée
Etages courants	travée	12,49	3T12	3,39	6,48	15	184,98	201,63	vérifiée
	appuis	-23,19	3T16	6,03	9,97		199,42		vérifiée

V.3.6. Vérification de l'effort tranchant

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V. 37: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Terrasse	P.P (30x50)	156,42	1,1589	2,5	OK
	P.S (30x40)	43,6053	0,404	2,5	OK
	P.Ch (25x25)	12,8796	0,229	2,5	OK
Etages courants	P.P (30x50)	150,5169	1,114	2,5	OK
	P.S (30x40)	82,7747	0,766	2,5	OK
	P.Ch (25x25)	34,3329	0,610	2,5	OK

V.3.7. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ($f_c=400$ MPa).

Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le règlement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \varphi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Tableau V. 38: Calcul des armatures transversales.

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P(30x50)	156,42	1,158	40	12,5	25	10	15	1,35	4T8
P.S(30x40)	82,7747	0,766	32,4	10	20	10	15	1,35	4T8
P.Ch(25x25)	34,4129	0,611	20,25	6,25	12,5	5	10	0,75	4T6

➤ Recouvrement des Armatures Longitudinales

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a:

- Ø=20mm L_r = 100cm
- Ø=16mm L_r = 80cm
- Ø=14mm L_r = 70cm
- Ø=12mm L_r = 60cm

V.3.8. Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ [1]

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{Si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

$$f_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05\text{cm} \quad \rightarrow L = 5,5\text{ m} > 5\text{ m}$$

$$f_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05\text{ cm} \quad \rightarrow L = 5,5\text{ m} > 5\text{ m}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_f \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

V.3.8.1. Poutre principale :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau V. 39: Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre principale.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (Mpa)	λi	λv	μ	I0 (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
97,81	12,06	8,93 $\times 10^{-3}$	178,84	2,35	0,94	0,56	384860	182791, 88	252135,74

Tableau V. 40: Vérification de la flèche de la poutre principale.

	f_i (cm)	f_v (cm)	Δ_{ft} (mm)	\bar{f} (mm)
Poutre principale	0,47	1,02	0,55	1,05

V.3.8.2. Poutre secondaire :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 41: Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre secondaire.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (Mpa)	λi	λv	μ	I0 (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
43,95	11,59	0,011	105,33	1,9	0,76	0,45	204505,6	121270, 16	152388,67

Tableau V. 42: Vérification de la flèche de la poutre secondaire.

	f_i (cm)	f_v (cm)	Δ_{ft} (mm)	\bar{f} (mm)
Poutre secondaire	0,32	0,75	0,43	1,05

V.3.8.2. Poutre de chaînage :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 43: Récapitulatif du calcul de la flèche de la poutre de chaînage.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	ρ	Σs (Mpa)	λi	λv	μ	I0 (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
23,19	6,03	0,011	170,92	1,9	0,76	0,61	41597,08	21193,50	28421,07

Tableau V. 44: Vérification de la flèche de la poutre de chaînage.

	f_i (cm)	f_v (cm)	Δ_{ft} (mm)	\bar{f} (mm)
Poutre chaînage	0,96	1,98	0,98	1,05

La flèche est vérifiée.

❖ Poutre principale

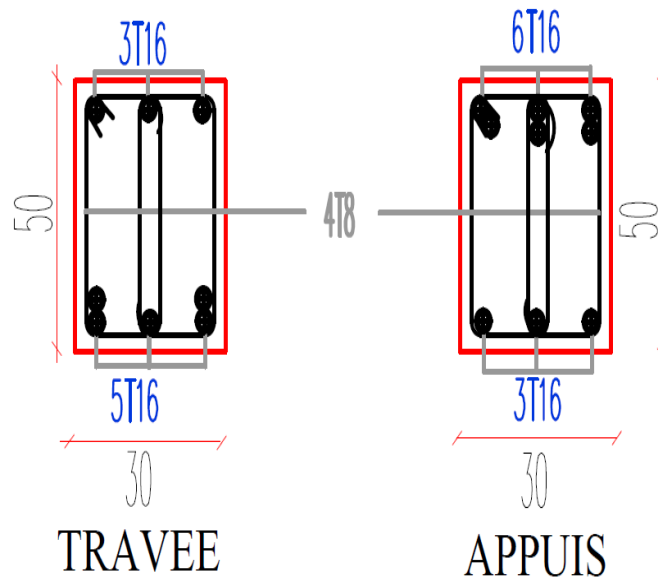


Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.

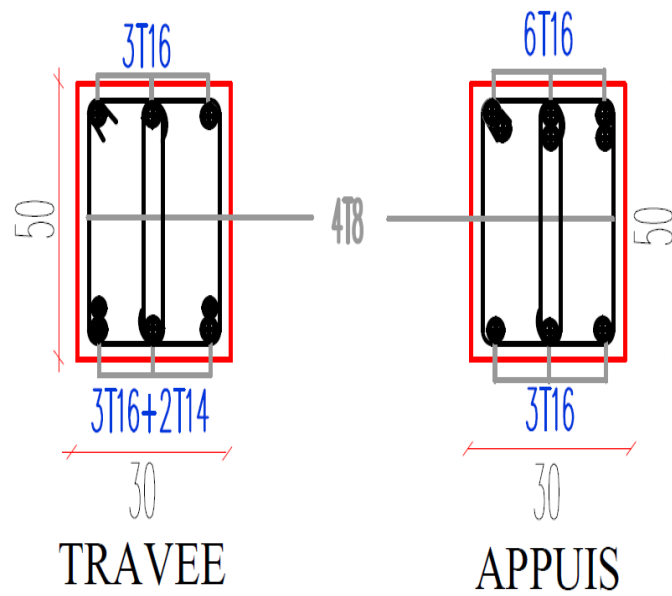


Figure V. 3: Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage courant.

❖ Poutres secondaires

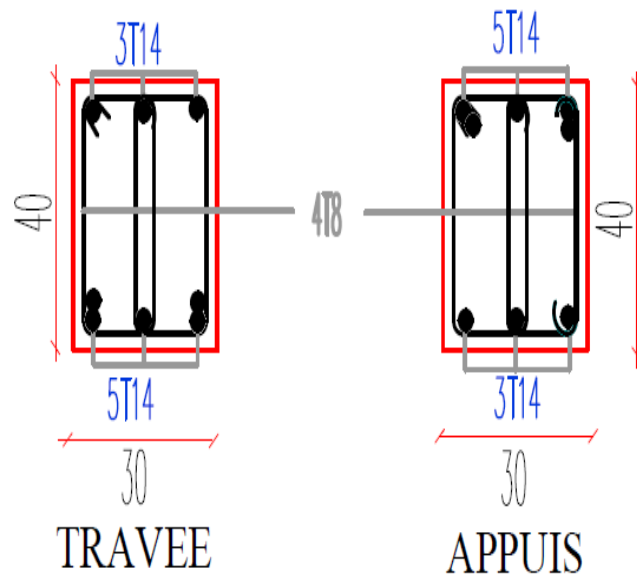


Figure V. 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire de la terrasse.

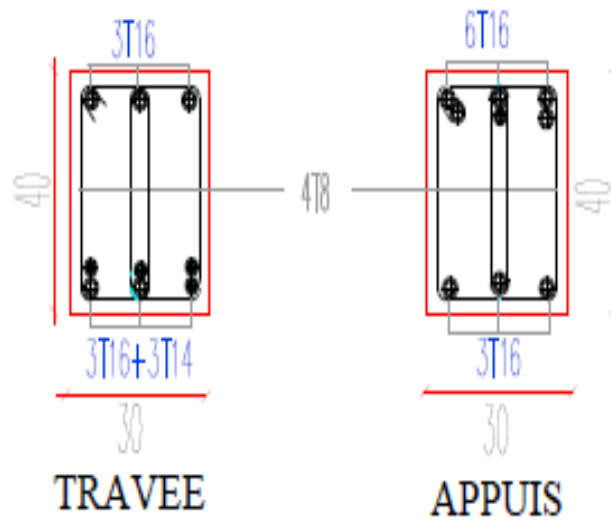


Figure V. 5: Schéma de ferrailage des poutres secondaire d'étage courant.

❖ Poutres de chaînage

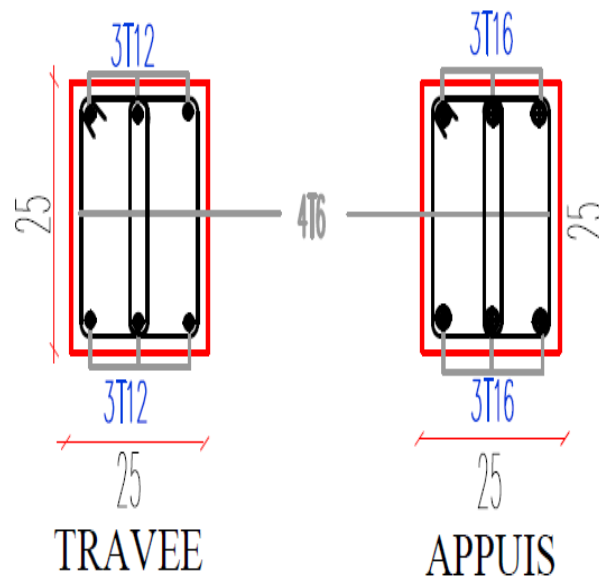


Figure V. 6: Schéma de ferrailage des poutres chaînage de tous les étages.

V.4. Ferrailage des voiles

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes. Le calcul, la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux sont conformément aux règlements [2] et [1].

V.4.1. Ferrailage des trumeaux

L'apparition de logiciels modernes de calculs, utilisant la méthode des éléments finis a non seulement aidé à l'étude du comportement global du voile, mais aussi d'obtenir directement les efforts et les contraintes, en tout point, dans ce dernier, ce qui permettra d'obtenir un bon ferrailage.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure 89** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

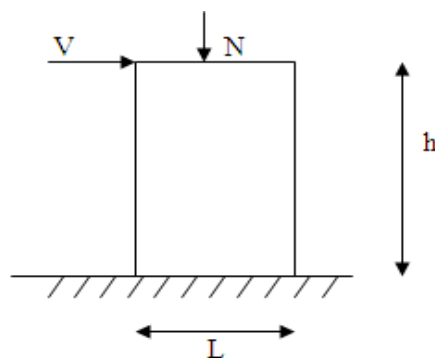


Figure V. 7: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0})
- et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles sont aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

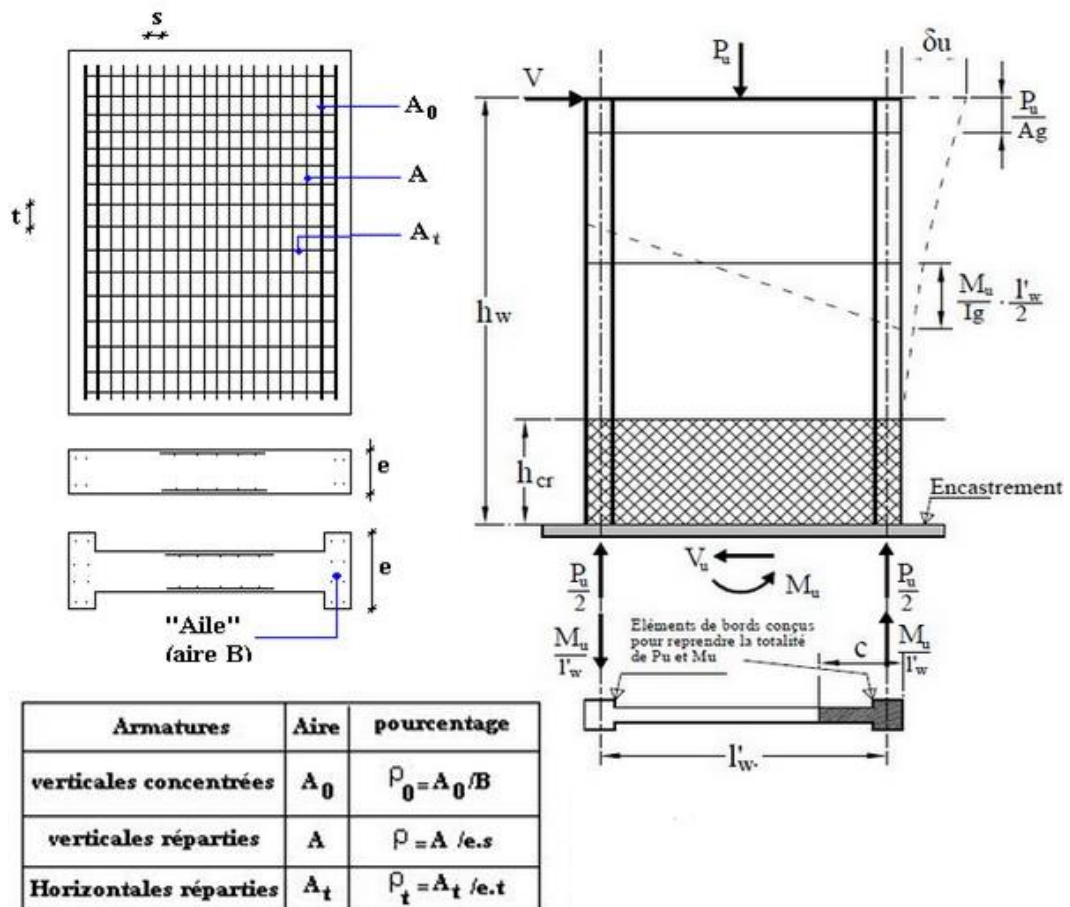


Figure V. 8: Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage.

V.4.1.1. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement) Soit :

- l : la hauteur libre du mur.
- l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

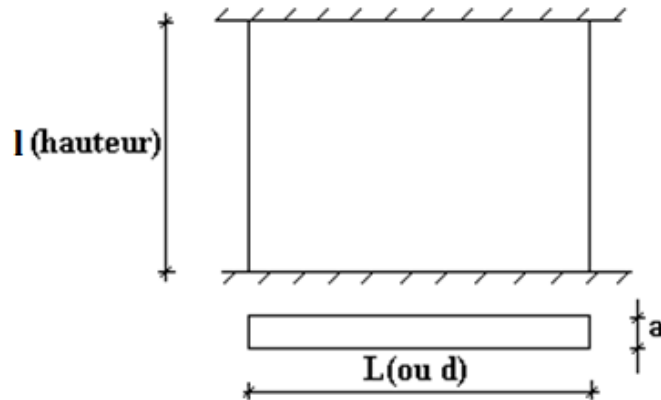


Figure V. 9: Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport (l_f / l) sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 45: Valeurs de (l_f/l).

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

V.4.1.2. Effort de compression en ELU

Soient :

- l_f : longueur de flambement calculée en (b)
- a : épaisseur du voile
- d : longueur du voile
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours
- f_e : limite élastique de l'acier
- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s=1$)

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquées après 90 jours. [5]

Tableau V. 46: Calcul de $\sigma_{u\lim}$.

	Notation	Unités	Voiles armées verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	B_r	m^2	$d(a-0,02)$
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{a \times d}$

Remarque

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = N_{u\lim} / a \times d$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

V.4.1.2.1. Niveaux de vérification [8]

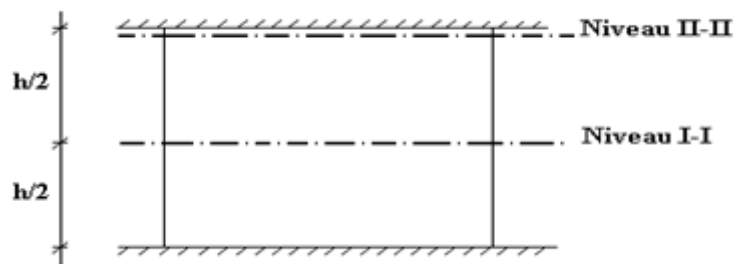


Figure V. 10: Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

V.4.1.2.2. Aciers minimaux [8]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre "a".

➤ Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau V. 47: Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v , doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considéré.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

• Aciers transversaux (perpendiculaire aux parements) [5] et [8]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t).

Tableau V. 48: Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

V.4.1.2.3. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$, il faudra donc vérifier que : $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$.

V.4.1.3. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes [5]
- Elle permet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire [9]
- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du l'ETABS (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.

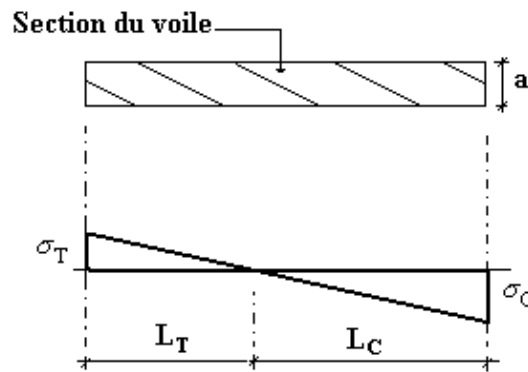


Figure V. 11: Coupure d'une section du voile.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée

Il s'agit de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est telle que [8] :

$$L_i \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i.

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

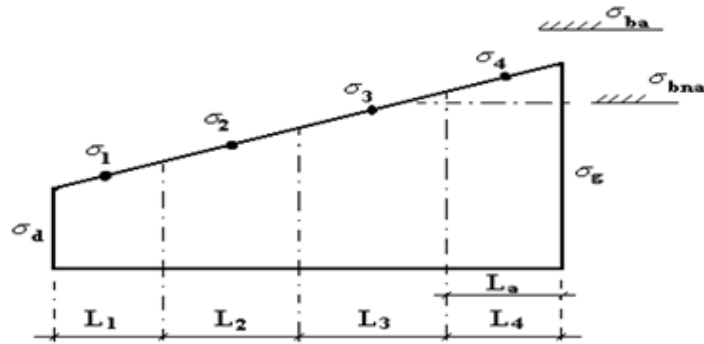


Figure V. 12: Section rectangulaire entièrement comprimé.

2^{ème} cas : Section partiellement comprimée [8]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée (voir 1^{er} cas)
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande. (On pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction sont σ_4 et σ_5 entraînent une section rectangulaire partiellement comprimée (**Figure 95**) :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_c} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile.

$\frac{A_s}{S}$: est répartie sur S

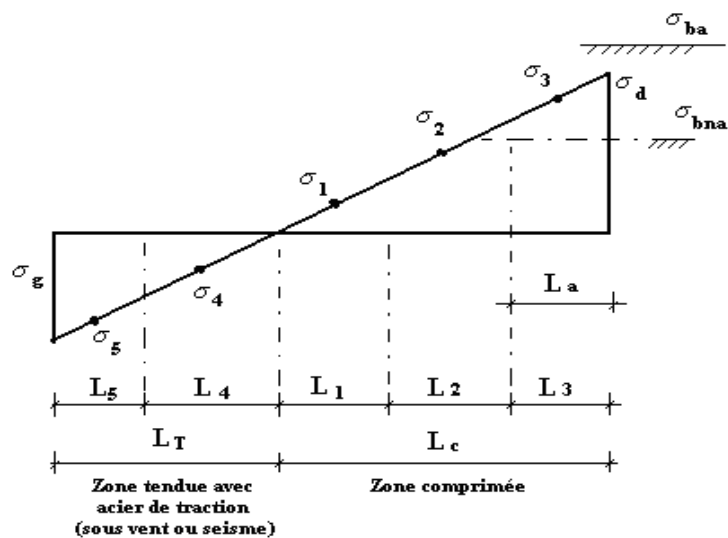


Figure V. 13 : Section rectangulaire partiellement comprimée.

Nous savons que les voiles d'une structure sont sollicitées en flexion composée. Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

❖ **Zone comprimée** : Si : $\sigma < 0 \rightarrow$ compression.

❖ **Zone tendue** : Si : $\sigma > 0 \rightarrow$ traction.

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- F_T : force de traction.
- e : épaisseur du voile.
- l_m : longueur de la section considérée (ici maille)

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s} \dots \dots \dots (2)$$

- Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).
- Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.
- Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.
- Le rapport (l_m / b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

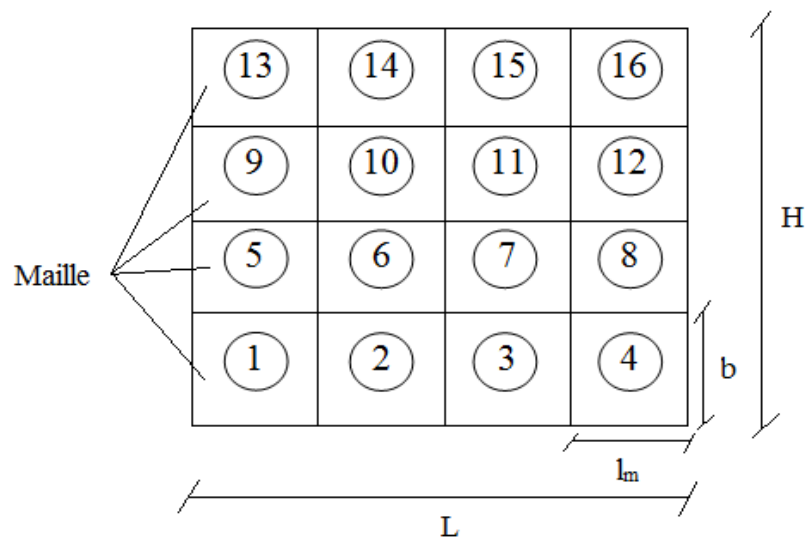


Figure V. 14: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

Avec :

- H : hauteur du voile
- L : longueur du voile

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

➤ **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v ; (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u \times b_0 \times S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} \times 1,25$$

- $\tau_u = S_{12}$: est donnée par [6]
- S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v
- $b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)
- $A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$

➤ **Aciers supplémentaires et dispositions constructives [10]**

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau V.49 : Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

❖ **Préconisation du règlement [2]**

➤ **Aciers verticaux**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

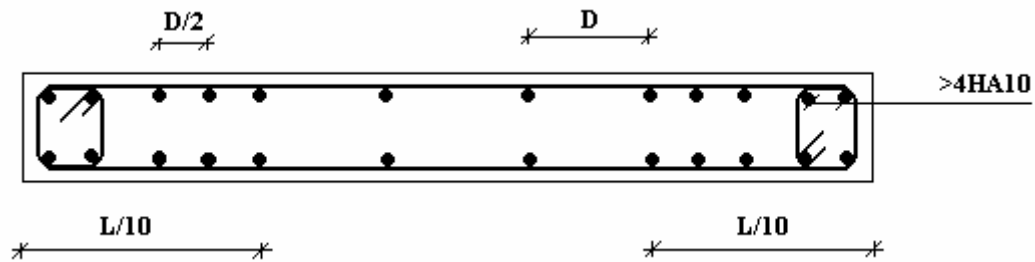


Figure V. 15: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ Aciers horizontaux

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux

$$\text{valeurs suivantes : } S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1 / 10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 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.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \bar{V} / f_c$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.1.4. Modèles étudiés

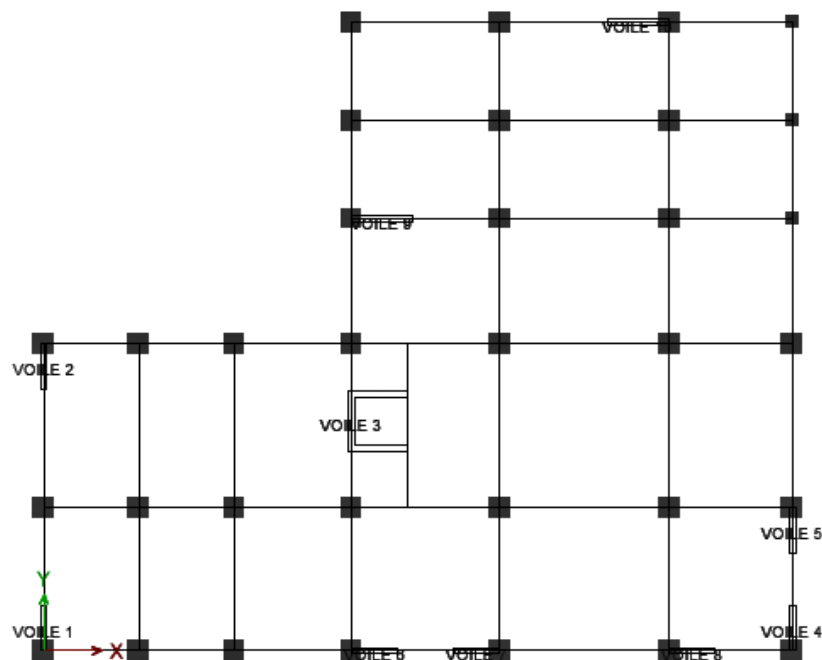


Figure V. 16: Disposition des voiles dans la structure.

• Exemple de calcul

Soit le voile V8 :

- $L = 1,50\text{m}$
- $a = 0,20\text{m}$ (épaisseurs)
- $h_e = 3,06\text{ m}$ (hauteur de RDC)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,50\text{m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,06m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,06 - 0,50 = 2,56\text{m}$ (0,50m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 49: Calcul de σ_{ba} pour (V8).

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement l_f	M	$0,8 \times 2,56 = 2,048$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 35,47$
Coefficient α	/	0,705
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec : $d = 1\text{ m}$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,705}{0,20 \times 1} \times \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,60\text{MPa}$

Remarque

- $\sigma_{ba} = 15,60\text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_r
- $B_{et} = (0,20) (1) = 0,20\text{m}^2$
- $A_s = 2 \times 10^{-4}\text{ m}^2$

- **Armatures de traction**

Démonstration pour le calcul de la longueur tendue L_t :

$$\Rightarrow \frac{L_t}{|L - L_t|} = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \rightarrow L_t \Leftrightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_t}{|\sigma_c - \sigma_t|}$$

Avec :

- L_t : longueur tendue.
- $L = 1,50\text{m}$ (longueurs de voile).
- σ_t : la contrainte tendue
- σ_c : la contrainte comprimée

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après
Correspondent à la combinaison de charge $0.8G \pm E$.

Tableau V. 50: Calcul des armatures verticales de (V8).

Maille	1	2	3
La longueur de maille L_i (m)	0,5	0,5	0,5
Dimensions (m²) ($a \cdot l$) = S_j	0,10	0,10	0,10
Contrainte moyenne par maille σ_j(MPa)	1,27	2,83	8,48
Force de traction : F_t(MN) = $\sigma_j S_j$	0,127	0,283	0,848
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	3,175	7,075	21,2
Aciers minimaux (cm²) : 1. Selon [2] : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon [1] : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1 2	1 2	1 2
Choix	2(3T20+T16)	2x2T16	2(3T20+T16)
$A_{V\text{adopté}}$ (cm²)	22,86	8,04	22,86
S_i : espacement (cm)	10	20	10

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{\text{cal}} ; \\ A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,6 \times (200) \times (500)}{400} \times 1,4 = 6,16 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage, pour renforcer la coordination entre les armatures des étages.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{(0,8f_c)0,8} ; \bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12} ; S_{t_{max}} = 33 \text{ cm.}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times (1,6) \times (200) \times (330)}{(0,8) \times (400) \times (0,8)} = 5,775 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (22,86) = 15,24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{h \min} = (0,15\%) \times a \times l = \frac{0,15}{100} \times (20) \times (50) = 1,5 \text{ cm}^2$$

On opte la valeur de Ah à partir cette condition : $A_h = \max (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min})$

$$\Rightarrow A_h = 15,24 \text{ cm}^2$$

On a choisi : $2 \times 5T14 = 15,40 \text{ cm}^2$

Avec :

$$S_t = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm} < S_{t \min} = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Voiles (V1, V2) : L = 1,5m, Lt = 0,60m**

Tableau V. 51: Calcul des aciers verticaux du voile (V1, V2).

Niveaux	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σj (MPa)	Ft (MN)	Av (cm ²)	Le choix	Avadopté (cm ²)	St (cm)
RDC - 6^{ème}	1	0,5	0,10	1,49	0,149	3,725	2(2T20+2T16)	20,6	10
	2	0,5	0,10	2,66	0,266	6,65	2T16	11,12	10
							2T14		20
							2T16		10
3	0,5	0,10	7,84	0,784	19,6	2(2T20+2T16)	20,6	10	
7^{ème} - 12^{ème}	1	0,5	0,10	0,42	0,042	1,05	2×4T12	9,04	10
	2	0,5	0,10	0,64	0,064	1,6	2T12	6,10	10
							2T10		20
							2T12		10
3	0,5	0,10	2,64	0,264	6,6	2×4T12	9.04	10	

- **Aciers horizontaux**

Tableau V. 52: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V1, V2)

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 6 ^{èr})	1,19	4,30	13,20	1,5	13,20	2×6T12	13,56	10
(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	0,64	2,31	6,03	1,5	6,03	2×4T10	6,28	15

- **Armature de joint de bétonnage (acier de couture)**

Tableau V. 53: Calcul des aciers de couture des voiles (V1, V2).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1, V2 $L_i = 0,50$	(RDC, 6 ^{èr})	1,19	4,58	2×5T10	10	7,86
	(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	0,64	2,46	2×4T10	15	6,28

- **Voiles (V3) : L = 1,80m, Lt = 0,60 m**

Tableau V. 54: Calcul des aciers verticaux du voile (V3).

Niveaux	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 6 ^{ème}	1	0,6	0,12	4,13	0,495	12,39	2(5T14)	15,38	10
	2	0,6	0,12	1,05	0,18	4,5	2(3T12)	6,78	20
	3	0,6	0,12	4,6	0,552	13,8	2(5T14)	15,38	10
7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,6	0,12	0,79	0,093	2,34	2(5T12)	11,3	10
	2	0,6	0,12	0,1	0,012	0,3	2(3T10)	4,72	20
	3	0,6	0,12	0,97	0,116	2,91	2(5T12)	11,3	10

- **Aciers horizontaux**

Tableau V. 55: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V3).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 6 ^{èr})	2,5	9,02	10,25	1,8	10,25	2×5T12	11,3	10
(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	1,63	5,88	7,53	1,8	7,53	2×5T10	7,86	10

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V. 56: Calcul des aciers de couture des voiles (V3).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1, V2 $L_i = 0,60$	(RDC, 6 ^{èr})	2,5	11,55	2×6T12	10	13,56
	(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	1,63	7,53	2×5T10	10	7,86

- Voiles (V4, V5) : L = 1,5m, Lt = 0.60m

Tableau V. 57: Calcul des aciers verticaux du voile (V4, V5).

Niveaux	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 6 ^{ème}	1	0,5	0,10	6,56	0,656	16,4	2(3T16+T20)	18,34	10
	2	0,5	0,10	0,75	0,075	1,87	2T16	11,12	10
							2T14		20
							2T16		10
3	0,5	0,10	3,80	0,38	9,5	2(3T16+T20)	18,34	10	
7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,5	0,10	3,28	0,328	8,2	2×4T12	9.04	10
	2	0,5	0,10	0,05	0,005	0,125	2T12	6,10	10
							2T10		20
							2T12		10
3	0,5	0,10	0,08	0,008	0,2	2×4T12	9.04	10	

- Aciers horizontaux

Tableau V. 58: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V4, V5).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 6 ^{èr})	2,01	7,25	12,22	1,5	12,22	2×6T12	13,56	10
(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	1,65	5,95	6,03	1,5	6,03	2×5T10	7,86	10

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V. 59: Calcul des aciers de couture des voiles (V4, V5).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1, V2 $L_i = 0,50$	(RDC, 6 ^{èr})	2,01	7,74	2×5T10	10	7,86
	(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	1,65	6,35	2×5T10	10	7,86

- Voiles (V6, V7) : L = 1,5m, Lt = 0,50m

Tableau V. 60: Calcul des aciers verticaux du voile (V6, V7).

Niveaux	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 6 ^{ème}	1	0,5	0,10	2,52	0,252	6,3	2(3T16+T20)	18,34	10
	2	0,5	0,10	1,29	0,129	3,23	2(2T16)	8,04	20
	3	0,5	0,10	7,11	0,711	17,77	2(3T16+T20)	18,34	10
7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,5	0,10	0,03	0,003	0,075	2×4T12	9,04	10
	2	0,5	0,10	0,09	0,009	0,225	2(2T12)	4,52	20
	3	0,5	0,10	2,87	0,287	7,18	2×4T12	9,04	10

- Aciers horizontaux

Tableau V. 61: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V6, V7).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 6 ^{èr})	1,83	6,61	12,23	1,5	12,23	2×6T12	13,56	10
(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	1,3	4,69	6,03	1,5	6,03	2×5T10	7,86	10

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V. 62: Calcul des aciers de couture des voiles (V6, V7).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1, V2 $L_i = 0,50$	(RDC, 6 ^{èr})	1,83	7,05	2×5T10	10	7,86
	(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	1,3	5	2×4T10	15	6,28

- Voiles (V9) : L = 2m, Lt = 0,80m

Tableau V. 63: Calcul des aciers verticaux du voile (V9).

Niveaux	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 6 ^{ème}	1	1	0,2	8,53	1,706	42,65	2(5T20+2T16)	43,46	10
							2T16		20
6 ^{ème}	2	1	0,2	3,54	0,708	17,7	2T16	43,46	20
							2(5T20+2T16)		10
7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	1	0,2	2,49	0,498	12,45	2(2T12+5T10)	13,95	10
							2T10		20
12 ^{ème}	2	1	0,2	0,15	0,03	0,75	2T10	13,95	20
							2(2T12+5T10)		10

- Aciers horizontaux

Tableau V. 64: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V9).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\text{min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 6 ^{èr})	1,47	5,31	26,97	3	26,97	2×12T12	27,14	10
(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	0,93	3,36	9,3	3	9,3	2×5T12	11,3	10

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V. 65: Calcul des aciers de couture des voiles (V9).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V1, V2 $L_i = 1$	(RDC, 6 ^{èr})	1,47	11,32	2×6T12	10	13,56
	(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	0,93	7,16	2×5T10	10	7,86

- Voiles (V10) : L = 2m, Lt = 0,80 m

Tableau V. 66: Calcul des aciers verticaux du voile (V10).

Niveaux	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 6 ^{ème}	1	1	0,2	2,83	0,566	14,15	2(6T20+T16)	45,72	10
							2T16		20
6 ^{ème}	2	1	0,2	9,05	1,81	45,25	2T16	45,72	20
							2(6T20+T16)		10
7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	1	0,2	0,11	0,022	0,55	2(2T12+5T10)	13,95	10
							2T10		20
12 ^{ème}	2	1	0,2	2,53	0,506	12,65	2T10	13,95	20
							2(2T12+5T10)		10

- **Aciers horizontaux**

Tableau V. 67: Calcul des aciers horizontaux des voiles (V10).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 6 ^{èr})	1,27	4,58	30,48	3	27,05	2×12T12	27,14	10
(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	0,82	2,96	9,3	3	9,3	2×5T12	11,3	10

- **Armature de joint de bétonnage (acier de couture)**

Tableau V. 68: Calcul des aciers de couture des voiles (V10).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1, V2 $L_i = 1$	(RDC, 6 ^{èr})	1,27	9,78	2×5T12	10	11,3
	(7 ^{ème} , 12 ^{ème})	0,82	6,31	2×5T10	10	7,86

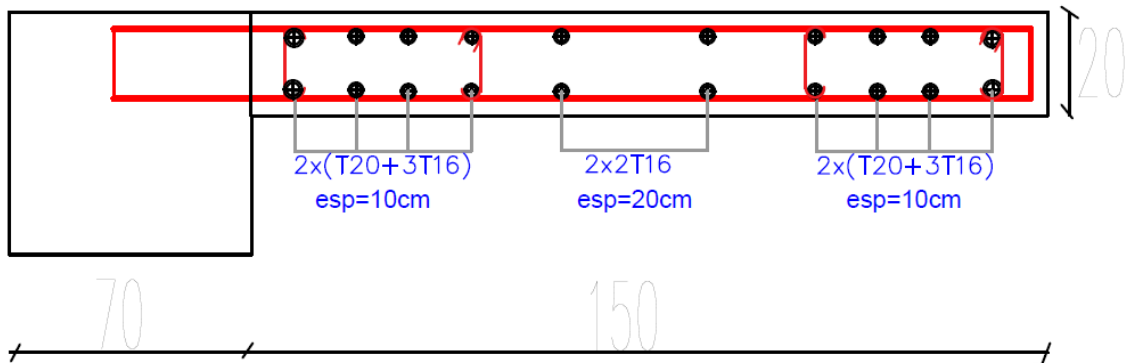


Figure V. 17: Schéma ferrailage des voiles (V6, V7) coupes horizontales.

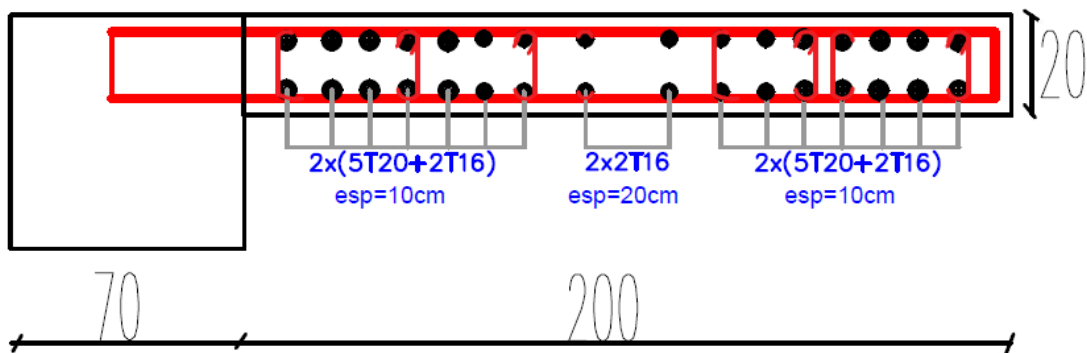


Figure V. 18: Schéma ferrailage des voiles (V9) coupes horizontales.

CHAPITRE VI : Etude de fondation

CHAPITRE VI : Etude de fondation

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.2. Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars, la profondeur est a 2m et le type de site (S_2). **(Selon le rapport de sol)**

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Semelle isolée sous poteaux

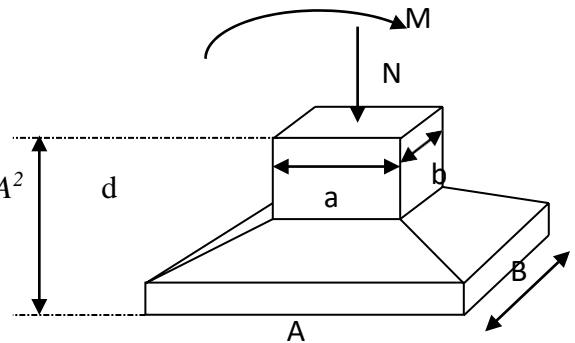


Figure VI. 1: Semelle isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 3319,82 \text{ KN}$$

$$D'où S \geq \frac{3319,82}{250} \Rightarrow S = 13,28 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{13,28} = 3,64 \text{ m} \Rightarrow B = 3,7 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1.5xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 4,8\text{m} < 1,5 \times 3,7 = 5,55\text{ m} \dots\dots$ non vérifié.

Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes :

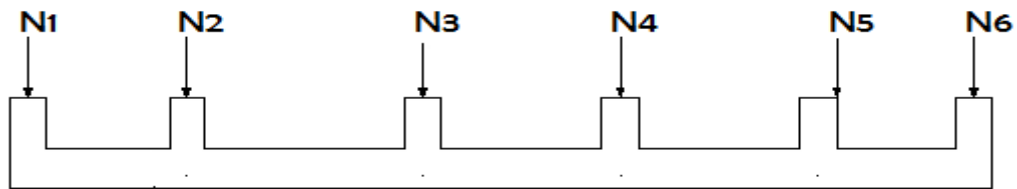


Figure VI. 2: Semelles filantes.

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B^{choisie}(m)</i>	<i>S_{smll}(m²)</i>
A-A	5794,25	14,3	1,62	1,7	24,31
B-B	6813,13	14,3	1,91	2	28,6
C-C	7773,82	14,3	2,17	2,2	31,46
D-D	16950,07	24,3	2,79	2,8	68,04
E-E	17423,67	24,3	2,87	2,9	70,47
F-F	17736,84	24,3	2,92	3	72,9

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{295,78}{418,47} = 56,9\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.3.3. Radier générale :

VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

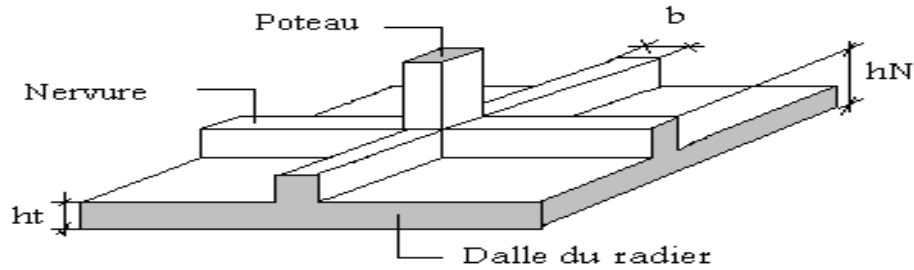


Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 81893,08 \\ \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} \end{cases}$

$$S_{nec} \geq 327,57 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = m^2 > 418,47 S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 466 \text{ m}^2$

VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 550 \rightarrow h_1 \geq 27,5$$

On prend : **h=30 cm.**

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 111925,75 \text{ KN}$

$L = 5,5\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 30,05\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30\text{cm}$$

- **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30\text{cm}$.

Pour des raisons constructives on adopte **h=50 cm**.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

Donc :

En prend $b = 75 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 5,5\text{m}$

$$\Rightarrow 36,67\text{cm} < h_{N1} < 55\text{cm}$$

On prend : **$h_{N1} = 50 \text{ cm}$** .

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N2} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=4554,64$ KN)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol (75x75).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N2} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Leftrightarrow \quad h_{N2} \geq 112,89 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{On opte : } h_{N2} = 120 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : ($\pi/2 L_e \geq L_{\text{entre axe}}$) Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000$ MPa).

b: Largeur de la semelle ($b=100$ cm).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 [\text{kg/cm}^3]$.

$$h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

$$h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4750}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 79,46 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{On prend : } h_{N3} = 80 \text{ cm}$$

➤ **Résumé :**

Nous optons pour les dimensions de notre radier suivantes :

- ✓ Epaisseur de la dalle du radier : $h_{\text{radier}} = 50\text{cm}$
- ✓ Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \text{ (sens(x-x))} \\ h_N = 120\text{cm} \text{ (sens(y-y))} \\ b = 75\text{cm} \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI. 2: caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
14,61	9,85	63657	121700

a. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

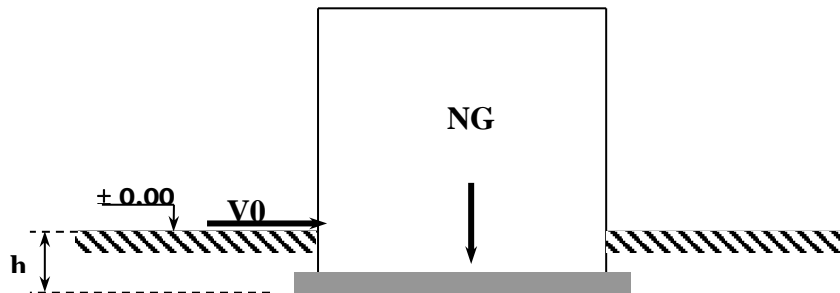


Figure VI. 4: La charge verticale et l'effort tranchant.

- N : Charge verticale permanente.
- $N = N_1 + N_2$

Avec :

- $N_1 = 72749,18 \text{ kN}$
- N_2 : Poids propre du radier.
- $N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 466 \times 0,50 = 5825 \text{ kN}$
- $N = 78574,18 \text{ kN.}$
- $M_r = \sum M_0 + V_0 h$ (Moment de renversement dû aux forces sismique).

– M_0 : Moment à la base de la structure d'après [6]

$$\begin{cases} M_{0x} = 6988,46 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 6948,71 \text{ kN.m} \end{cases}$$

– V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure d'après [6]

$$\begin{cases} V_{0x} = 4200,89 \text{ kN} \\ V_{0y} = 4337,81 \text{ kN} \end{cases}$$

– h : Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 5,65\text{m}$.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI. 3: Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N(kN)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	e_x (m)	e_y (m)	$L_x/4$	$L_y/4$	Remarque
78574,18	30723,49	31457,34	0,39	0,40	3,9	5,6	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à $B/4$, donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser(\text{super structure})} = 81893,08 \text{ kN}$

1. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \begin{cases} \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{81893,08}{466} = 175,74 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{ser} = 175,74 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifie que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

- **ELU :**
 - $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 111925,75 \text{ KN}$
 - M : le moment de renversement.
 - $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	247,24	233,13	243,71
Sens y-y	242,73	237,64	241,46
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

- **ELS :**
 - $N_{ser} = 81893,08 \text{ kN}$
 - M : le moment de renversement.
 - $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	182,79	168,68	179,26
Sens y-y	178,28	173,19	180,07
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Nous remarquons :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU :** $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 243,71 \text{ kN/m}^2$
- **ELS :** $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 180,07 \text{ kN/m}^2$

VI.3.3.5. Ferrailage du radier

a. Ferrailage de la table du radier

1. Détermination des efforts

- Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$, La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.} \end{array} \right.$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive

- **Moment en travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{array} \right.$$

- **Moment sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).} \end{array} \right.$$

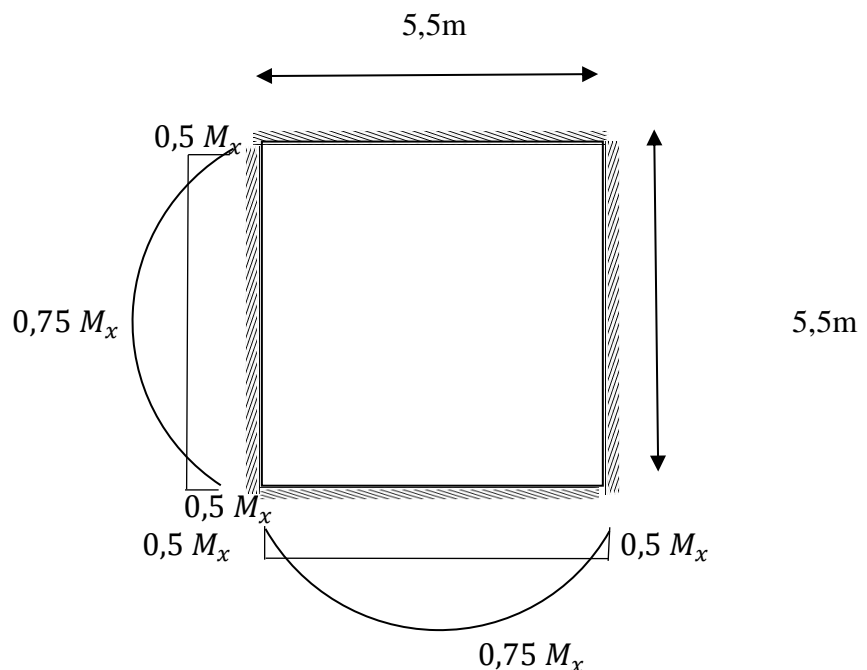


Figure VI. 5: Panneau le plus sollicité.

➤ **Panneau intermédiaire**

– **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

– **Moment sur appuis**

$$\Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

• Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

– Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

– Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier

• **ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 243,71 \text{ kN/m}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 180,07 \text{ kN/m}$$

3. Calcul des Moment

3.1. en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0,2$)

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x / L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,5	5,5	1	0,0441	1	243,71	325,12	243,84	325,12	243,84	162,56

3.2. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,5	5,5	1	0,0441	1	180,07	240,22	180,16	240,22	180,16	120,11

3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau VI. 8: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	243,84	0,085	0,111	43	16,30	10T16	20,11	10
	y-y								
Appui	x-x	162,56	0,057	0,073	43,69	10,69	10T12	11,31	10
	y-y								

❖ Espacement

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \text{Min}(2h;25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(100\text{cm};25\text{cm}) = 25\text{cm, Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_x. \\ S_{ty} \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm, Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_y. \end{array} \right.$$

❖ En travée

• Sens x-x

$$S_{ty} = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 25\text{cm}$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

• Sens y-y

$$S_{ty} = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$.

❖ Aux Appuis

$$S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=10\text{ cm}$.

4. Vérifications nécessaires

• Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes du radier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	180,16	20,11	13,73	381233,30	6,49	15	221,63	201,63	Non vérifiée
	y-y									
Appuis	x-x	120,11	16,08	10,78	240419,11	5,38	15	256,47	201,63	Non vérifiée
	y-y									

Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté la section des aciers

Tableau VI. 10: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	243,84	0,085	0,111	43	16,30	8T20	25,13	15
	y-y								
Appui	x-x	162,56	0,057	0,073	43,69	10,69	8T16	16,08	15

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	180,16	25,13	15,03	451753,1777	5,99	15	179,27	201,63	vérifiée
	y-y									
Appuis	x-x	120,11	16,08	12,52	319871,1959	4,70	15	182,95	201,63	vérifiée

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées

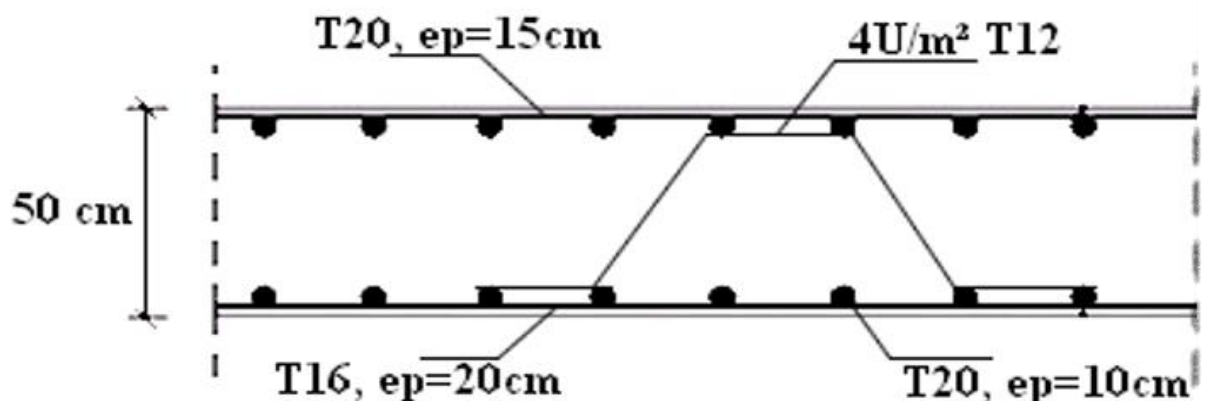


Figure VI. 6: Ferrailage de la dalle du radier.

c. Ferrailage des nervures

1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8} = 921,53$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{array} \right.$$

2. Calcul des armatures longitudinal

Les données : $b = 75\text{cm}$; $h = 120\text{cm}$; $d = 108\text{cm}$;

- Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)

$L = 5,5\text{m}$; $P = 243,71 \text{ kN/m}$;

Tableau VI. 12: Ferrailage des nervures.

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	783,29	0,06	0,08	104,47	21,54	10T20	31,40	15
Appuis	460,76	0,03	0,04	105,95	12,47	5T16+5T14	17,74	15

d. Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,78\text{m}^2 < 17,74\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 13: Vérification des contraintes des nervures.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat ^o
Travée	x-x	578,76	31,40	31,08	3537315,176	5,08	15	188,77	201,63	Vérifiée
	y-y									
Appuis	x-x	340,45	17,74	23,91	2144864,217	3,80	15	200,52	201,63	Vérifiée
	y-y									

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{243,71 \times 5,5}{2} = 670,20 \text{ kN} \\ \tau_u = \frac{670,20 \times 10^3}{750 \times 1080} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage transversal**

- **Selon le règlement [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ty}K}{0,8f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa} \end{array} \right.$$

- **Selon le règlement [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$

Donnée : $f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 1,39 \text{ Mpa}$; $f_{28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 75\text{cm}$; $d = 108\text{cm}$. On trouve :

– $S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$ / $S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$.

Tableau VI.14 : Ferraillage transversal et l'espacement.

	St(cm)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Zone nodale	15	2,70	4T10	3,14
Zone courante	20	3,05	4T10	3,14

➤ Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau, $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,20 = 3,6\text{cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : **4T12 = 4,52 cm²**

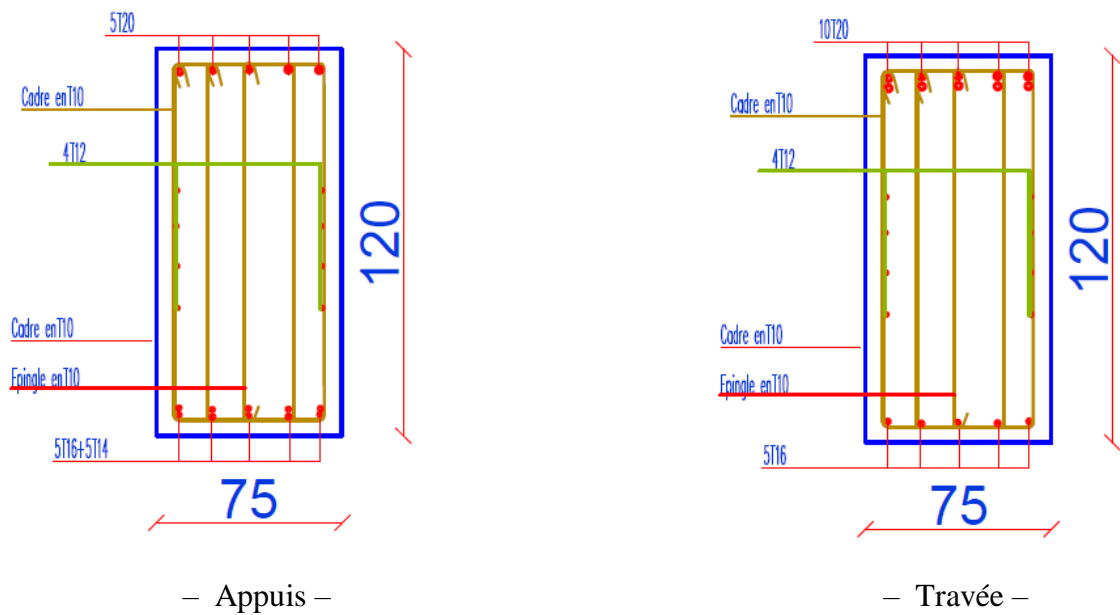


Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures.

6. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,50\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

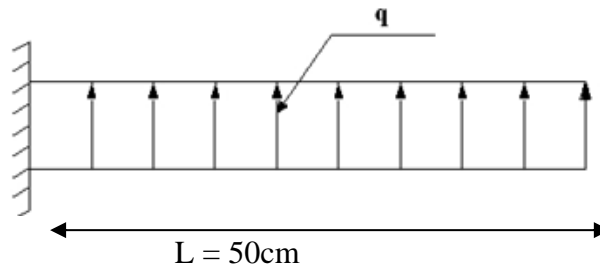


Figure VI. 8: Schéma statique des débords.

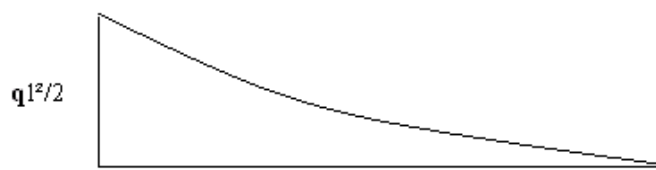


Figure VI. 9: Diagramme des Moments.

➤ Calcul de ferrailage

Les données : $q_u = 243,17 \text{ KN/ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 30,4 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 14: Ferrailage de débordements.

M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
30,4	0,018	0,023	44,59	1,96	2,72	3T12	3,39	20

➤ Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,84\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1,70\text{cm}^2$$

On prend : $3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$, $S_t = 20\text{cm}$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 180,07 \text{ kN/ml} \\ M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 22,51 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 15: Vérifications des contraintes du débord.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
22,51	3,39	7,93	79850,84282	2,23	15	156,76	201.63	OK

VI.4. Etude du voile périphérique

VI.4.1. Pré-dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique [2], il faut que :

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15$ cm

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B=20 cm (Section du voile).

VI.4.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_z = 3,06$ m ; $L_y = 5,5$ m.

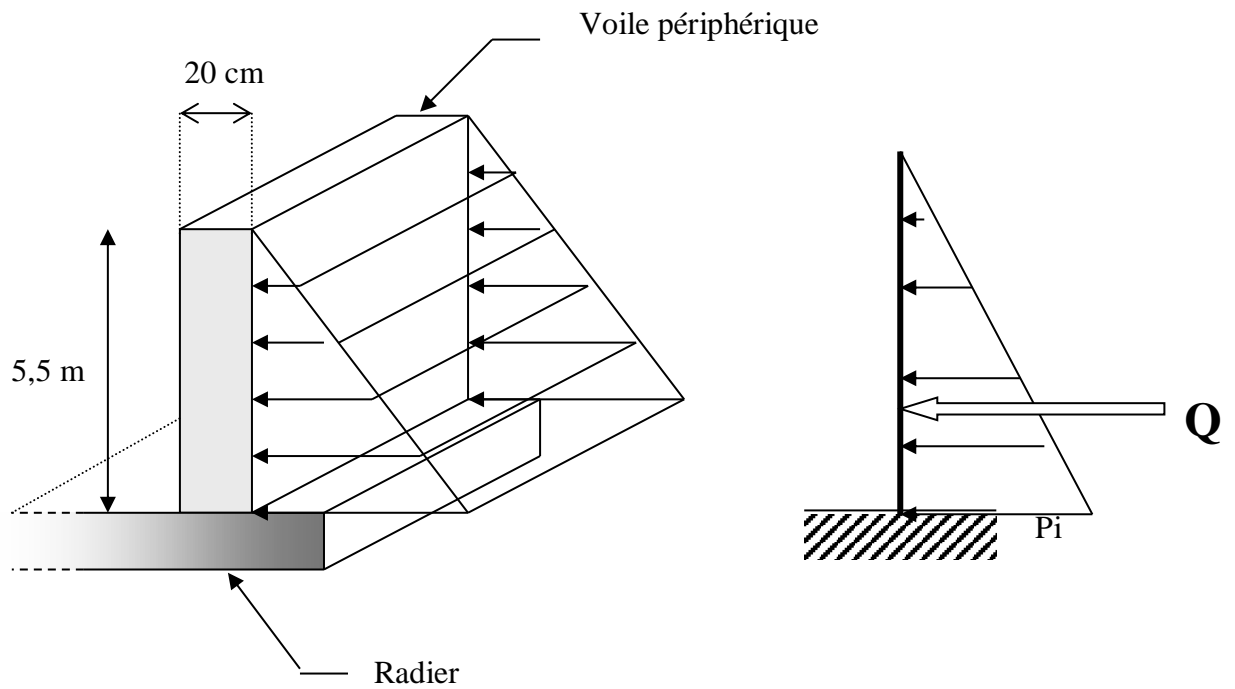


Figure VI. 10: Schéma statique.

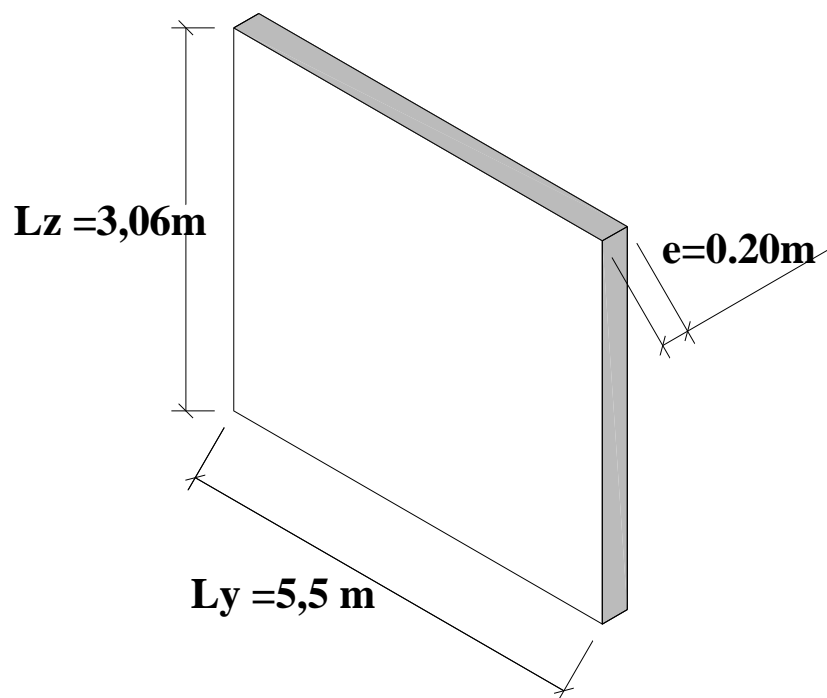


Figure VI. 11: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable) [2].

La charge de poussées des terres est donnée par : $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H$

Avec :

- P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]$.
- γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma_d=20,00\text{kN/m}^3$).
- H = Hauteur du voile ($H=4,08\text{m}$).
- ϕ : Angle de frottement interne du remblai = 28°
- $\phi = 28^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,195$

En remplaçant dans l'équation (46), on aura :

Donc : $P_i = K_0 \times \gamma_d \times H = 11,93 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 \times P_i = 16,11 \text{ kN/ml}$

VI.4.3. Effort dans la Dalle

$\frac{L_z}{L_y} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_z = 0,0880 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_z = \mu_z P_u L_z^2 = 13,27 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_z = 3,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée**

- $M_{tz} = 0,85M_x = 11,28 \text{ kN.m}$
- $M_{ty} = 0,85M_y = 2,82 \text{ kN.m}$

- **Moment sur appuis**

- $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_z = 6,64\text{kN.m}$

VI.5. Calcul du Ferrailage

Les données : $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 16: Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	$A_s^?$ (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	z-z	11,28	0,025	0	0,032	17,77	1,89	7T10	5,50	15
	y-y	2,82	0,0061	0	0,0076	17,95	0,45	4T10	3,14	25
Appuis	z-z, y-y	6,64	0,0144	0	0,018	17,87	1,07	5T10	3,93	20

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2 < 3,14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- **Condition exigée** : le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes [2].

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VL5.1. Vérifications

a. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 23,33 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = 16,43 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_z; T_y) = 23,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,33 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,219 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

b. Vérification à l'ELS

➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \mu_z = 0,0880 ; \mu_y = 0,2500$$

$$P_{\text{ser}} = 11,39 \text{ kN/ml}$$

$$M_z = \mu_x P_{\text{ser}} L_z^2 = 9,39 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 2,85 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

– $M_{tz} = 0,85M_z = 7,98 \text{ kNm}$

– $M_{ty} = 0,85M_y = 4,42 \text{ kNm}$

- **Moment sur appuis**

– $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_x = 4,69 \text{ kNm}$

c. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VI. 17: Vérification des contraintes du voile périphériques.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	z-z	7,98	5,50	4,69	18054,09	2,07	15	88,27	201,6	vérifié
	z-z	4,42	3,14	3,67	11319,62	1,43	15	83,91	201,6	vérifié
Appuis	z-z	4,69	3,93	4,05	13686,14	1,39	15	71,68	201,6	vérifié
	y-y									

d. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_z} \geq \frac{M_t}{20M_z} \\ \frac{h}{L_z} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,065 > 0,0424 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,065 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 4,43 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

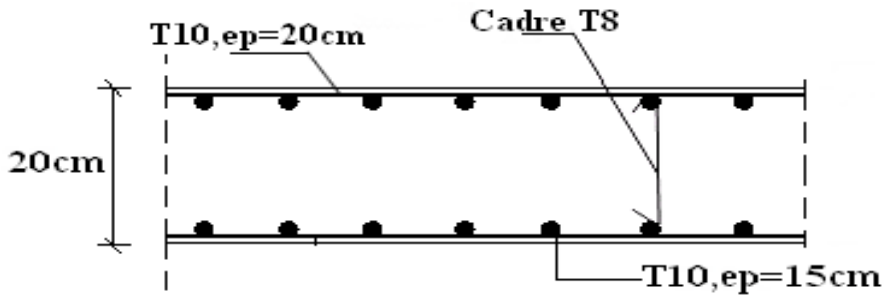


Figure VI. 12: Ferrailage du voile périphérique sens z-z.

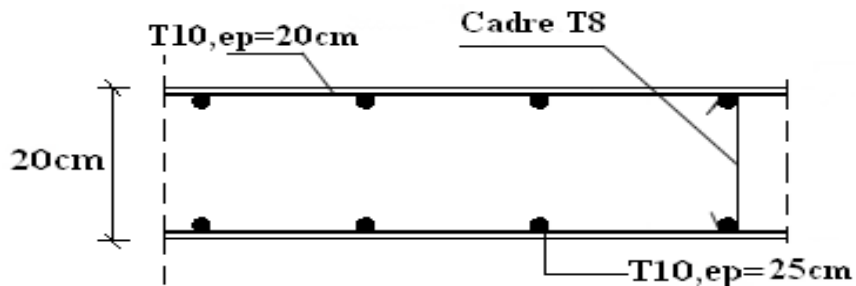


Figure VI. 13: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

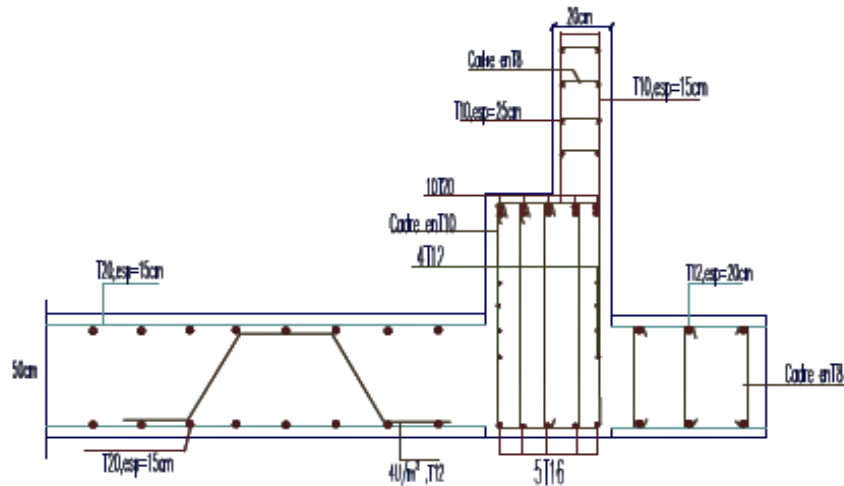


Figure VI. 14: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.

VI.6. Conclusion

Nous avons obtenu une fondation superficielle radier nervuré car le site de la structure est meuble et la contrainte admissible égale 2,5bar. On a dimensionné et ferrillé ce radier, la nervure et le voile périphérique. Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ L'épaisseur du radier $e = 50$ cm.
- ✓ La hauteur de nervure $h_{NA} = 120$ cm.
- ✓ La largeur de nervure $b = 75$ cm
- ✓ Débord de 50cm.
- ✓ Voile périphérique fixe à une épaisseur de 20cm.

Le choix des sections aciers est le suivant :

- ✓ Radier :
 - Travée : les deux sens 8T20, ep = 10cm.
 - Appuis : les deux sens : 8T16, ep = 15cm.
- ✓ Nervure :
 - Travée : 10T20, ep = 15cm.
 - Appuis : 5T16+5T14, ep = 15cm.
- ✓ Débord :
 - Appuis et travée : 3T12, ep = 20cm.
- ✓ Voile périphérique :
 - Travée : sens z-z : 7T10, ep = 15cm.
sens y-y : 4T10, ep = 25cm.
 - Appuis : les deux sens : 5T10, ep = 10cm.

Conclusion générale

Nous avons étudié une structure en R+12+2 Sous-Sol implantée en zone III. L'étude de ce projet nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation. Nous avons appris à nous documenter d'avantage, d'utiliser les documents techniques, d'appliquer les règlements en vigueur et d'assimiler des méthodes de calcul des structures.

Nous avons constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir : **Résistance, Durabilité et Economie.**

Les principales conclusions à tirer de notre travail sont :

- ✓ Nous avons pré-dimensionné les éléments résistants de notre ouvrage, tels que : poteaux, poutres et voiles.
- ✓ Nous avons calculé et ferrailleur les éléments secondaires tels que : balcon, poutrelles, acrotère, escaliers et dalles.
- ✓ Etude dynamique nous a permis de déterminer les efforts développés dans notre ouvrage sous l'effet des séismes. Nous avons rencontré des difficultés pour la disposition des voiles et cela est dû à la forme irrégulière de notre structure.
- ✓ Le ferrailleur des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (**ETABS**) pour visualiser la nature et l'intensité des forces a été très utile dans notre cas.
- ✓ Le choix du facteur de comportement $R=5$ est un choix adéquat.
- ✓ Nous avons terminé notre étude par le calcul des fondations qui dans notre cas est un radier général.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

« Un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé »

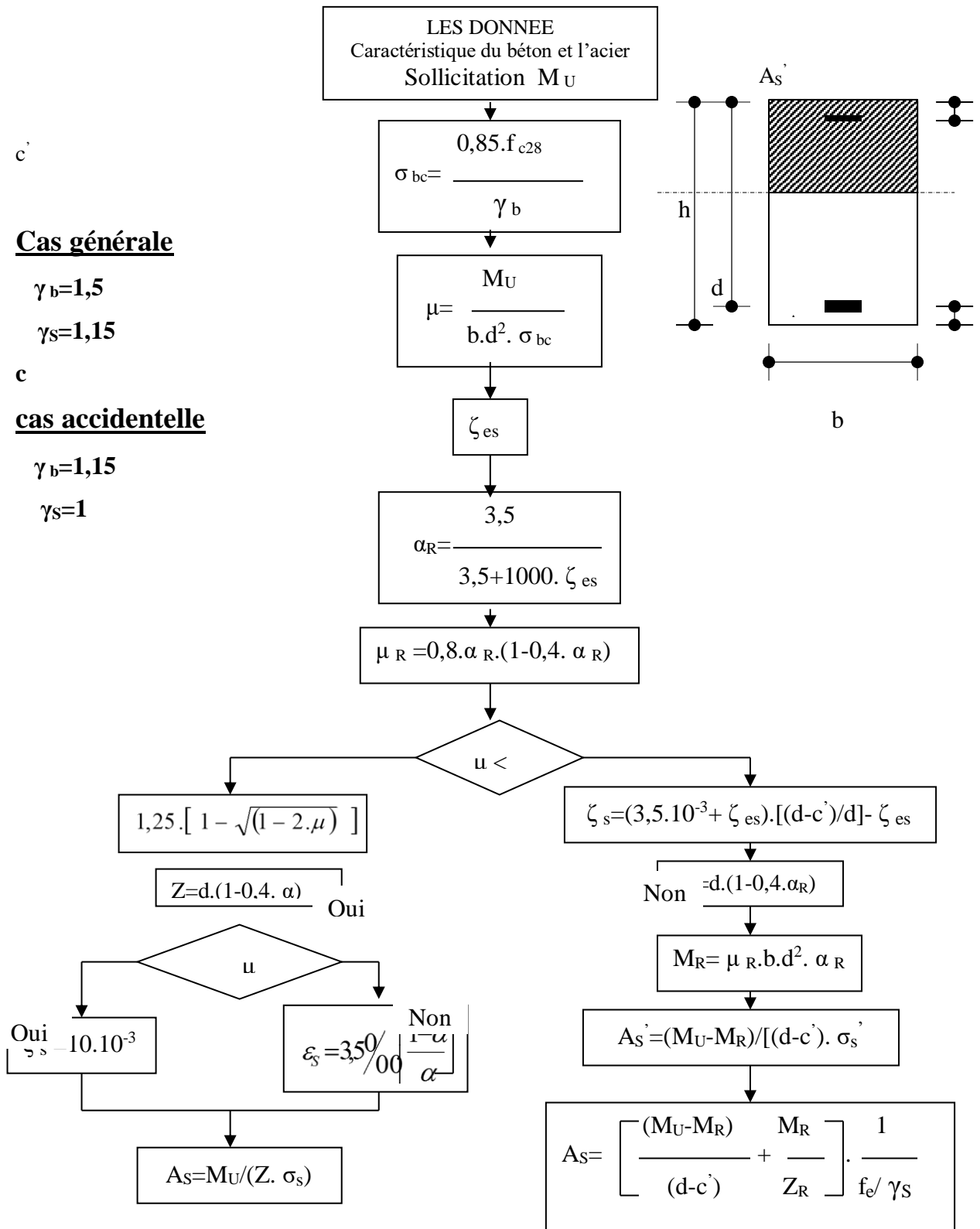
Références bibliographiques.

1. **BAEL 91 modifié 99**..... [1]
2. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48) [2]
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**..... [3]
4. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.....[4]
5. Formulaire du béton armé Volume 1 : Calculs, Victor DAVIDOVICI.....[5]
6. ETABS16 (version 16.2.1)[6]
7. Dimensionnement des voiles en BA, R. Taleb et B.Eldjouzi.9. ACI 318 19.....[7]
8. Conception et calcul des structures de bâtiment, par Henry Thonier, tome 3 , presses de l'école Nationale des ponts et chaussées, 1999.....[8]
9. DTR B-C 2.42 Règle de conception et de calcul des parois et Murs en béton
Banche.....[9]
10. Ali BOUAFIA Calcul des ouvrages géotechniques, 2000.....[10]
11. SAP2000.....[11]

Annexes

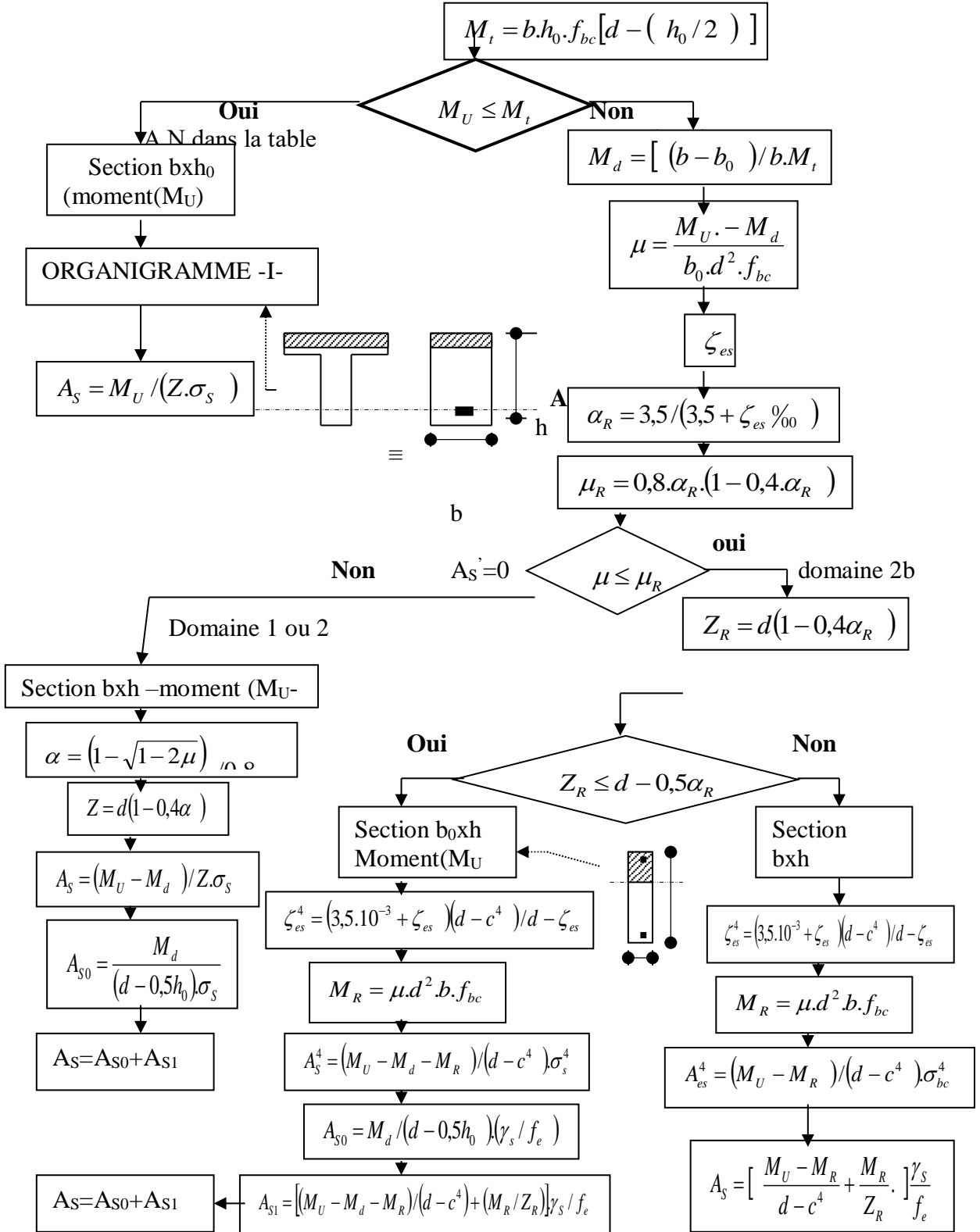
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE



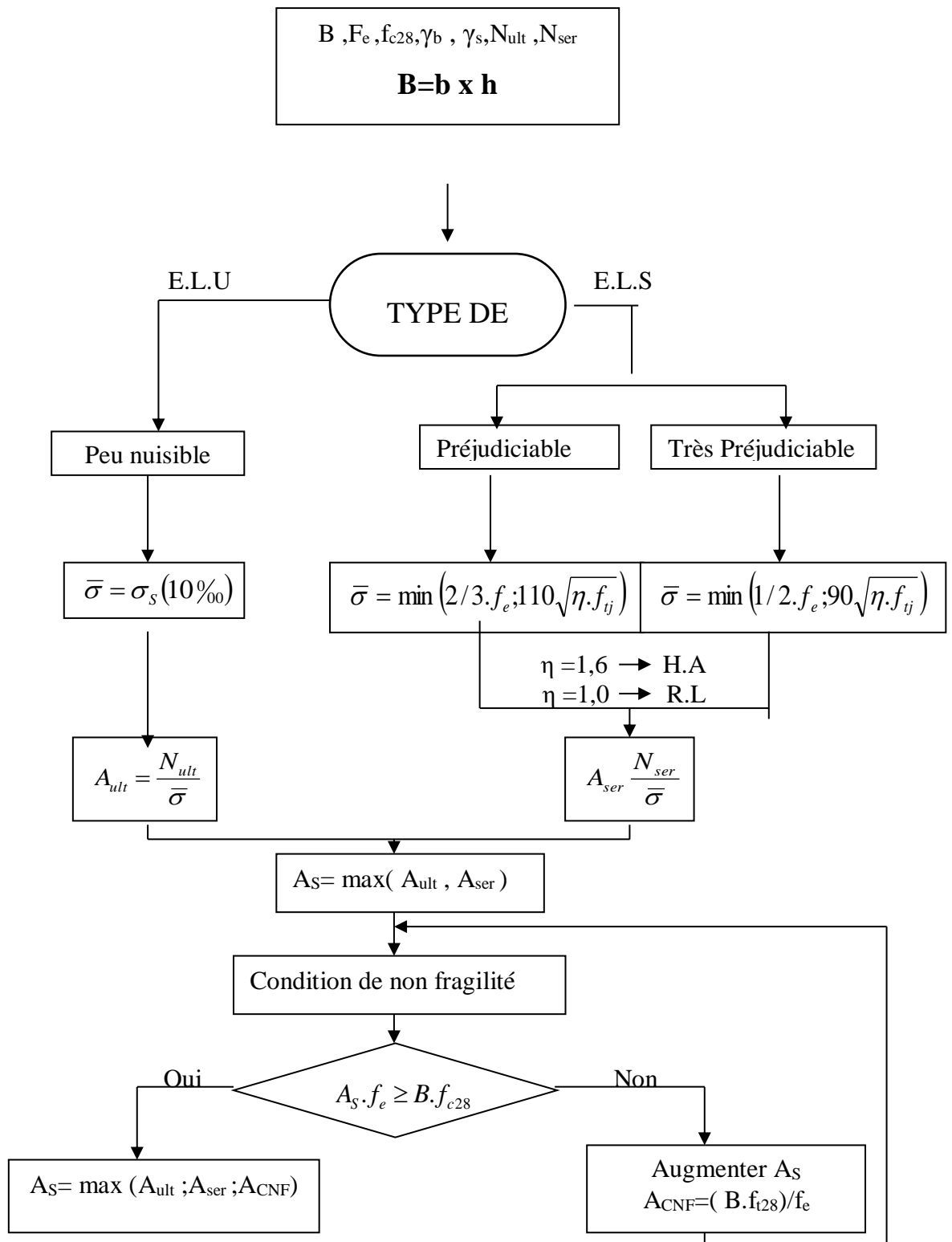
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE



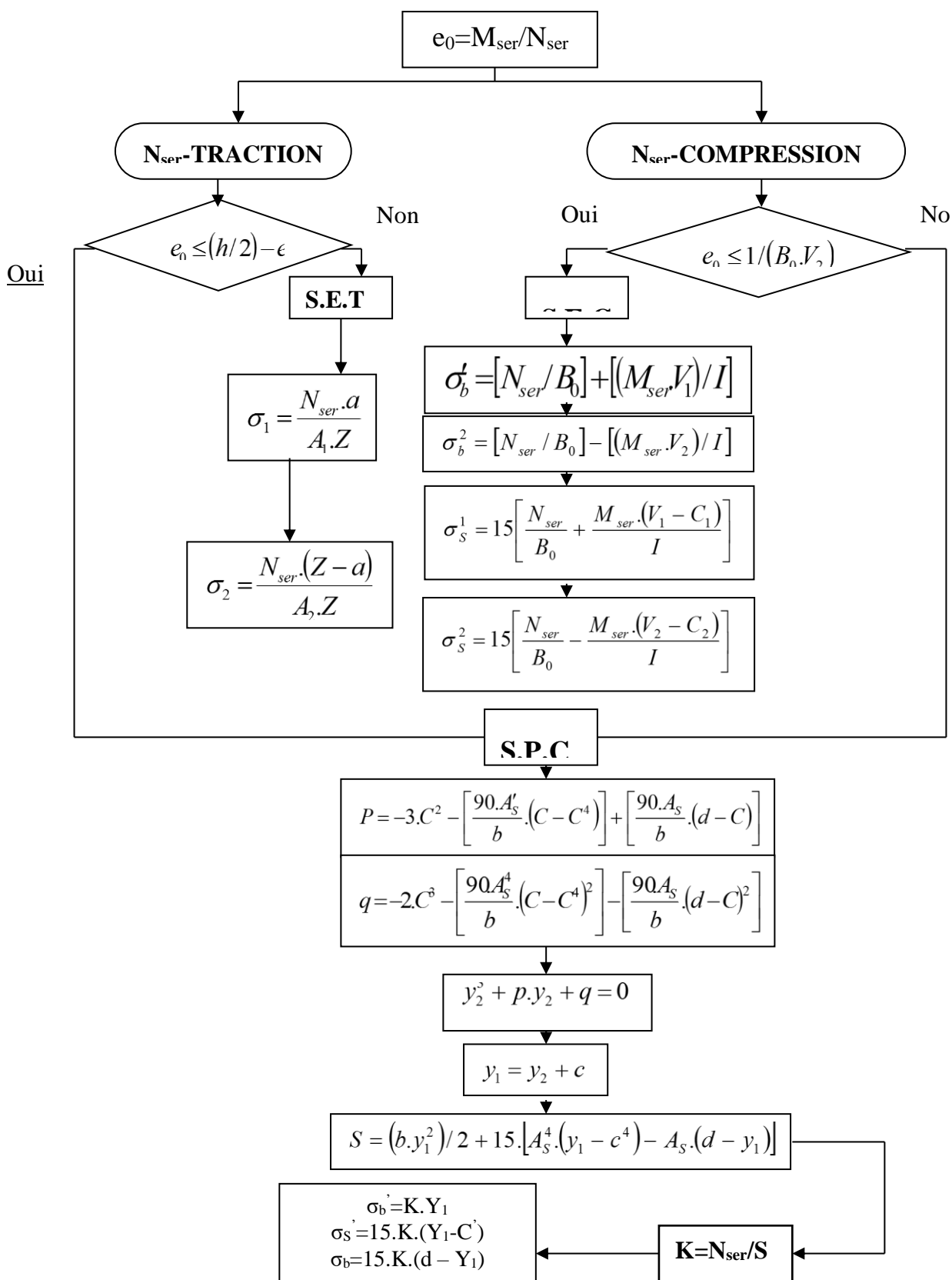
ORGANIGRAMME -III-

TRACTION SIMPLE



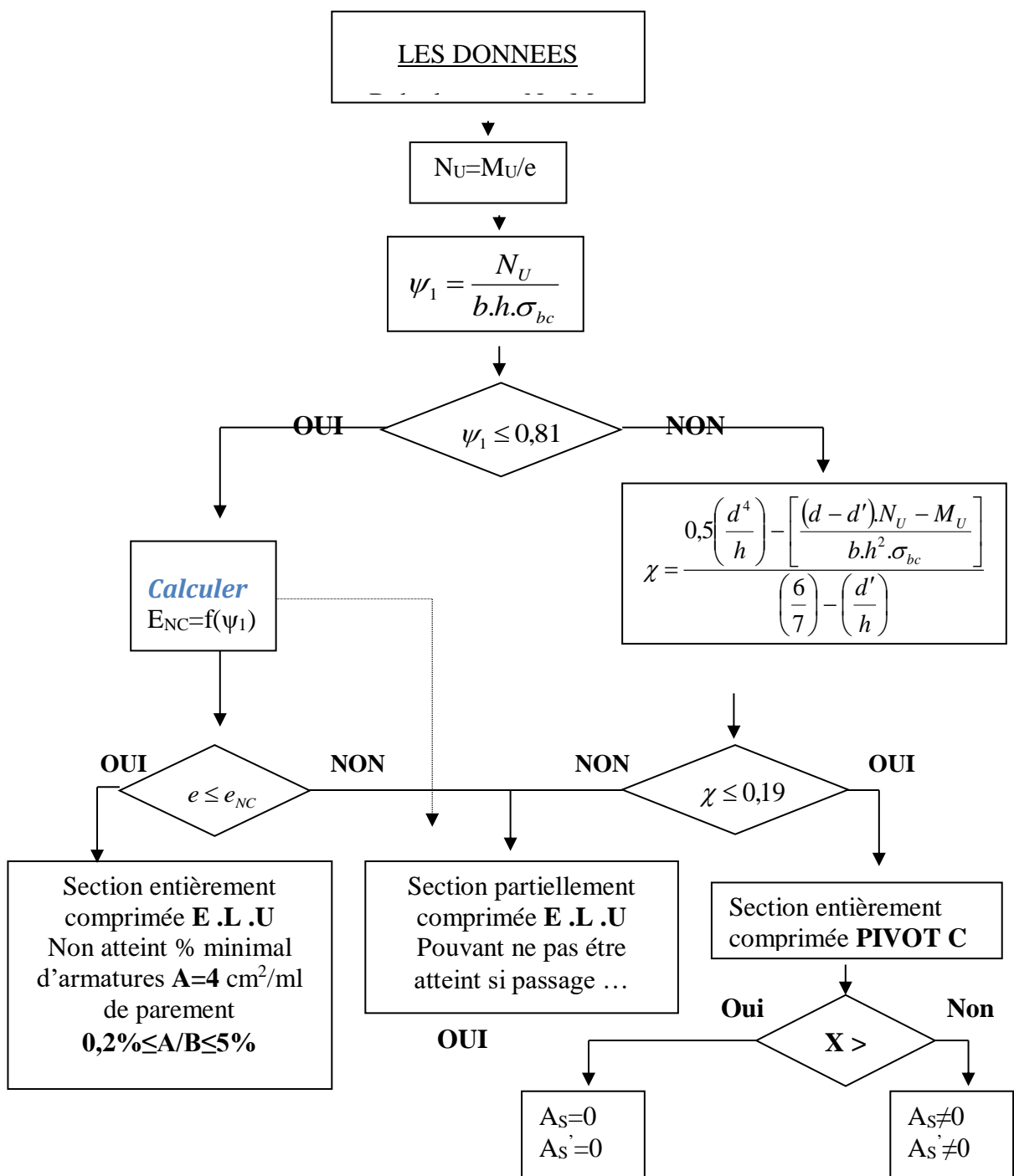
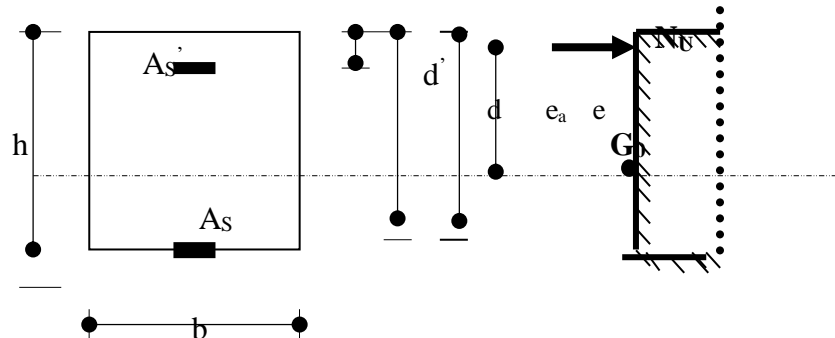
ORGANIGRAMME-IV-

FLEXION COMPOSEE A -ELS-

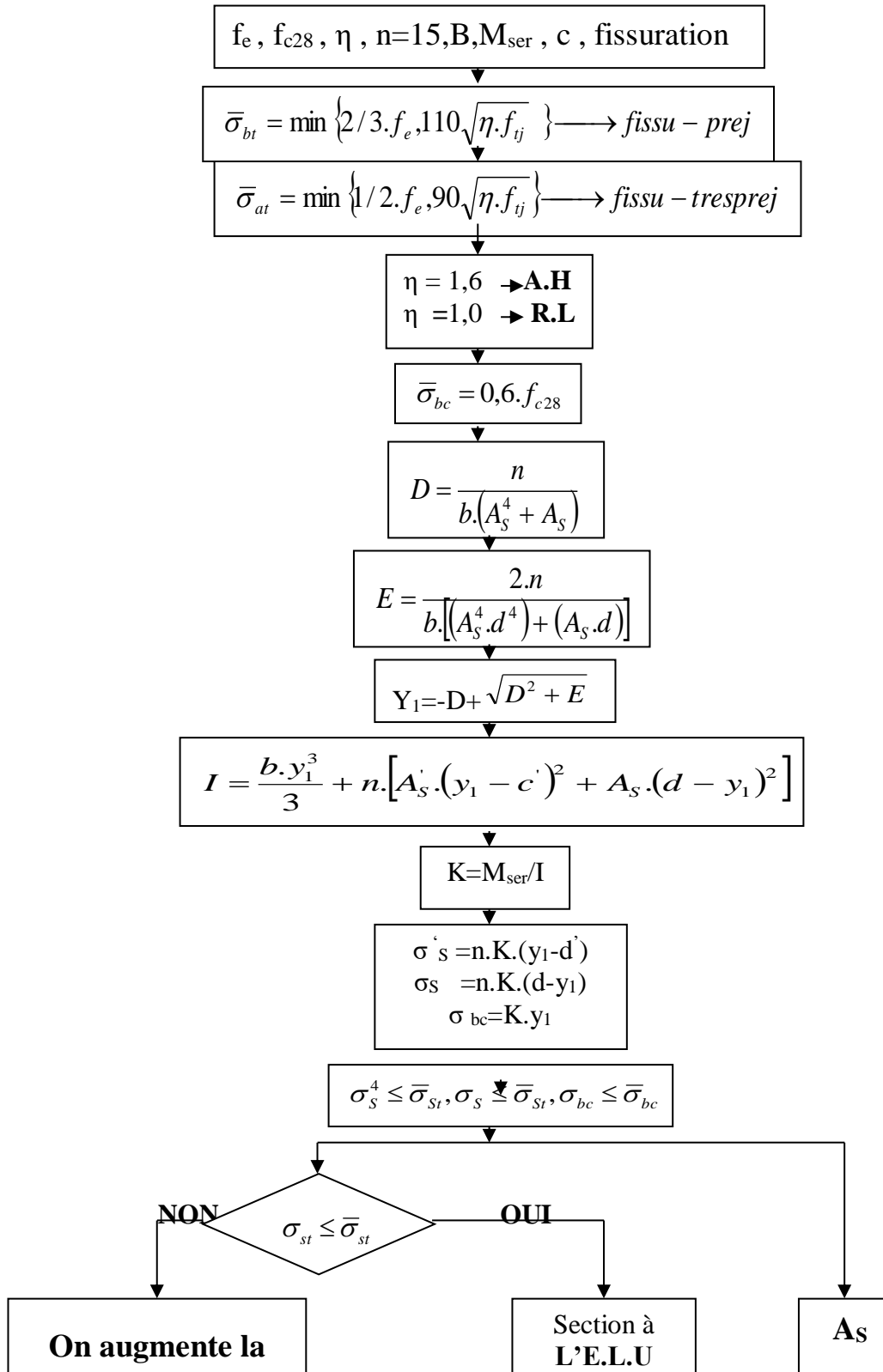


ORGANIGRAMME -V-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE



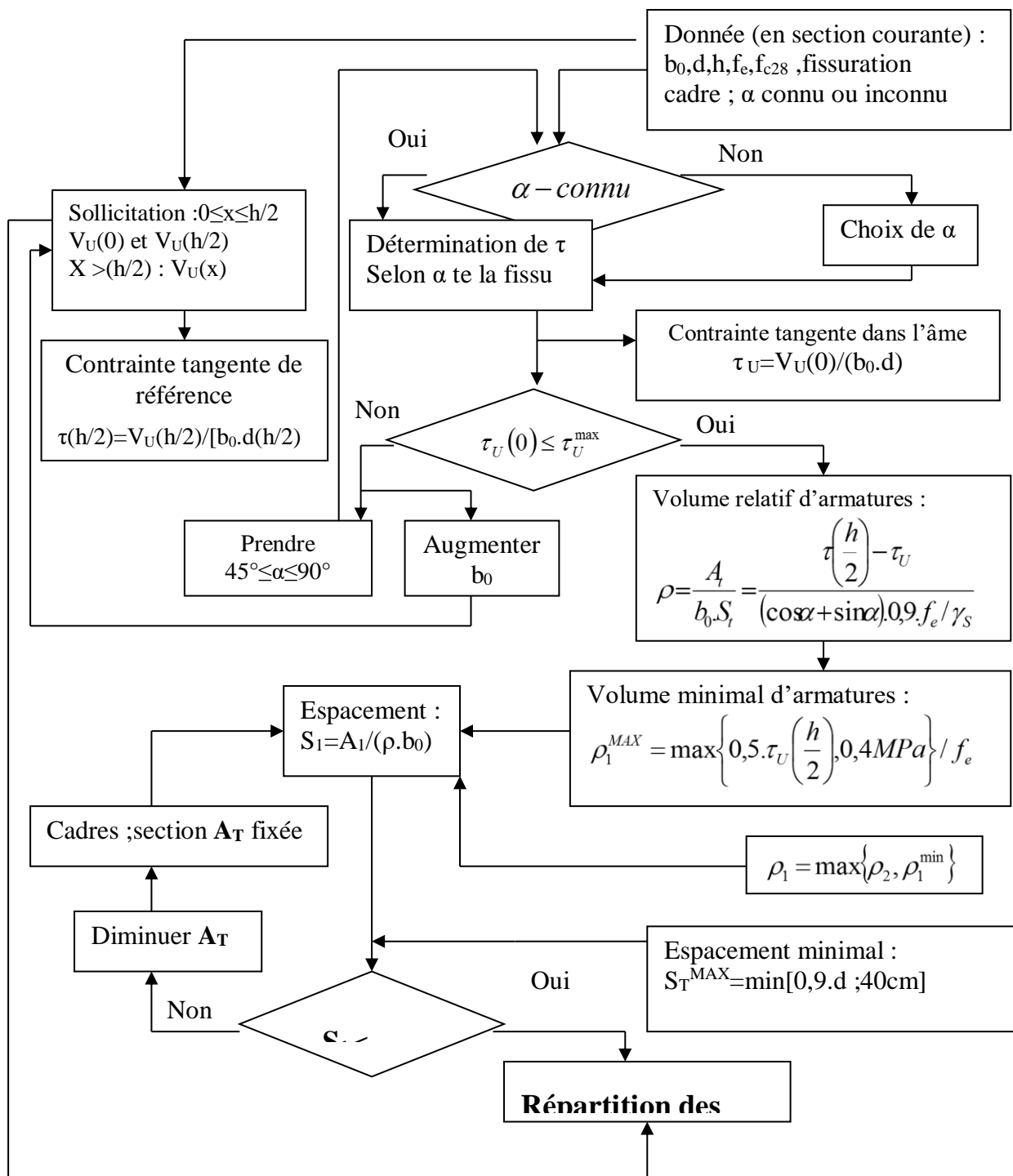
ORGANIGRAMME -VI-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE

A L'EFFORT TRANCHANT



Dalle rectangulaire uniformément chargées articulées sur leur contour .

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2 0	0.2 8	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.3 9	0.5 7	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.5 9	0.8 5	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.7 9	1.1 3	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.9 8	1.4 1	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.1 8	1.7 0	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.3 7	1.9 8	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.5 7	2.2 6	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.5 3
9	1.7 7	2.5 4	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.1 0
10	1.9 6	2.8 3	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.6 6
11	2.1 6	3.1 1	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.2 3
12	2.3 6	3.3 9	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8 0
13	2.5 5	3.6 8	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.5 5	163.3 6
14	2.7 5	3.9 6	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.5 9	175.9 3
15	2.9 5	4.2 4	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.6 4	188.5 0
16	3.1 4	4.5 2	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.6 8	201.0 6
17	3.3 4	4.8 1	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.7 2	213.6 3
18	3.5 3	5.0 9	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.7 6	226.2 0

~~N~~

19	3.7 3	5.3 7	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.8 1	238.7 6
20	3.9 3	5.6 5	10.05	15.71	22.62	03.79	40.21	62.83	98.17	160.8 5	251.3 3

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

Tableau des armatures

H- CONCLUSION :

Les principaux résultats que nous indiquerons dans cette conclusion, relative à ce 2^{ème} rapport complémentaire de l'étude de sol de du projet "Réalisation du siège la B.A.D.R. Banque à Gouraya, w. de Tipaza ", sont les suivants :

1. Contrainte admissible pour la partie remblai, située du côté Nord du site :

La valeur de la contrainte admissible du sol, calculée sur la base des résultats des deux types d'essais in-situ : "le Pénétromètre Dynamique Lourde" et "l'essai pressiométrique", à adopter pour la partie remblai, située du côté Nord du site, est :

$q_{adm} = 2,50$ bars pour un ancrage $D=2,00m$, compté à partir du niveau du terrain terrassé

2. Contrainte admissible pour la partie rocheuse, située du côté Sud du site :

La valeur de la contrainte admissible du sol, à adopter pour la partie rocheuse, située du côté Sud du site, est :

$q_{adm} = 2,50$ bars pour à partir de la surface du sol terrassé.

3. Recommandation relative à l'adoption d'une capacité portante et d'un ancrage uniques :

Dans le but d'adopter la même capacité portante du sol pour un même ancrage, pour toute l'assiette du site, nous recommandons ce qui suit

- Creuser encore, à partir du niveau actuel terrassé, deux mètres
- Faire un rattrapage en gros béton ou en béton cyclopéen, entre $z=-2,00$ m et $z=0,00$ (côte du terrain terrassé)

Ce qui donnerait, pour toute l'assiette, une contrainte admissible $q_{adm}=2,50$ bars relative à des fondations de l'ouvrage posées sur la surface du sol terrassé.

4. Lithologie du sol :

Sur le plan lithologique, le sol du site étudié est composé d'une couche de remblai de nature argilo sableux et graveleux, suivie d'une couche de marne schisteuse compacte beiges à jaunâtres.

5. Eau souterraine :

Lors de réalisation des essais in-situ de l'étude de sol complémentaire, nous avons remarqué une présence d'eau en quantité importante, situé aux fonds des fouilles réalisée auparavant par le Maître de l'ouvrage; ceci indique l'existence d'une source d'eau, de débit important notamment en période hivernale. Il est

important de noter que cette présence d'eau, ne gêne en aucun cas la réalisation de l'ouvrage projeté. Néanmoins, il faudra prendre deux précautions :

- Rabattre son niveau par pompage pour qu'elle ne gêne pas l'exécution.
- Concevoir un système de drainage efficace, pour évacuer le maximum de cette eau en dehors du lieu de l'infrastructure de l'ouvrage.

6. Classification du site :

Le sol du site étudié est classé comme un : **Site ferme de classe S2**

7. Tassement du sol :

La valeur du tassement du sol, calculée sur la base des résultats d'essai pressiométrique, est négligeable.

8. Gonflement du sol :

On ne parle de gonflement du sol que si on est en présence d'une lithologie particulière, telle que des argiles gonflantes ; ce qui n'est pas le cas pour le site étudié, où la lithologie du sol est en majeure partie de type rocheuse.

Fait à Sidi Ghiles le 03/03/2020

Le directeur du laboratoire :

المدير
ب. ترزويطو
A

