



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة البليدة 1

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Matériaux

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+12+S/SOL EN BETON ARME

Présenté Par :

- BENAMAROUCHE Choib

- ZIDOUR Abdelghafar

Devant les membres de jury :

.....	U. Saad Dahleb-Blida	President
.....	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Dr : AZZAZ RAHMANI. A	U. Saad Dahleb-Blida	Encadrant

Blida, Novembre 2022

Remerciements

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à **ALLAH** le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. Nos remerciements s'adressent tout d'abord aux personnes avec lesquelles on a travaillé et qui m'ont fait part de leurs connaissances et de leur savoir-faire :*

*C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre promoteur **M. azzaz Rahmani** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et orienté la réalisation de ce travail par leur compétence scientifique et leur précieux conseils qui l'ont fait progresser. Le président de jury et les honorables membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce manuscrit.*

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي + اثني عشر طابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها ضمن المنطقة الزلزالية القوة (III) مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- * القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- * قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج «ETABS» وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage habitation (RDC+12 étages) qui sera implanté à ALGER région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ETABS ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (Underground+ground+12 stories), with habitation use and that will be implanted in ALGIERS, and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

The resistances of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ETABS ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Sommaire

Remerciements	
ملخص	
Résumé	
Abstract	
Sommaire	
List des Tableaux	
List des Figures	
Notation	
Introduction générale	1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Description de l'ouvrage	3
I.2.1. Dimension en élévation	3
I.2.2. Dimension en plan	3
I.2.3. Système de contreventement	5
I.3. Description de la structure	6
I.3.1. Planchers	6
I.3.2. Maçonnerie	6
I.3.3. Revêtement	6
I.3.4. Le plafond	6
I.3.5. L'acrotère	6
I.3.6. L'infrastructure	7
I.3.7. Les escaliers	7
I.3.8. Les balcons	7
I.3.9. Taux de travail du sol	7
I.4. Caractéristique des matériaux	7
I.4.1. Béton	7
I.4.2. Les armatures	10
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux	
II.1. Introduction	13
II.2. Prédimensionnement des planchers	13

II.2.1. Plancher en corps creux	13
II.2.2. Dalle pleine	14
II.3. Evaluation des charges et surcharges	16
II.3.1. Plancher Terrasse	16
II.3.1.1. Charges permanentes	16
II.3.2. Plancher courant (corps creux).....	17
II.3.2.1. Charges permanentes	17
II.3.3. Maçonnerie.....	18
II.4. Prédimensionnement	19
II.4.1. Les portiques	19
II.4.1.1. Détermination des sur charges d'exploitation.....	27
II.4.1.2. L'effort normal à l'état limite ultime	29
II.4.2. Les voiles	31
II.4.2.1. Prédimensionnement des voiles	31

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère.....	34
III.1.1. Définition	34
III.1.2. Charges et surcharges	34
III.1.3. Détermination des efforts.....	36
III.1.4. Calcul du ferrailage.....	36
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant.....	41
III.2. L'escalier	43
III.2.1. Dimensionnement	43
III.2.1.1. Le palier	45
III.2.1.2. La pailasse :.....	45
III.2.2. Détermination des efforts.....	46
III.2.3. Calcul du ferrailage.....	48
III.4. Calcul des poutrelles	50
III.4.1. Introduction.....	50
III.4.2. Dimensionnement des poutrelles	51
III.4.4. Ferrailage de la table de compression.....	65

CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction	68
--------------------------	----

IV.2. Etude dynamique	68
IV.2.1. Introduction	68
IV.2.2. Modélisation mathématique	68
IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres	69
IV.3. Modélisation de la structure	70
IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2	71
IV.3.2. Modélisation de rigidité.....	71
IV.3.3. L'analyse	71
IV.3.4. Modélisation de la masse.....	72
IV.3.5. Conception du contreventement vertical	72
IV.4. Etude sismique.....	72
IV.4.1. Stratégie du calcul sismique	72
IV.4.2. Choix de la méthode calcul	74
IV.4.3. Analyse spectrale.....	74
IV.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale	74
IV.4.3.2. Spectre de réponse	75
IV.5. Résultats de l'analyse sismique	79
IV.6. Conclusion	93

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction.....	93
V.2. Ferrailage des poteaux	93
V.2.1. Introduction.....	93
V.2.2. Combinaison d'action	94
V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003	94
V.2.4. Ferrailage des poteaux	95
V.2.5. Choix des armatures.....	97
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	97
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant	100
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux	101
V.2.9 Longueur de recouvrement	103
V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux.....	104
V.3. Ferrailage des poutres	106
V.3.1. Introduction.....	106

V.3.2. Calcul de ferrailage	107
V.3.3. Choix des armatures.....	108
V.3.4. Condition de non fragilité	108
V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS.....	109
V.3.6. Calcul des armatures transversales	110
V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales	110
V.3.8. Arrêt des barres	111
V.3.9. Vérification de la flèche.....	111
V.3.10. Schéma de ferrailage des poutres.....	115
V.4. Ferrailage des voiles	116
V.4.1. Généralités	116
V.4.2. Justification sous sollicitations normales	116
V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) par la méthode des contraintes.....	118
V.4.4. Armatures de traction.....	119
V.4.5. Aciers horizontaux	120
V.4.6. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes.....	121
V.4.6.1. Armatures verticales de traction	123
V.4.6.3. Aciers horizontaux	126

CHAPITRE VI : Fondation

VI.1. Introduction	129
VI.2. Choix de type de fondation.....	129
VI.3. Calcul des fondations.....	129
VI.3.1. Semelle isolée	130
VI.3.2. Semelles filantes	131
VI.3.3. Radier générale	132
VI.3.3.1. Introduction	132
VI.3.3.2. Surface nécessaire.....	133
VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure	133
VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier.....	136
VI.3.3.2. Ferrailage du radier.....	140
VI.4. Etude du voile périphérique.....	151
VI.4.1. Introduction	151

VI.4.1. Pré dimensionnement	151
VI.4.2. Évaluation des Charges	151
Conclusion générale.....	156
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

List des Tableaux

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	16
Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).....	17
Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	17
Tableau II. 4: Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).....	18
Tableau II. 5: Charges permanentes du mur double cloison.....	19
Tableau II. 6: Charges permanentes du mur simple cloison.....	19
Tableau II. 7: Calcul de l'effort N	25
Tableau II. 8: Détermination des charges permanentes	27
Tableau II. 9: Détermination des surcharges d'exploitation	29
Tableau II. 10: Calcul de N_{ultime} et N_u	30
Tableau III. 1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS	36
Tableau III. 2: Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier.....	45
Tableau III. 3: Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier	45
Tableau III. 4: Combinaison des charges de l'escalier.....	46
Tableau III. 5: Récapitulation des résultats.	47
Tableau III. 6: Les résultats de la flexion simple.....	48
Tableau III. 7: Vérification de l'espacement.	48
Tableau III. 8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)	58
Tableau III. 9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)	58
Tableau III. 10: Vérification à l'E.L.S En travée.	62
Tableau III. 11: Vérification à l'E.L. S aux appuis.....	62
Tableau III. 12: Récapitulation des résultats de la flèche.	65
Tableau IV. 1: Valeurs de Pénalités.....	76
Tableau IV. 2: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.	80
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle initial.....	81
Tableau IV. 4: Participation massique du modèle final.....	83
Tableau IV. 5: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).	85

Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).	86
Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	88
Tableau IV. 8: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).	89
Tableau IV. 9: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).	90
Tableau IV. 10: Poids cumulée de chaque étage.	90
Tableau IV. 11: Vérification des pourcentages des efforts tranchants repris par les portiques.....	92
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	93
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})	95
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\min})	95
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{corr} , M^{\max})	96
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	96
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{\max}).....	96
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	97
Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux.....	97
Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{corr} , N^{\max})	98
Tableau V. 10: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\min} , M^{corr})	98
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr} , M^{\max}).....	99
Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	101
Tableau V. 13: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	102
Tableau V. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	103
Tableau V. 15: Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.....	104
Tableau V. 16: Schéma de ferrailage des poteaux zone courante	105
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses 30x40	107
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses 30x40	107
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35	107
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35	108
Tableau V. 21: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40	108
Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35	108
Tableau V. 23: Vérification de la condition de non fragilité	108
Tableau V. 24: Vérification des poutres (30x40) à l'ELS	109
Tableau V. 25: Vérification des poutres (30x35) à l'ELS	109

Tableau V. 26: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	110
Tableau V. 27: Calcul des armatures transversales.	110
Tableau V. 28: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	112
Tableau V. 29: Ferrailage des poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).	113
Tableau V. 30: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).	113
Tableau V. 31: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).	113
Tableau V. 32: Vérification de la condition de non fragilité 30x40(pour les bouts de voile).	113
Tableau V. 33: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).	113
Tableau V. 34: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).	114
Tableau V. 35: Calcul des armatures transversales 30x40(pour les bouts de voile).....	114
Tableau V. 36: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(pour les bouts de voile).	114
Tableau V. 37: Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.....	115
Tableau V. 38: Schéma de ferrailage des poutres porteuses avec bout de voile.	116
Tableau V. 39: Valeurs de (l_f/l)	117
Tableau V. 40: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	118
Tableau V. 41: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	119
Tableau V. 42: Calcul des armatures verticales de l'exemple	120
Tableau V. 43: Calcul des armatures du voile (V3-V4)	123
Tableau V. 44: Calcul des armatures du voile (V5-V6-V7-V8).....	124
Tableau V. 45: Calcul des armatures du voile (V9-V10)	124
Tableau V. 46: Calcul des armatures du voile (V1-V2)	125
Tableau V. 47: Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	126
Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.....	132
Tableau VI. 2: Choix la hauteur de nervure.	136
Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques du radier.....	136
Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU.	139
Tableau VI. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS.	140
Tableau VI. 6: Ferrailage des panneaux du radier	143
Tableau VI. 7: Vérification des contraintes (radier).	144

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (y-y).....	145
Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures sens (x-x).....	145
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes (Nervure).	146
Tableau VI. 11: Ferrailage du débord.....	149
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes du débord.....	150
Tableau VI. 13: Ferrailage du Voile Périphérique.....	153
Tableau VI. 14: Vérification des contraintes à l'ELS.....	155

List des Figures

Figure I. 1: Plan du RDC	4
Figure I. 2: Plan du 4 et 6me étage	4
Figure I. 3: Façade	5
Figure I. 4: Diagramme de contraintes.	9
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation d'acier.	10
Figure II. 1: Plancher a corps creux	14
Figure II. 2: Dimensions du corps creux.....	14
Figure II. 3: Composants d'un plancher terrasse.	16
Figure II. 4: Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse.	18
Figure II. 5: Mur double cloison.....	18
Figure II. 6: Mur simple cloison.	19
Figure II. 7: Schéma de la poutre.....	20
Figure II. 8: Section réduite du poteau.	24
Figure II. 9: Représentation du poteau le plus sollicité.	25
Figure II. 10: Surfaces de plancher supportée par le poteau le plus sollicité.....	26
Figure II. 11: Coupes des voiles en plan.....	32
Figure III. 1: L'acrotère.	34
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.....	35
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à ELU	36
Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère	42
Figure III. 5: Coupe d'un escalier.....	43
Figure III. 6: Coupe d'un escalier.	43
Figure III. 7: Modélisation de la volée.	44
Figure III. 8: Diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU	46
Figure III. 9: Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U.....	46
Figure III. 10: Diagramme de moment fléchissant d'escalier à L'ELS	47
Figure III. 11: Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S.....	47
Figure III. 12: Dimensionnement de la poutrelle.....	51
Figure III. 13: Poutrelle avant coulage.	51

Figure III. 14: Ferrailage des poutrelles	65
Figure III. 15: Schéma de la Table de compression.	66
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	77
Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle initial.	80
Figure IV. 3: Vue en plan du modèle initial.	80
Figure IV. 4: Vue en 3D du modèle 1.....	82
Figure IV. 5: Vue en plan du modèle 1.....	82
Figure V. 1: Arrêt des barres.	111
Figure V. 2: Définition de l'élément mur	117
Figure V. 3: Plan de repérage des voiles	121
Figure VI. 1: Semelles isolées sous poteaux.....	130
Figure VI. 2: Semelles filantes	131
Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	133
Figure VI. 4: Schéma statique du bâtiment.....	137
Figure VI. 5: Contraintes sous le radier	139
Figure VI. 6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité..	143
Figure VI. 7: Ferrailage de la Dalle du Radier.	144
Figure VI. 8: Ferrailage des nervures du sens porteur.....	147
Figure VI. 9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.....	148
Figure VI. 10: Schéma statique du débord et Diagramme des Moments.	148
Figure VI. 11: Ferrailage du Débord	150
Figure VI. 12: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	152
Figure VI. 13: Ferrailage du Voile Périphérique.....	155

Notation

❖ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
 A_{\max} , A_{\min} : Section d'acier maximale et minimale
A : Section d'un cours d'armatures transversales.
 A_{ver} : Section d'armatures verticales.
 A_{h} : Section d'armatures horizontales.
 A_{c} : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
 A_{D} : Section d'armatures diagonales.
B : Aire du béton.
 B_{r} : Section réduite du béton d'un poteau.
 B_{t} : Section de la partie tendue.
 L_{t} : Largeur de la section tendue.
 M_{t} : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
 E_{v} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
 E_{i} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
 E_{s} : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
 I_{e} : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
 M_{t} : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
 M_{a} : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
 M_{u} : Moment fléchissant à l'E.L.U.
 M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
 N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
TU : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
 b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

❖ **Minuscules grecques :**

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de structures diverses. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F et le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres.

Dans notre étude, on s'intéresse à la modélisation par **AUTODESK ETABS**, c'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales, permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+12 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferrillages).



CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

Il s'agit d'un bâtiment en RDC+12 étages à usage d'habitation qui sera implanté à ALGER, qui est une zone de forte sismicité (zone III), selon le règlement parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93" [2]
- Le DTR.B.2.2 [3]
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" [1]

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par des escaliers et ascenseurs,

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal.

I.2. Description de l'ouvrage

I.2.1. Dimension en élévation

- Hauteur du RDC : +4.08m
- 1er Etage +4.08m
- Hauteur de l'étage courant : +3.06m
- Hauteur total du bâtiment : 41.82m avec ascenseur

I.2.2. Dimension en plan

- La longueur du bâtiment à la base :.....33.83m
- La largeur :.....14.90m

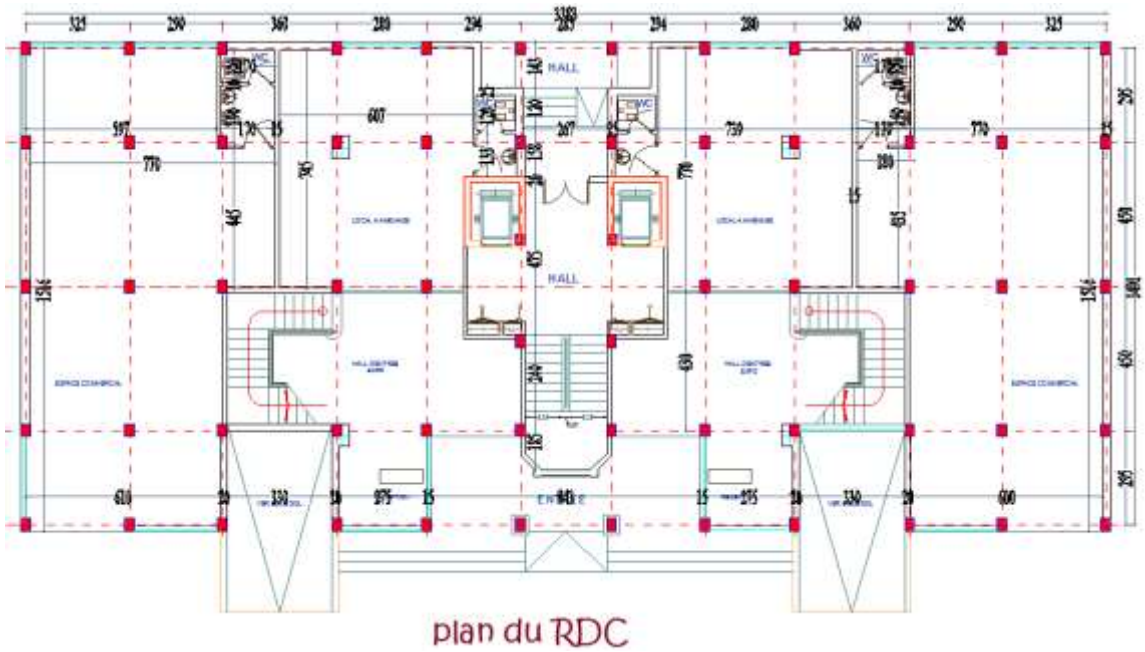


Figure I. 1: Plan du RDC

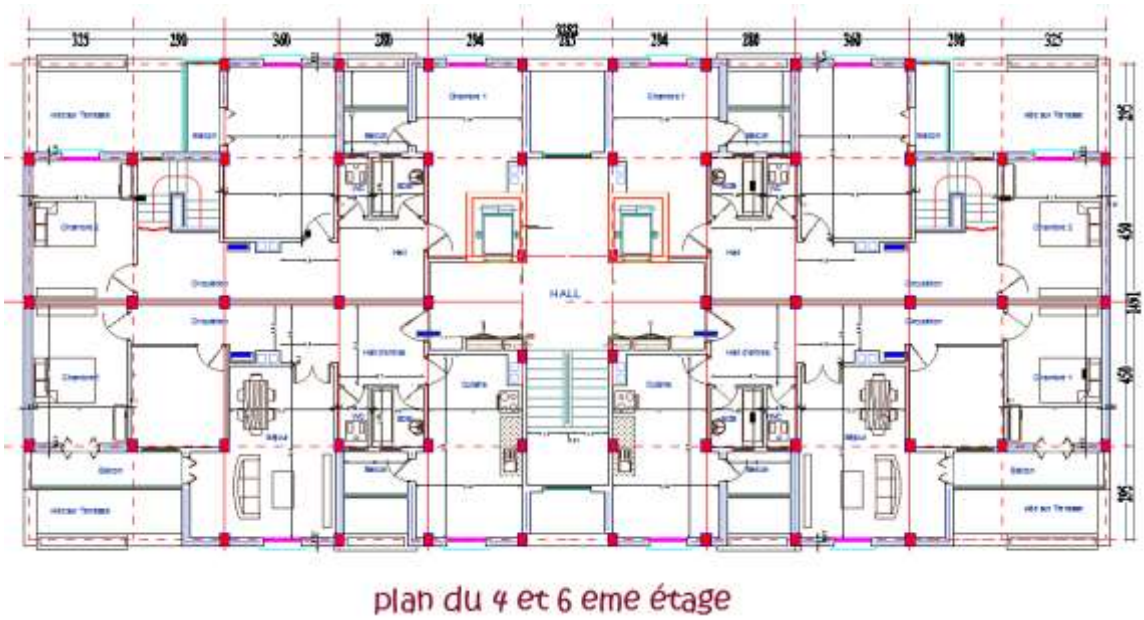


Figure I. 2: Plan du 4 et 6me étage

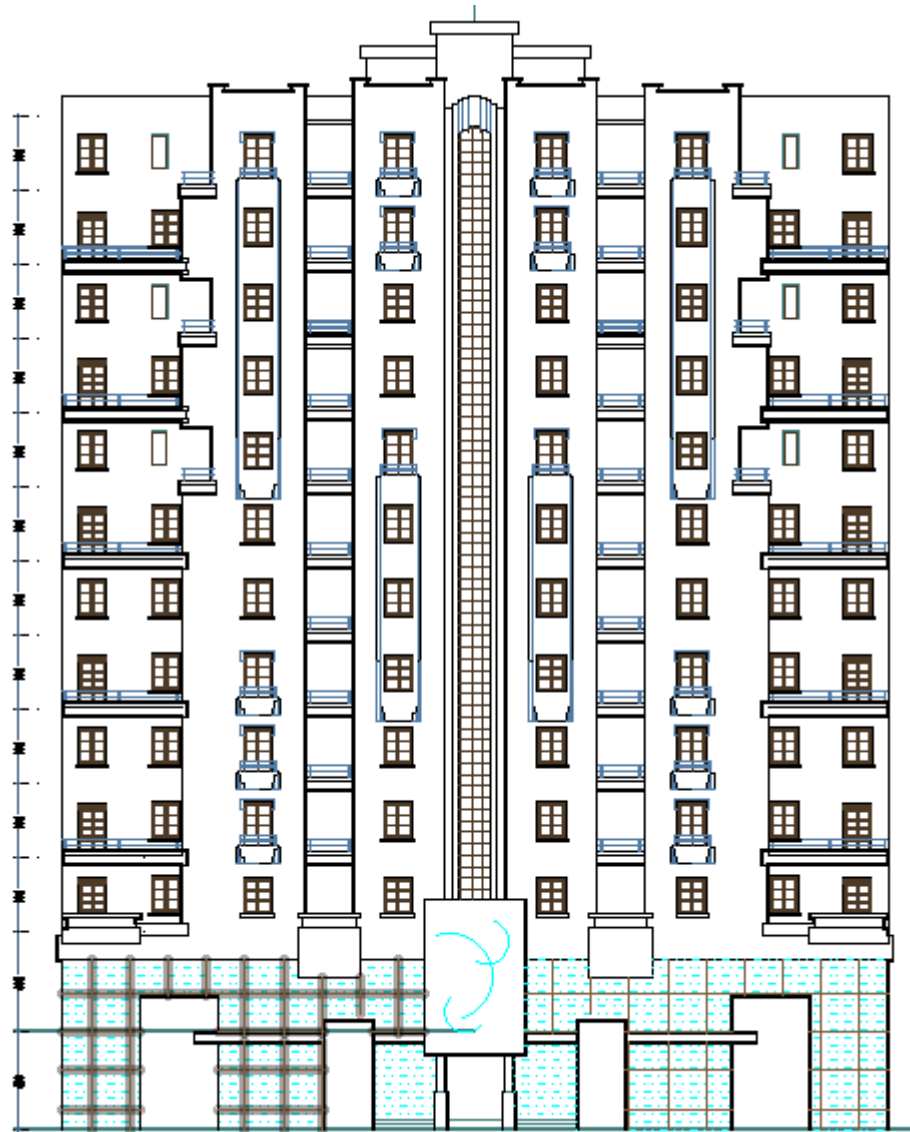


Figure I. 3: Façade

I.2.3. Système de contreventement

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 41.82m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par l'article ►► Art [3.4.A] ◀◀ du RPA99, 2003 [1].

I.3. Description de la structure

I.3.1. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux ;
- Planchers à dalle pleine.

I.3.2. Maçonnerie

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.3.3. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.4. Le plafond

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.3.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,...), Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 65 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6. L'infrastructure

- C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol. $\sigma_{sol} = 1.5bar$
- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.3.7. Les escaliers

On a le type d'escalier droit composée trois volets, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.3.8. Les balcons

Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine.

I.3.9. Taux de travail du sol

La contrainte admissible du sol est de $1.50bars = 0.15Mpa$ {une profondeur d'ancrage de 3.00m. le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.4. Caractéristique des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

I.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ☛ **350 kg/m²** de ciment de classe CPA 425.
- ☛ **400L** de sable de diamètre 0 à 5.
- ☛ **800L** de gravier de diamètre 15 à 25.
- ☛ **175L** d'eau de gâchage.

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton :

1. Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de **2500Kg/m³**.

2. Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séchée, il diminue de volume c'est le retrait.

3. Résistance caractéristique à la compression : selon le CBA93 ►► Art [A.2.1.1.1] ◀◀ [2]

Dans le cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée $f_{c28} = 25$ MPa à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de **200cm²**

($\emptyset = 16cm$) et une hauteur de **32cm**.

Le **C.B.A93** préconise pour $j < 28$ jours

$$\text{☛ } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 j}$$

$$\text{☛ } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 j}$$

4. Résistance caractéristique à la traction : selon le CBA93 ►► Art [A.2.1.1.2] ◀◀ [2]

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

c) Module d'élasticité :

1. Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164 \dots 195 \text{ Mpa}$$

Module différé pour les charges de longue durée

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818 \dots 900 \text{ Mpa}$$

1. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est

$$\text{donnée par : } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Et en simplifiant $G=0,41.10^7$

b) La contrainte de calcul béton comprimé :

i. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left(1 - \frac{2 - \zeta_{bc}}{2} \right)}$$

La courbe est sous forme d'une droite constante

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

ii. Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \nu = 0.2 & \text{E.L.S} \\ \nu = 0.0 & \text{E.L.U} \end{matrix}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale

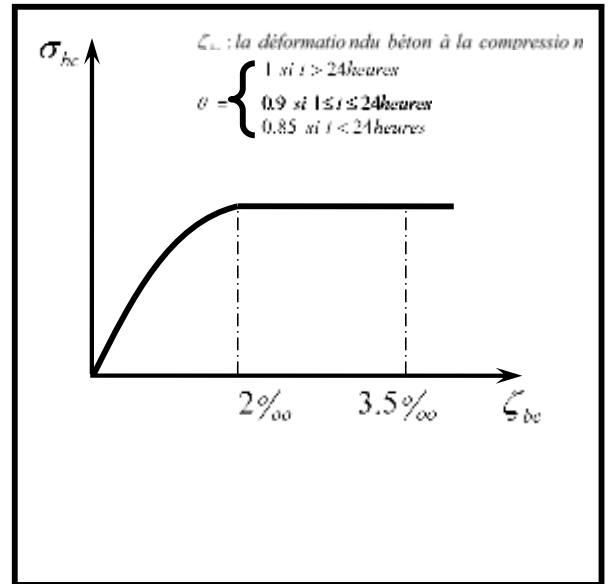


Figure I. 4: Diagramme de contraintes.

I.4.2. Les armatures

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ☛ Aciers doux ou mi-durs pour **0.15 à 0.25 %** de carbone.
- ☛ Aciers durs pour **0.25 à 0.40 %** de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

*Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- ☛ f_e : limite d'élasticité de l'acier $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$
- ☛ E_s : module d'élasticité de l'acier $\rightarrow E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$
- ☛ γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_s = 1.15$ (permanent)
- ☛ γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

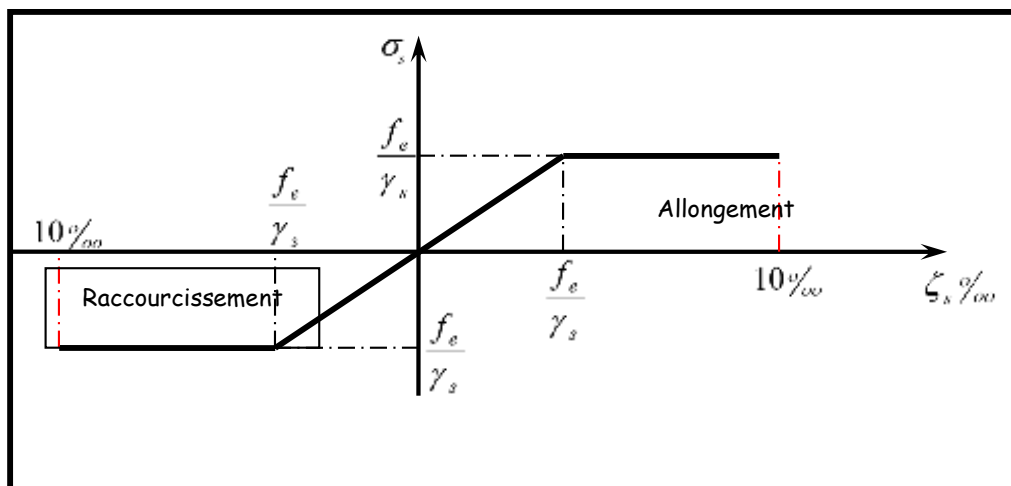


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation d'acier.

***Etat Limite Service (E.L.S) :**

C'est l'état de vérification des contraintes en trois cas :

☛ Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma}_s = f_e$

☛ Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

☛ Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ pour les aciers rends lisses (**R.L**).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de hautes adhérence (**H.L**).

Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « **n** » est le rapport de : $\mathbf{n} = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.



CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des
éléments structuraux et non
structuraux

II.1. Introduction

Pour commencer, il est indispensable d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « *RPA99 version2003* », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois Sécuritaire et économique.

II.2. Prédimensionnement des planchers

Pour dimensionner la structure, une descente de charge sera prévue, des formules approchées seront utilisées :

II.2.1. Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux.

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

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ avec : } h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

* L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

* h_t : hauteur totale du plancher

$L = 3.60 \text{ m}$ d'où alors $14.4 \leq h_t \leq 18 \text{ cm}$ on adopte $h_t = 20 \text{ cm}$ Telle que : $h_t = (d + e)$

$d = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux).

$e = 4 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression, selon le **CBA93 (ART.B7.2.2)**).

Donc : **$h_t = 20 \text{ cm}$**

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

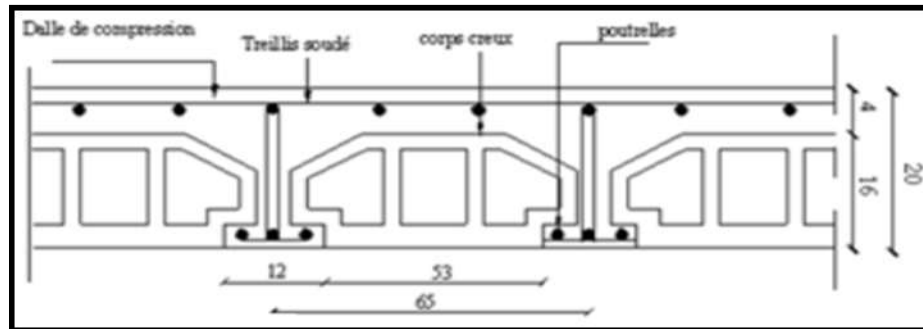


Figure II. 1: Plancher à corps creux

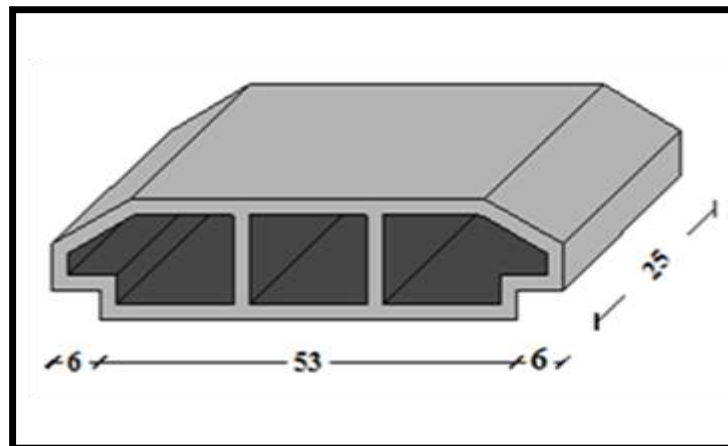


Figure II. 2: Dimensions du corps creux.

❖ **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :
 $h_{\min} \geq 16\text{cm}$, d'où on a $20\text{cm} > 16\text{cm}$ (condition vérifiée).

II.2.2. Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance : [2]**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$L_x = 4.20\text{m}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \longrightarrow 8.4 \leq e_p \leq 10.5$$

Où : e_p : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nu.

❖ **Sécurité contre l'incendie : [2]**

- $e_p = 7\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- $e_p = 11\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu de deux heures.
- $e_p = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e_p = 15\text{cm}$

❖ **Condition de la flèche : (CBA 93 article B 6.5.3.)**

Si $L \leq 5\text{m}$ $\rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

Si $L > 5\text{m}$ $\rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

❖ **Remarque :**

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

❖ **Isolation phonique : [2]**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

Conclusion :

Après avoir vérifié toutes ces conditions, on adopte : $e_p = 15\text{cm}$

II.3. Evaluation des charges et surcharges [3]

II.3.1. Plancher Terrasse

II.3.1.1. Charges permanentes

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.50

Surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$ la terrasse est inaccessible

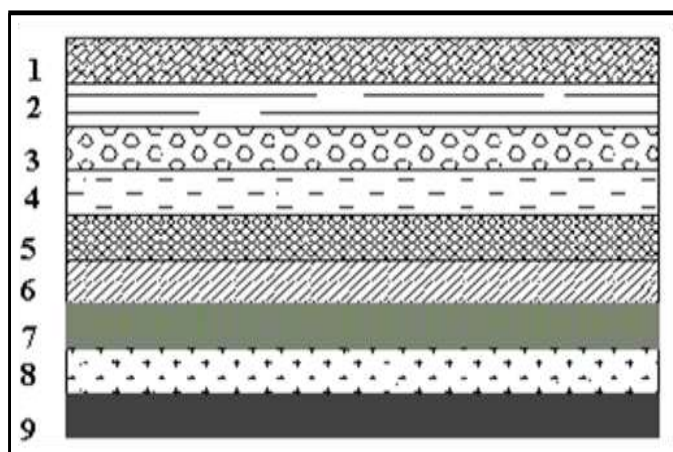


Figure II. 3: Composants d'un plancher terrasse.

Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

N ⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids surfaciques (KN /m ²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.20
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				7.45

Surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$

II.3.2. Plancher courant (corps creux)

II.3.2.1. Charges permanentes

Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N ⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.00

Surcharge d'exploitation $Q=1.5\text{KN/m}^2$

Tableau II. 4: Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N ⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.95

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

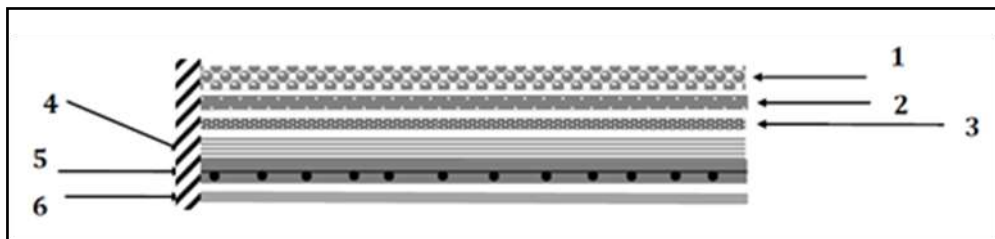


Figure II. 4: Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse.

II.3.3. Maçonnerie

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

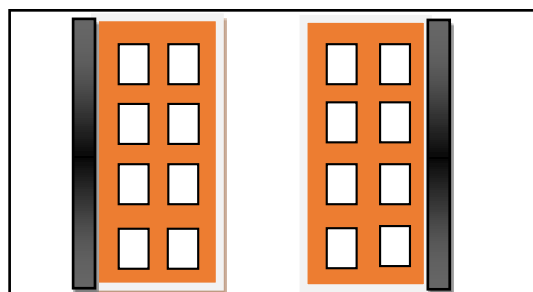


Figure II. 5: Mur double cloison.

Tableau II. 5: Charges permanentes du mur double cloison.

N ⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				2.52

b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

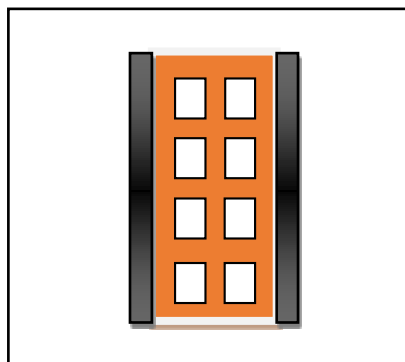


Figure II. 6: Mur simple cloison.

Tableau II. 6: Charges permanentes du mur simple cloison.

N ⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				1.62

II.4. Prédimensionnement

II.4.1. Les portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

A) -Les poutres :

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T »

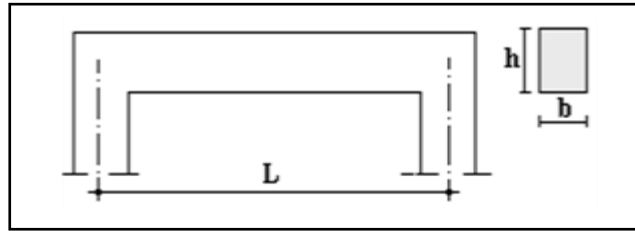


Figure II. 7: Schéma de la poutre

1. Poutres principales (porteuses) :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :

Type 1:

On a: $L=4.50m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 30cm \leq h \leq 45cm$$

On adopte : $h = 40cm$

Détermination de la largeur « b » :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$$

On adopte : $b=30cm$

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » ►► Art [7.5.1] ◀◀ » : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

{	$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$	Vérifié
	$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$	Vérifié
	$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4$	Vérifié
	$b_{\max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow 30 < 1.5 \times 40 + 30 = 90 \text{ cm}$	Vérifié

-Condition de rigidité :

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$$\frac{40}{450} = 0.088 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

❖ **Remarque :**

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

2. Poutres secondaires (non porteuses) :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :

On a : $L = 3.60\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

On adopte : $h = 35\text{cm}$

Détermination de la largeur « b » :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On adopte : $b = 30\text{cm}$

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » Art [7.5.1] « Zone sismique III » :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

{	$b \geq 20\text{cm}$	→	$b=30\text{cm} > 20\text{cm}$	Vérifié
	$h \geq 30\text{cm}$	→	$h=35\text{cm} > 30\text{cm}$	Vérifié
	$\frac{h}{b} \leq 4$	→	$\frac{35}{30} = 1.17 < 4$	Vérifié
	$b_{\max} \leq 1.5h_1 + b_1$	→	$30 < 1.5 \times 35 + 30 = 82.5\text{cm}$	Vérifié

Condition de rigidité :

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$$\frac{35}{420} = 0.083 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

❖ **Remarque :**

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

Conclusion :

1-toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

2-Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- ✓ Poutres principales type 1 (Sens porteur) : $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) : $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

B) -Les poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation, c'est pourquoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Le CBA 93 préconise de prendre la section réduite des poteaux telle que :

- ✓ $Br = (b - 2) (h - 2) \rightarrow$ section rectangulaire.
- ✓ $Br = p(D - 2)^2 / 4 \rightarrow$ section circulaire.

1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◀◀ [1] suivantes :

(Pour les poteaux rectangulaires carrés)

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm. (Zone I et IIa)}$
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm. (Zone IIb et III)}$
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- ✓ Détermination de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination de charge et surcharge revenant à ce poteau.
- ✓ Une majoration de 10 % de charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments de moins de trois travées. [1] (Art B.8.1.1).
- ✓ Vérifier $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$ (CBA93 [B.8.4.1]) [2]

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périmètre.

N_u: Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

$\gamma_b = 1,50$ (Situation durable).

- ✓ γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

$\gamma_s = 1,15$ (Situation durable).

- ✓ f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- ✓ f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- ✓ f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- ✓ α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: c'est l'élanement mécanique

$L_f = 0.7L_0$: c'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: c'est le rayon de giration ; où :

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\text{poteau carré}).$$

$$i = \frac{D}{4} \quad I = \frac{\pi D^4}{64} \quad (\text{poteau circulaire}).$$

2. Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs).

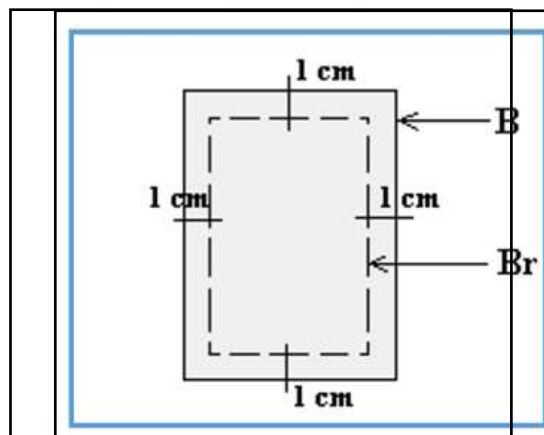


Figure II. 8: Section réduite du poteau.

Tableau II. 7: Calcul de l'effort \bar{N}

	Dimension	Br (mm ²)	L ₀	L _f (m)	i (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	\bar{N} (KN)
12eme étage	40×40	160000	3.06	2.142	11.6	18.46	0.80	1.60	2196.78
11eme étage	40×40	160000	3.06	2.142	11.6	18.46	0.80	1.60	2196.78
10eme étage	40*40	160000	3.06	2.142	11.6	18.46	0.80	1.60	2196.78
9eme étage	40*40	160000	3.06	2.142	11.6	18.46	0.80	1.60	2196.78
8eme étage	40*40	160000	3.06	2.142	11.6	18.46	0.80	1.60	2196.78
7eme étage	45*45	202500	3.06	2.142	13.05	16.41	0.81	2.02	2844
6eme étage	45×45	202500	3.06	2.142	13.05	16.41	0.81	2.02	2844
5eme étage	45×45	202500	3.06	2.142	13.05	16.41	0.81	2.02	2844
4eme étage	50*50	250000	3.06	2.142	14.5	14.77	0.82	2.50	3572.04
3eme étage	50*50	250000	3.06	2.142	14.5	14.77	0.82	2.50	3572.04
2eme étage	50*50	250000	3.06	2.142	14.5	14.47	0.82	2.50	3572.04
1 ^{er}	55*55	302500	4.08	2.66	15.95	16.68	0.81	3.02	4284.78
RDC	55*55	302500	4.08	2.66	15.95	16.68	0.81	3.02	4284.78

a. Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est celui représenté dans la figure II.9

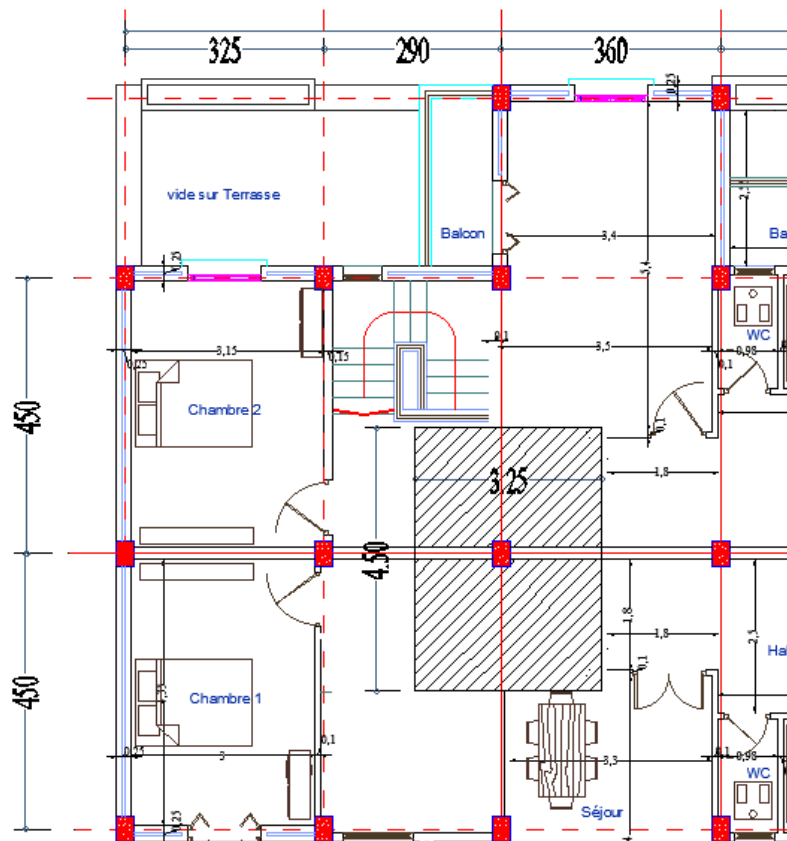


Figure II. 9: Représentation du poteau le plus sollicité.

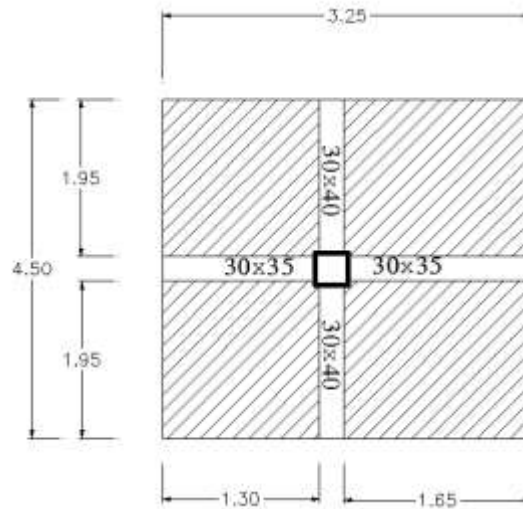


Figure II. 10: Surfaces de plancher supportée par le poteau le plus sollicité.

On a :

* La surface complète du plancher :

$$S_t = 3.65 \times 4.50 = 16.43 \text{ m}^2$$

* La surface du plancher seulement :

$$S_p = (1.95 \times 1.30) \times 2 + (1.95 \times 1.65) \times 2 = 11.51 \text{ m}^2$$

Donc finalement on a $S_t = 16.43 \text{ m}^2$ et $S_p = 11.51 \text{ m}^2$

2.b. Détermination des Charge permanente :

-12 ^{eme} étage G_{12}	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ G_{poteau}
-11 ^{eme} étage G_{11}	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_{12}$
-10 ^{eme} étage G_{10}	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_{11}$
- 9 ^{eme} étage G_9	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_{10}$
- 8 ^{eme} étage G_8	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_9$
- 7 ^{eme} étage G_7	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_8$
- 6 ^{eme} étage G_6	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_7$
- 5 ^{eme} étage G_5	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_6$
- 4 ^{eme} étage G_4	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_5$
- 3 ^{eme} étage G_3	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_4$
- 2 ^{eme} étage G_2	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_3$
- 1 ^{er} étage G_1	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_2$
- RDC G_0	= $G_{\text{plancher ec}}$	+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$	+ $G_{\text{poteau}} + G_1$

$G_{\text{plancher t ou c}} = \text{poids de plancher terrasse} * S_{\text{plancher t ou ec}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}} = b * h * L * \text{poids volumique du béton armé}$

$G_{\text{(poteau)}} = b * h * h_e * \text{poids volumique du béton armé}$

Poids volumique du béton armé = 25 KN/m³

Tableau II. 8: Détermination des charges permanentes

Niveau	H (m)	S _{poteau} (m ²)	G _{plancher} (KN)	G _{poutres p} (KN)	G _{poutres s} (KN)	G _{poteau} (KN)	G _{niveau} (KN)	G _{cumules} (KN)
12 ^{eme} étage	3.06	0.1600	74.82	11.7	7.74	10.44	104.7	104.7
11 ^{eme} étage	3.06	0.1600	69.06	11.7	7.74	10.44	98.94	203.64
10 ^{eme} étage	3.06	0.1600	69.06	11.7	7.74	10.44	98.94	302.58
9 ^{eme} étage	3.06	0.1600	69.06	11.7	7.74	10.44	98.94	401.52
8 ^{eme} étage	3.06	0.1600	69.06	11.7	7.74	10.44	98.94	500.46
7 ^{eme} étage	3.06	0.2025	69.06	11.7	7.74	13.21	101.71	602.17
6 ^{eme} étage	3.06	0.2025	69.06	11.7	7.74	13.21	101.71	703.88
5 ^{eme} étage	3.06	0.2025	69.06	11.7	7.74	13.21	101.71	805.59
4 ^{eme} étage	3.06	0.25	69.06	11.7	7.74	16.31	104.81	910.40
3 ^{eme} étage	3.06	0.25	69.06	11.7	7.74	16.31	104.81	1015.21
2 ^{eme} étage	3.06	0.25	69.06	11.7	7.74	16.31	104.81	1120.02
1 ^{eme} étage	4.08	0.3025	69.06	11.7	7.74	115.95	204.45	1324.47
RDC	4.08	0.3025	69.06	11.7	7.74	115.95	204.45	1528.92

II.4.1.1. Détermination des sur charges d'exploitation : selon le DTR ►► Art [B.C.2.2] ◀◀ [3]

Loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Cette équation est donnée par « **DTR C.2.2** » [3].

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q₀: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ ,....., Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

- a) terrasse Q_0
- b) 12^{ème} étage $Q_0 + Q_1$
- c) 11^{ème} étage $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- d) 10^{ème} étage $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- e) 9^{ème} étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- f) 8^{ème} étage $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- g) 7^{ème} étage $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- h) 6^{ème} étage $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- i) 5^{ème} étage $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- j) 4^{ème} étage $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
- k) 3^{ème} étage $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
- l) 2^{ème} étage $Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$
- m) 1^{er} étage $Q_0 + 0.62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$
- n) Rdc $Q_0 + 0.61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$

Application numérique :

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

Etage commerces $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Etage courant $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

RDC $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- a) Terrasse = $16.43 \times 1 = 16.43$ KN
- b) 12^{ème} étage = $16.43 + 1.5 \times 16.43 = 41.08$ KN
- c) 11^{ème} étage = $16.43 + 0.95 (1.5 \times 16.43 \times 2) = 63.25$ KN
- d) 10^{ème} étage = $16.43 + 0.90 (1.5 \times 16.43 \times 3) = 82.97$ KN
- e) 9^{ème} étage = $16.43 + 0.85 (1.5 \times 16.43 \times 4) = 100.22$ KN
- f) 8^{ème} étage = $16.43 + 0.80 (1.5 \times 16.43 \times 5) = 115.01$ KN
- g) 7^{ème} étage = $16.43 + 0.75 (1.5 \times 16.43 \times 6) = 127.33$ KN
- h) 6^{ème} étage = $16.43 + 0.71 (1.5 \times 16.43 \times 7) = 138.91$ KN
- i) 5^{ème} étage = $16.43 + 0.68 (1.5 \times 16.43 \times 8) = 150.50$ KN
- j) 4^{ème} étage = $16.43 + 0.66 (1.5 \times 16.43 \times 9) = 162.82$ KN
- k) 3^{ème} étage = $16.43 + 0.65 (1.5 \times 16.43 \times 10) = 176.62$ KN
- l) 2^{ème} étage = $16.43 + 0.64 (1.5 \times 16.43 \times 11) = 178.36$ KN
- m) 1^{ème} étage = $16.43 + 0.62 (1.5 \times 16.43 \times 11 + 2.50 \times 16.43) = 209.97$ KN
- n) Rdc = $16.43 + 0.61 (1.5 \times 16.43 \times 11 + 2.50 \times 16.43 \times 2) = 231.91$ KN

Tableau II. 9: Détermination des surcharges d’exploitation.

Étage	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Q(KN)	41.08	63.25	82.97	100.2	115.1	127.3	138.9	150.5	162.8	176.6	178.4	210	232

II.4.1.2. L’effort normal à l’état limite ultime

L’effort normal doit être majeure de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultime}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.1N_{\text{ultime}}$$

Tableau II. 10: Calcul de N_{ultime} et N_u .

G(KN)	Q(KN)	N_{ultime} (KN)	$1.1N_{ultime}$ (KN)	\bar{N} (KN)	$1.1N_{ultime} \leq \bar{N}$
104.7	41.08	202.97	223.26	2196.78	OK
203.64	63.25	369.79	406.76	2196.78	OK
302.58	82.97	502.94	586.23	2196.78	OK
401.52	100.2	692.35	761.59	2196.78	OK
500.46	115.1	866.57	953.23	2196.78	OK
602.17	127.3	1003.88	1104.27	2844	OK
703.88	138.9	1158.59	1274.44	2844	OK
805.59	150.5	1313.30	1444.63	2844	OK
910.40	162.8	1473.24	1620.56	3572.04	OK
1015.21	176.6	1635.43	1798.98	3572.04	OK
1120.02	178.4	1779.63	1957.59	3572.04	OK
1324.47	210	2103.03	2313.34	4284.78	OK
1528.92	232	2412.04	2653.25	4284.78	OK

Vérification selon le RPA9(version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◀◀[1]:

- RDC et 1^{er} étage :

Les poteaux de section (55x55) cm²

- ✓ Min (55, 55) > 30 cm(c .v.)
- ✓ Min (55, 55) > $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.40cm...$ (c .v.)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{55}{55} = 1 < 4$ (c .v.)

- 2eme étage au 4eme étage :

Les poteaux de section (50x50) cm²

- ✓ Min (50, 50) > 30 cm(c .v.)
- ✓ Min (40, 40) > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30$ cm ... (c .v.)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$ (c .v.)

- 5eme étage au 7eme étage :

- ✓ Min (45, 45) > 30 cm(c .v.)
- ✓ Min (45, 45) > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30cm...$ (c .v.)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$ (c .v.)

8eme étage au 12eme étage :

- ✓ $\text{Min}(40, 40) > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\mathbf{c.v.})$
- ✓ $\text{Min}(40, 40) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots (\mathbf{c.v.})$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots (\mathbf{c.v.})$

❖ **Résultat :**

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003 [1].

Conclusion :

On adopte la section des poteaux suivante :

- $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour 8eme étage au 12eme étage.
- $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour 5eme étage au 7eme étage.
- $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ pour 2^{eme} étage , 3^{eme} étage et 4^{eme} étage.
- $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$ pour RDC et 1er étage .

II.4.2. Les voiles

II.4.2.1. Prédimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 [1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

On considère comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

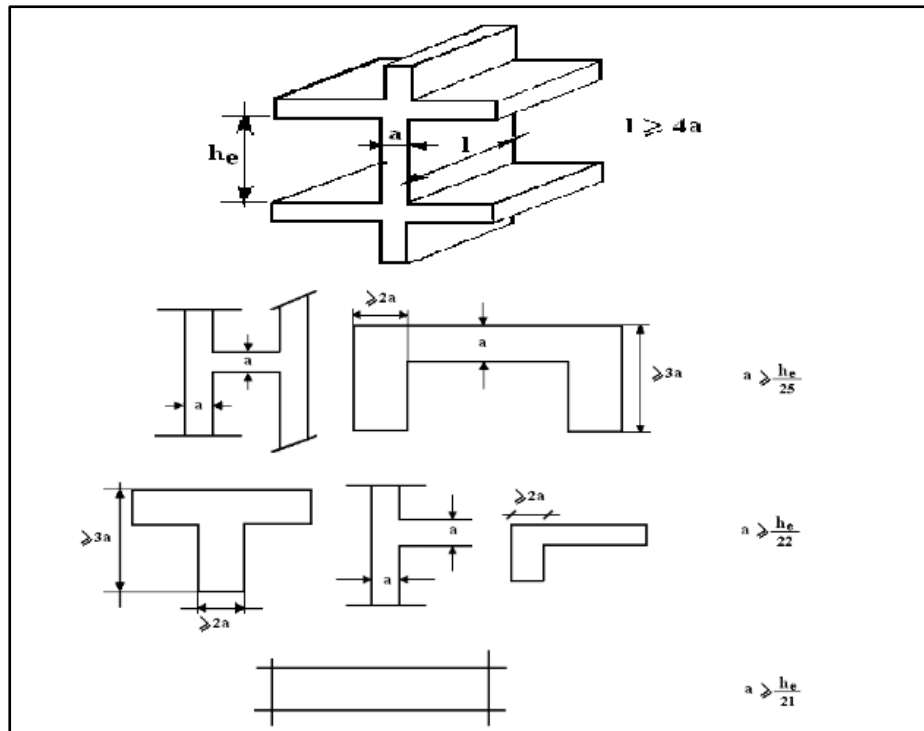


Figure II. 11: Coupes des voiles en plan.

Donc :

✓ $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ m.}$

✓ $a \geq \text{MAX} (15 \text{ cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$

$a \geq \text{MAX} (15 \text{ cm}; 14.52 \text{ cm}; 16.5 \text{ cm}; 18.15 \text{ cm})$

$a \geq 18.15 \text{ cm}$

On adopte: $a = 20 \text{ cm}$



CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère

III.1.1. Définition

L'acrotère est un élément structural secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Observation :

L'acrotère à considérer comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 KN/m due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1ml.

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

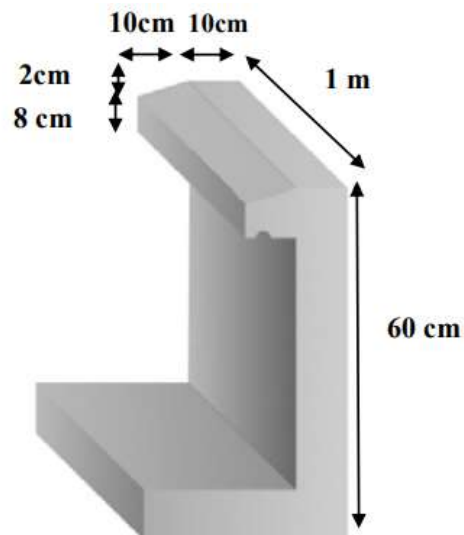


Figure III. 1: L'acrotère.

III.1.2. Charges et surcharges

$G_{\text{acrotère}} = \text{poids volumique de béton} \times \text{la surface}$

$$G_{\text{acrotère}} = 25 \times \left(0.1 \times 0.60 + \frac{0.03 \times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12 \right) = 1.755 \text{ KN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{\text{ci}} \times e \times \rho_{\text{cme}} = 18 \times 0.02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,229 \text{ kN/ml}$$

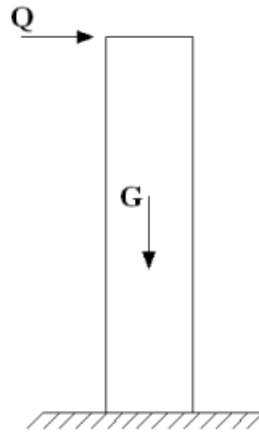


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère

- L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$ [1]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans la zone et le groupe d'usage

Appropriés [$A=0,25$]... groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,229kN.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,78 \text{ kN}$.

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

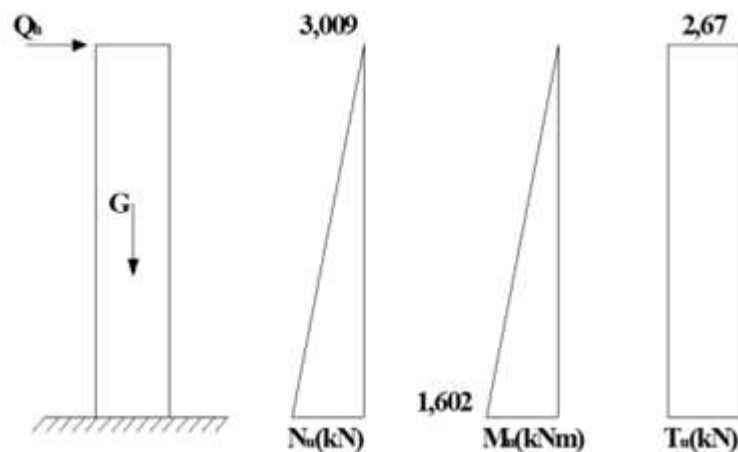
$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,78 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G = 2,229 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,78 \text{ KN/ml}$

III .1.3. Détermination des efforts**Tableau III. 1:** Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

E.L.U	
L'effort normal :	$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,229 = 3,009 \text{KN}$
Moment d'encastrement :	$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1,78 \times 0,6 = 1,602 \text{KN.m}$
L'effort tranchant :	$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,78 = 2,67 \text{KN}$
E.L.S	
L'effort normal :	$N_s = G = 2,229 \text{KN}$
Moment d'encastrement :	$M_s = Q \times h = 1,78 \times 0,6 = 1,068 \text{KN.m}$
L'effort tranchant :	$T_u = Q = 1,78 \text{KN}$

**Figure III. 3:** Diagrammes des efforts à ELU**III .1.4. Calcul du ferrailage**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F _{c28}	25	M Pa
h	10	cm	F _e	400	M Pa
c ₁	2.5	cm	σ _b	14.17	M Pa
c'	2.5	cm	σ _s	348	M Pa
/	/	/	γ _s	1.15	/
/			γ _b	1.5	/
Longueur de flambement			Sollicitations		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L ₀	0,6	m	N _u	2,369	KN
L _f	1,2	m	M _u	0,9	KN.m
/			N _s	1,755	KN
/			M _{ser}	0,6	KN.m

a) à l'état limite ultime :

1. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2.369} = 38,00 \text{ cm}$$

Où l'enrobage est : $c = c_1 = 2,5 \text{ cm}$

$$\text{On a : } e_0 = 38,00 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2,5 \text{ cm}$$

Donc : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors " , on a une section partiellement comprimée.

2. Calcul du moment de flexion :

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - c$$

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

Donc : $e = 0.405 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 0.96 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des armatures verticales :

$$\mu = 0.012 < \mu = 0.392 \text{ (du tableau)} \quad A'_1 = 0$$

du tableau on a : $\beta = 0.994$ et $\alpha = 0.0151$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 37 \text{ mm}^2 = 0.37 \text{ cm}^2$$

Le calcul se fait en flexion simple :

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 = 30,19 \text{ mm}^2 = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A' = A'_1 = 0 \longrightarrow$$

Donc :

$$\begin{cases} A = 0.3 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_1 = 5 \text{ HA}8 = 2.31 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition :

$$\text{On a : } \frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \longrightarrow 0.58 \leq A_r \leq 1.16$$

Donc, on prendra : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 36 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$S_{tr} = 15 \text{ cm} \leq S_{\min r} = \min [4h = 48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$$

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service :**Calcul de l'excentricité :**

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} < e_0 = 34.19 \text{ cm}$$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

$$\text{Où : } B_0 = b \cdot h + 15 (A + A') = \mathbf{1034,65 \text{ cm}^2}.$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A'c + A_s d) \right] = \mathbf{5,084 \text{ cm}}.$$

$$v_2 = h - v_1 = \mathbf{4,916 \text{ cm}}.$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A (v_2 - c)^2 + A' (v_1 - c)^2] = \mathbf{8542.60 \text{ cm}^4}.$$

$$\text{Alors : } \frac{I_G}{B_0 v_2} = \mathbf{1,680 \text{ cm}}.$$

Donc : $e_0 = \mathbf{34,19 \text{ cm}} \geq \frac{I_G}{B_0 v_2} = \mathbf{1,680 \text{ cm}} \Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

$$\text{Où : } \sigma_b = k y_1 \quad \text{avec} \quad k = \frac{N_{ser}}{S_G}$$

$$\sigma_s = 15k (d - y_1)$$

Détermination de y_1 :

Pour déterminer y_1 il faut résoudre l'équation :

$$y^3 + p y^2 + q = 0 \dots \dots \text{"*"}'$$

Tels que :

$$p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} + \frac{90A}{b} (d - c) \Rightarrow p = \mathbf{-1791.84 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Et } q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} - \frac{90A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = \mathbf{21720.6 \text{ cm}^3}.$$

Où :

c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression

$$\text{Donc : } c = \frac{h}{2} - e = -29,18 \text{ cm} < 0$$

$$\text{D'où l'équation "}" devient : y_2^3 + (-1791.84) y_2 + 21720.6 = 0$$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

y₁: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\cos \alpha = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38,052 \times 10^7 \quad \alpha = 138.07^\circ \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88 \end{array} \right.$$

$$\text{Les racines de l'équation sont : } y_2 = \left\{ \begin{array}{l} a \cos \left(\frac{\alpha}{3} \right) = 33,94 \text{ cm} \\ a \cos \left(\frac{\alpha}{3} + 120 \right) = -47,43 \text{ cm} \\ a \cos \left(\frac{\alpha}{3} + 240 \right) = 13,49 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Finalement, on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{ll} y_2' = 33,94 \text{ cm} & \\ y_2'' = -47,43 \text{ cm} & \text{rejetée parce que } (y_2 + c < 0) \\ y_2''' = 13,49 \text{ cm} & \text{rejetée parce que } (y_2 + c < 0) \end{array} \right.$$

$$\text{D'où alors : } 0 < y_1 = 33,94 + (-29.18) = \mathbf{4,76 \text{ cm}} < h = 10 \text{ cm}$$

$$y_2 = \mathbf{33,94 \text{ cm}}$$

Donc on prend :

$$y_1 = y_2 + c = \mathbf{4,76 \text{ cm}}$$

$$\text{En revanche on a : } k = \frac{N}{S_{xx}}$$

$$\text{Avec ; } S_{xx} = \frac{b y_1^2}{2} + 15 [A'_s (y_1 - c') - A_s (d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = \mathbf{1037,939 \text{ cm}^3}$$

D'où alors : $k = 1755/1037939 \Rightarrow k = 1,69 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (1,69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \sigma_b = 0.08 \text{ MPa}$

Et : $\sigma_s = 15 k (d - y_1) = (15 \times 1,69 \times 10^{-3}) \times (75 - 47,6) = 0,69 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15k (y_1 - c) = (15 \times 1,69 \times 10^{-3}) \times (21.5 - 75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (c.v.)}$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} = 201,633 \text{ MPa} \right] = 201,633 \text{ MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma_s = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \text{ (c.v.)}$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors : les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}$$

Et : $\bar{\tau} = \text{min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$ (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0,02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$

Donc : le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version 2003 ▶▶ [Art6.2.3] ◀◀

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique IIa).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p = poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.3$$

$$W_p = 1,755 \text{ KN}$$

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.755 = 0.32 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

Donc : L'acrotère résiste à la force sismique.

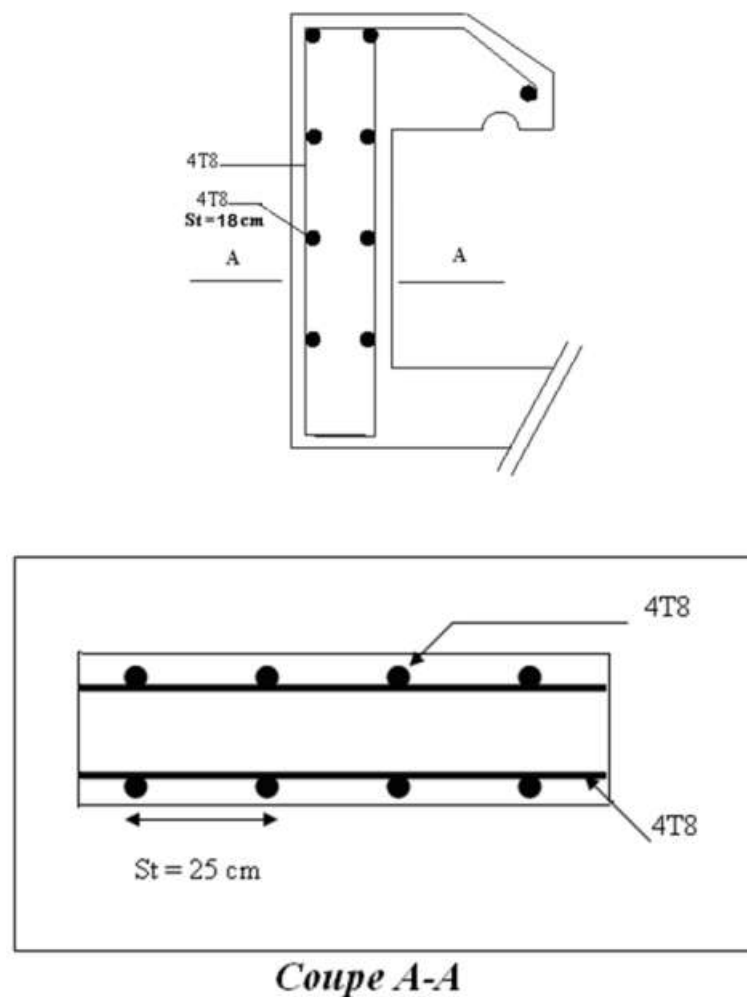


Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère

III.2. L'escalier

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à trois volées.

Les escaliers sont constitués par deux composent (palier et paillasse)

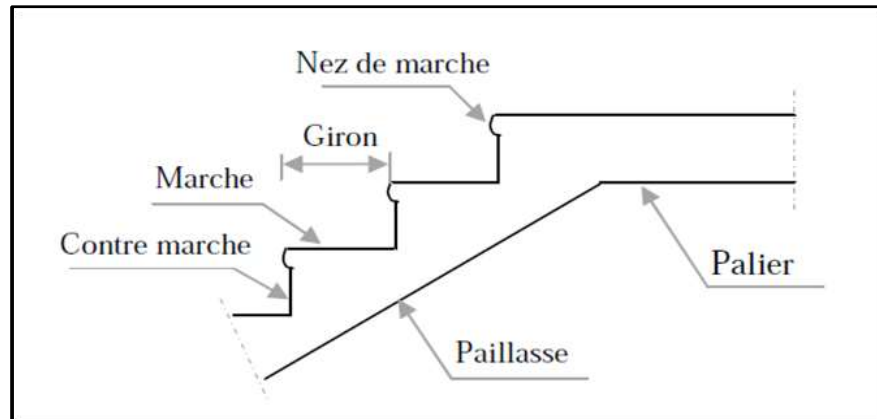


Figure III. 5: Coupe d'un escalier.

III.2.1. Dimensionnement

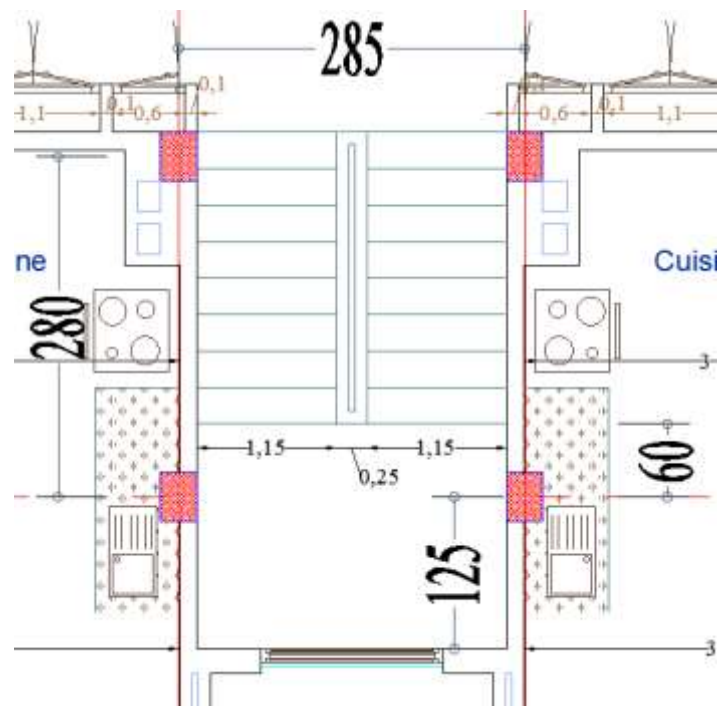


Figure III. 6: Coupe d'un escalier.

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n : nombre de contres marches.

$$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n - 1) + n.L = x.n.(n - 1)$$

On pose :

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$$

Pour la formule générale (*) : $60\text{cm} \leq g + 2H \leq 64\text{cm}$

On prend $g+2h = 64$ m.

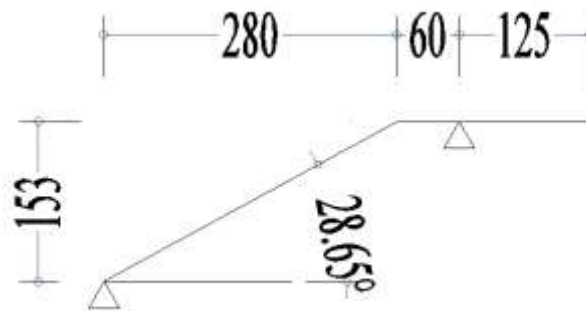


Figure III. 7: Modélisation de la volée.

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 280).n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 650.n + 360 = 0 \Rightarrow n = 9$$

Nombre de marches : $n - 1 = 8$

$$\text{Hauteur de la marche: } h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17$$

$$\text{Le giron: } g = \frac{L}{n-1} = \frac{280}{8} = 35$$

Vérification de la formule de blondel :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \quad \longrightarrow \quad 60 \leq 27 + 2 \times 17 = 61 \leq 64$$

Vérification d'inclinaison α :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{280} = 0.546 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 28.65^\circ$$

Longueur totale de la paillasse ep :

$$L_{\text{total}} = \sqrt{(1.53)^2 + (2.80)^2} + 0.60 = 3.79\text{m}$$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$L_{\text{total}} / 35 \leq e_p \leq L_{\text{total}} / 30 \longrightarrow 10.83 \text{ cm} \leq e_p \leq 12.63 \text{ cm}$$

On adopte: $e_p = 12 \text{ cm}$.

III.2.1.1. Le palier

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier :

Tableau III. 2: Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	dalle en béton arme	0,12	25	3.00
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				4.74

La charge permanente de palier $G=4.74\text{KN/m}^2$

III.2.1.2. La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau III. 3: Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

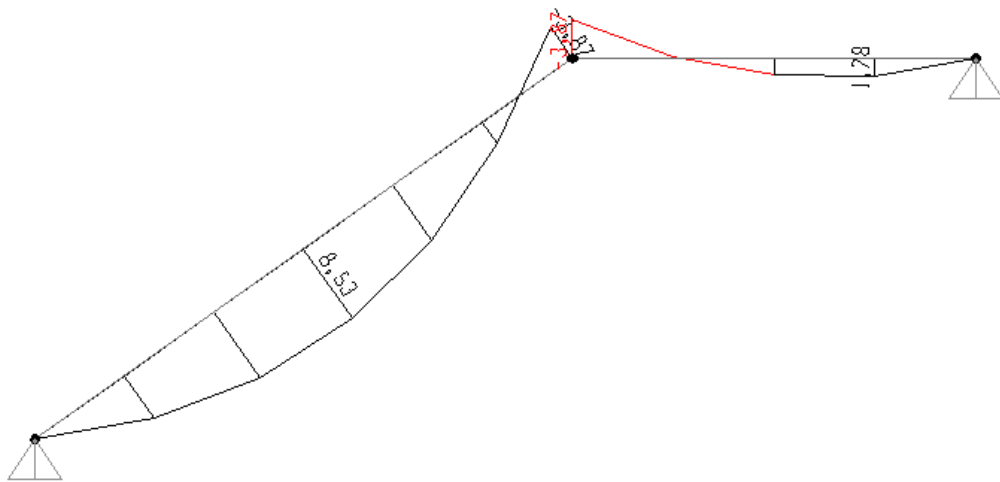
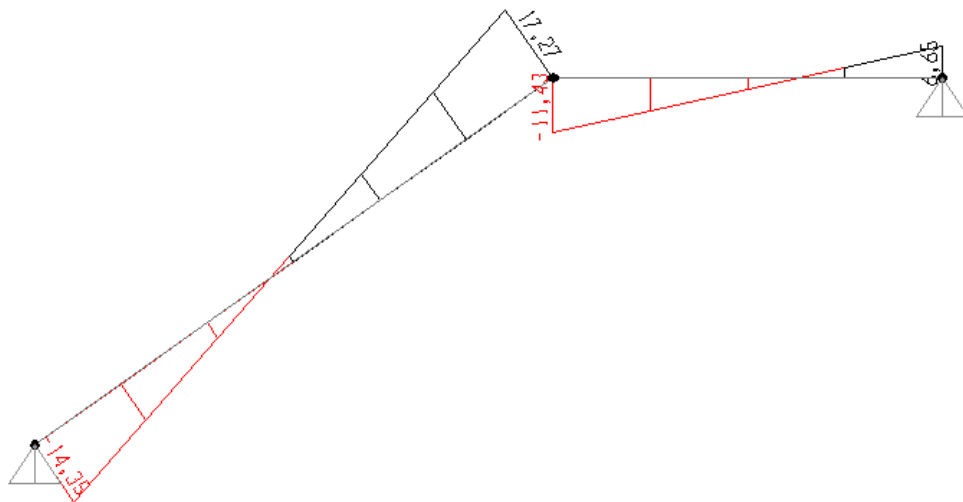
	Désignations	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,17/2	25	1,87
5	Paillasse	0.12/cos α	25	3.42
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				7.03

La charge permanente de paillasse $G=7.03\text{N/m}^2$

La charge d'exploitation de tout l'escalier $Q=2.5\text{KN/m}^2$

III.2.2. Détermination des effortsÀ l'E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$ À l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$ **Tableau III. 4:** Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	4.74	2.5	10.15	7.24
paillasse	7.03	2.5	13.24	9.53

Diagramme des efforts internes :**Figure III. 8:** Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU**Figure III. 9:** Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU

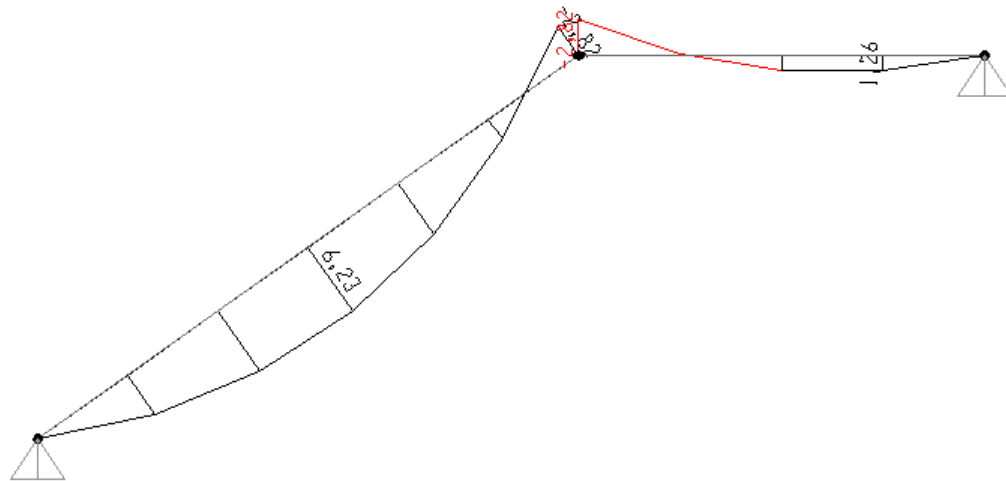


Figure III. 10: Diagramme de moment fléchissant d'escalier à L'ELS

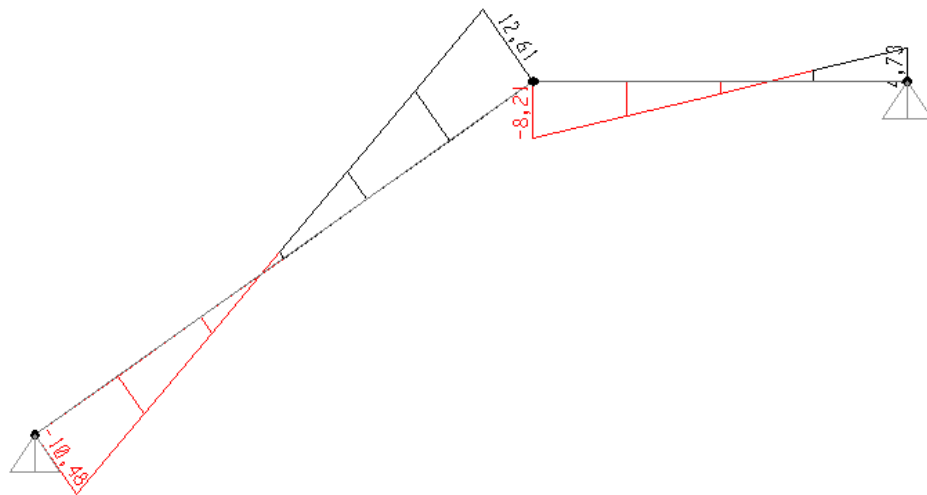


Figure III. 11: Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L. S

Récapitulation :

$$M_t = 0.85M_{\max} \quad M_a = 0.5M_{\max}$$

Tableau III. 5: Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
ELU	7.28	4.29	17.27
ELS	5.30	3.12	12.61

III.2.3. Calcul du ferrillage

Acier: FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2$ MPa ; $b = 100$ cm ; $h = 15$ cm ; $d = 12.5$ cm ; $c = 2.5$ cm

Le moment en travée : $M_t = 7.28$ KN.m

Le moment max aux appuis : $M_a = 5.30$ KN.m

Tableau III. 6: Les résultats de la flexion simple.

	M_u (KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{choisir}$ (cm ²)
En travée	7.28	12.50	0.0202	0.0286	1.57	2HA12=2.26
Aux appuis	5.30	12.50	0.0205	0.0207	1.14	2HA12=2.26

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} ; A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$$

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = B/1000 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A > A_{min}$

Le choix :

En travée : $A = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

b) Armature de répartition : $A_r = A/4$

En travée : $A_r = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_r = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

c) Condition d'espacement :

Tableau III. 7: Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
Entravée	$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} [3h=45 ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$	$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} [3h=45 ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$
En appuis	$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} [4h=60 ; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$	$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} [4h=60 ; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$

Donc :

-Pour Les armatures longitudinales :

$$A = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

-pour Les armatures de répartitions :

$$A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{17.27 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.138$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

e) Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

En travées :

$$A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5.30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a :

$$50y^2 + 15A' \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3,75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8533,781 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{5.30 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 37.5 = 2.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

En appuis :

$$A=5.65\text{cm}^2$$

$$M_{\text{ser}}=3.12\text{KN.m}$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ". On a :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3,75\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8533,781\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{3.12 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 37.5 = 1.37\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.37\text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \quad (\text{c.v})$$

Acier : fissuration peu nuisible → aucune vérification à faire

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$; donc l'état limite de service est satisfait

✓ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = 0,057 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,023 \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad (\text{c.v})$$

III.4. Calcul des poutrelles

III.4.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

III.4.2. Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 - B = 65 - 53 = 12 \text{ cm}$: largeur de la poutrelle.

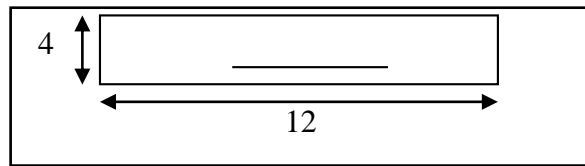
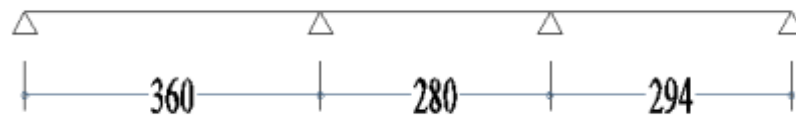


Figure III. 12: Dimensionnement de la poutrelle

On a 2 types des poutrelles à étudier :

➤ Poutrelles à une 3 travées :



Le calcul se fait en deux étapes :

a) **Première étape : Avant le coulage de la table de compression :**

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \text{ N / m} \end{cases} \text{ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]}$$

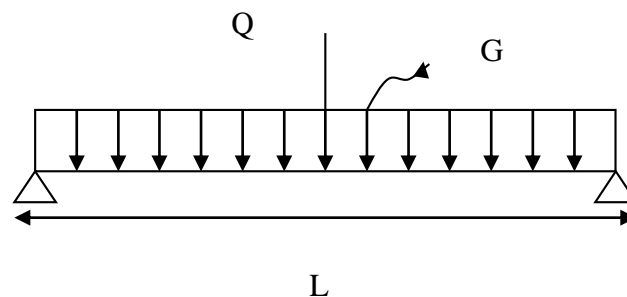


Figure III. 13: Poutrelle avant coulage.

a) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

- Poids du corps creux : $0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/ml}$

$$\Rightarrow G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \times 4.20 = 2.10 \text{ kN} \end{cases}$

$$\Rightarrow Q = 2.10 \text{ KN}$$

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 4200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{2100 \times 4200^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 640000} = 79.15 \text{ mm}$$

$$f = 79.15 \text{ mm} > [f] = 8.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Commentaire :

Il est nécessaire de prévoir un échafaudage ou des étalements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

➤ Calcul du nombre d'étalement :

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étalement c'est à dire, on suppose qu'on dispose d'un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu'à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Evaluation des charges et surcharges :*Charges permanentes :**

La poutrelle est soumise à :

Son poids propre : $G_1 = 25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$

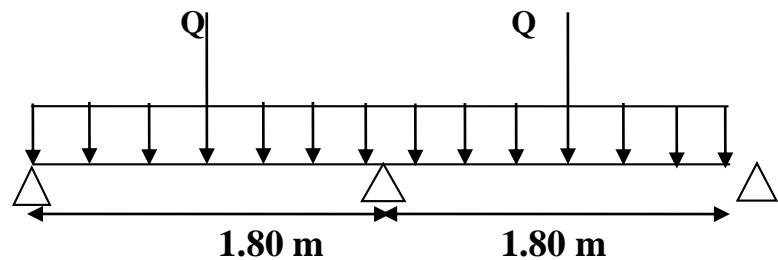
Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ KN/ml}$

$$\Rightarrow G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \times l (\text{kN}) \end{cases}$$

❖ **Pour un seul étai au milieu :**

$$G = 0.77 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \times 1.80 = 0.90 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q = 0.90 \text{ KN}$$

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 1800^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1050 \times 1800^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 3.69 \text{ mm}$$

$$f = 3.69 \text{ mm} < [f] = 9.00 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C. NV}$$

❖ **Resultats:**

01 étais suffi pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

b) Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

• **Méthodes de calcul :**1. **La méthode forfaitaire :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$1) M_t + \frac{M_o + M_e}{2} \geq M_{\text{Max}} \begin{cases} 1.05 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{\text{Max}} \begin{cases} \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_o & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_o & \dots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_o & \dots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_o & \dots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_o & \dots \text{Appui de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_o : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

$$M_o : \text{Moment isostatique} = \frac{PL^2}{8} \text{ (kN.m)}$$

$$T_{\omega} = T_0 + \frac{M_{\omega} - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_{\omega} - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_{\omega} - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_{\omega} - M_e}{L}$$

Avec :

T_{ω} : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

❖ **Remarque :**

Ici la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot car :

$$3.60 / 2.8 = 1.28 > 1.25$$

- *Exposé de la méthode : [2]*

2. Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive :

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L & \text{pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\text{Où : } \gamma = \frac{k_w}{k_e} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l'_e} k_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$$

Cas particulier :

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

Le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis :

$M_{\text{app}} = 0,2M_0$ Appuis de rives

$$M_{\text{app}} = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5 (l'_w + l'_e)} \text{ Appuis intermédiaires}$$

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée ($x = L/2$) comme

$$\text{moment maximum en travée : } M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues(hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

a) Calcul des sollicitations :• **Plancher terrasse :**

$$G = 6.50 \times 0.65 = 4.23 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.70 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 4.88 \text{ kN/ml}$$

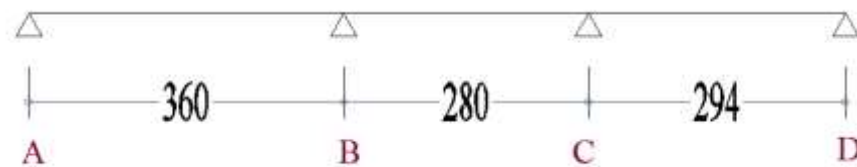
• **Plancher courant :**

$$G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.73 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 4.88 \text{ kN/ml}$$

❖ **Poutrelles à 03 travées :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/m} \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ kN}) \dots \text{C.V}$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = \dots I_n \dots \text{C.V}$$

$$0.8 < L_n / L_{n+1} < 1.25 \dots \text{C.N.V}$$

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portées successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau III. 8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_{ω} (kN.m)	M_e (kN.m)	T_{ω} (kN)	T_e (kN)
A-B	10.90	9.61	1.97	10.45	8.15	-10.40
B-C	6.59	5.87	2.35	5.68	6.36	-8.78
C-D	7.27	6.95	2.51	6.35	7.56	-9.35

Tableau III. 9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

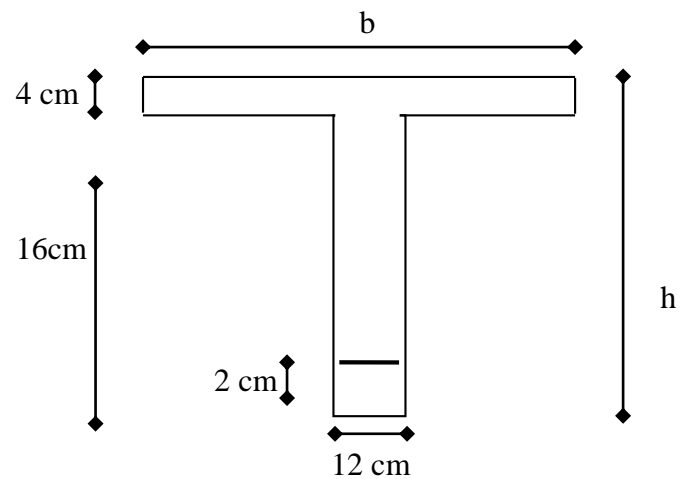
Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_{ω} (kN.m)	M_e (kN.m)	T_{ω} (kN)	T_e (kN)
A-B	7.90	6.8	3.15	6.3	7	-6
B-C	4.78	3.85	2.5	0.85	5	-3.5
C-D	5.31	4.25	2.47	4.5	6	-5

III.4.3. Ferrailage des poutrelles

$$M_{tmax} = 9.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{amax} = 10.45 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 10.40 \text{ kN}$$



Position de l'axe neutre :

$$\text{Le moment équilibré par la table : } M_0 = b \cdot h_0 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

avec : $b=65 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $h=20\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14.2 \text{ MPa}$; $d=18 \text{ cm}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$; $F_c E400 \text{ MPa}$; $b_0=12 \text{ cm}$; $c=2 \text{ cm}$;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2 \cdot 2 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ en flexion simple.

1°/ A L'ELU :• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.61 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.045 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\text{Tableau : } \beta = 0.752 \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.76 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **A=2HA12=2.26 cm²**

Conditions de non fragilité : selon le CBA93 [2]

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{(C.V)}$$

Donc : on adopte la section suivante : **A = 2.26 cm²**

• **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur ; Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm² b=65

$$M_{\text{app}} = 10.45 \text{ kN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.45 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.288 < \mu_l = 0.392$$

Donc **A'=0**

$$\text{Tableau : } \beta = 0.940 \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.47 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **A = 2HA14 = 3.08 cm²**

Conditions de non fragilité :

$$A = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 0.24 \text{ cm}^2 \text{(C.V)}$$

Armatures transversales :• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=19.00kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15.40 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.713 \text{ MPa} ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.713 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ (C.V)

• **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 0.9d \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = (16.2; 40 \text{ cm})$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$;

• **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} = \{5.71; 16; 12\} \text{ (mm)}$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 28.27 \text{ mm}^2$

a_t : section d'une barre

n_t : nombre des barres

$a_t = 0.28 \text{ cm}^2$ et $n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 0.56 \text{ cm}^2$.

• **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales ($F_c E400$).

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_c [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right) \Rightarrow 0.0031 > 0.0008 (\text{C.V})$$

Avec : $K=1 \rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha=90^\circ$ Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :**Appui de rive :**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } a = \text{Min} [0.9 d ; (C-e-2)] = \text{Min} [16.2 ; 26] \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 19.00 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN (C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire :

$$V_u + (M_u / 0.9d) = 19 + [(-14.87) / (0.9 \times 0.18)] = -72.79 < 0$$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$$\sigma_{b\text{moy}} = V_u / ab_0 \leq \bar{\sigma} = 1.3 f_{c28} / \gamma_b \text{ avec: } v_u = |v_{uG}| + |v_{ud}| = 33.26 \text{ kN}$$

$\sigma_{b\text{moy}}$: la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$$\sigma_{b\text{moy}} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 21.67 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc : la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :○ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 9.15 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15 A (d - h_0); A' = 0$$

$$\text{On a: } b = 65 \text{ cm; } b_0 = 12 \text{ cm; } d = 18 \text{ cm; } h_0 = 4 \text{ cm; } A = 2.26 \text{ cm}^2. A' = 0$$

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4) = -34.5 < 0$$

Donc :

L'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$$y_1^2 + Dy_1 - E = 0 \quad \text{avec : } 0 < y_1 < d$$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30 A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.26)}{12} \Rightarrow D = 40.98$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30 Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 2.26 \cdot 18}{12} \Rightarrow E = 243.03$$

$$\Rightarrow y_1 = 5.26 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{1}{3}(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3) + 15 A (d - y_1)^2 \Rightarrow I = 8620.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{7.85 \cdot 10^6 \cdot 5.26}{8620.07 \cdot 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 4.79 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad \text{(C.V)}$$

Tableau III. 10: Vérification à l'E.L.S En travée.

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Observation
9.15	2.26	5.26	8620.07	0.091	4.79	15.00	(CV)

○ **Aux appuis :**

Tableau III. 11: Vérification à l'E.L. S aux appuis

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Observation
9.05	3.08	5.74	10948.73	0.072	4.12	15.00	(CV)

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation : [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 < 0.0625 \end{array} \right. \quad \text{(C.N.V)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.0412 > \frac{9.15}{10 \cdot 10.76} = 0.085 \end{array} \right. \quad \text{(C.N.V)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0104 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \end{array} \right. \quad \text{(C.N.V)}$$

Puisqu'il y'a deux condition, n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche : [2]

$$M_{ser} = 9.15 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \cdot 18} = 0.0104.$$

$$\rho = 1.04 \% \Rightarrow \beta_1 = 0.858 \quad (\text{Tableau}).$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 377.5 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) 0.0104} = 3.95$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1.58$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 377.5 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.794$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^2}{2} + 15A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15A} = 10.20 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3} [y^3 + (h - y)^3] + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^3}{12} + h_0 (b - b_0) (y - h_0 / 2)^2 + 15A (y - d)^2 = 24609.626 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7439.836 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 13170.213 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 1/3 E_i = 10819 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{9.15 \times 10^6 \times (4.20 \times 10^3)^2}{10 \cdot (32164.2 \times 7439.836 \times 10^4)} \Rightarrow f_i = 6.75 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.15 \times 10^6 \times (4.20 \times 10^3)^2}{10 \cdot (10819 \times 13170.213 \times 10^4)} \Rightarrow f_v = 11.33 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 11.33 - 6.75 = 4.58 \text{ mm}$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{\text{Limite}} = \bar{f}$

$$\text{Avec : } f_{\text{limite}} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.40 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } \Delta f_t = 4.58 \text{ mm} < f_{\text{Limite}} = 8.40 \text{ mm}$$

Avec :

L : longueur de travée.

I₀ : le moment d'inertie de la section rendue homogène.

f_{t28} : la résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s : la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ : Le pourcentage d'armature égal à : A/b0d.

M_{ser} : moment de service maximum dans la travée.

f_i : les déformations instantanées.

f_v : les déformations de longue durée.

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux

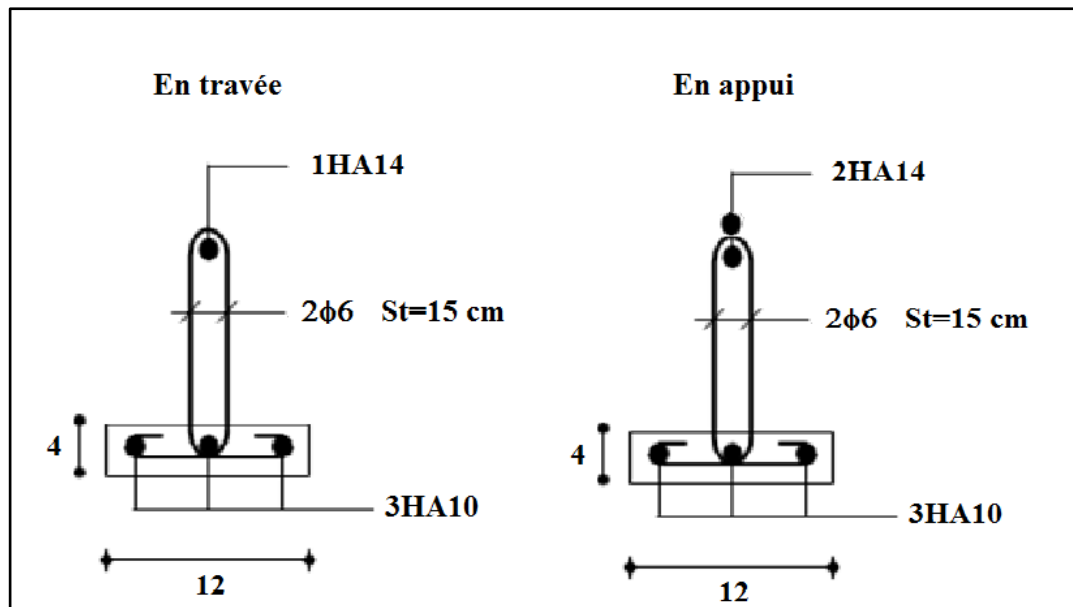


Figure III. 14: Ferrailage des poutrelles

Tableau III. 12: Récapitulation des résultats de la flèche.

M (kN.m)	A (cm ²)	y (cm)	ρ	β_1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9.15	2.26	10.20	0.0104	0.858	215.74	0.794	3.95	1.58
I (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
24609.626	7439.836	13170.213	4.20	7.72	12.96	4.58	8.40	C.V

III.4.4. Ferrailage de la table de compression : selon leCBA93 ►► Art [B 6.8.4.2.3.] ◀◀

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3] ; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm²

Armatures :

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_c} = \frac{4L}{f_c} \quad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{4 \times 65}{420} = 0.62 \text{ cm}^2$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : **TLE520** ; $f_e=520 \text{ MPa}$; $\phi=6\text{mm}$.

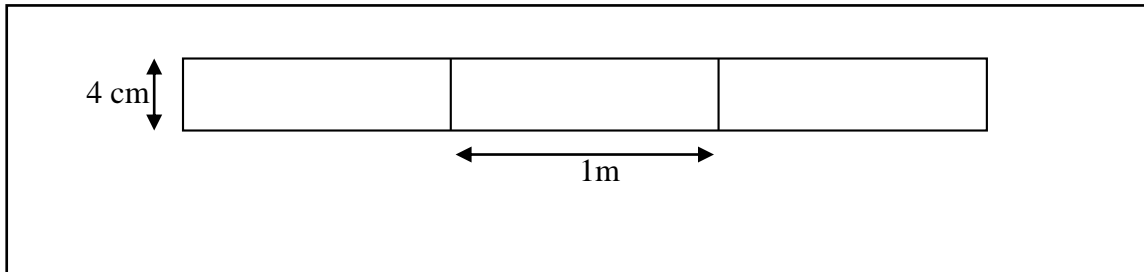


Figure III. 15: Schéma de la Table de compression.



CHAPITRE IV :

Etude dynamique en
zone sismique

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.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2. Etude dynamique

IV.2.1. Introduction

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. 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.2.3. Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

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 :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin (\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin (\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « 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 :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots\dots\dots (6)$$

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 $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est 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. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre porté : il s'agit du ETABS (version 18.0.2)

IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2

ETABS 18.0.2 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type 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 différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (wall) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.3. L'analyse

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le ETABS 18 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.4. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3.5. 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 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 des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le 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 :

1- La méthode statique équivalente :

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.

a. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : {

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- ✓ La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

2- La méthode d'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.

a-Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2. Choix de la méthode calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3. Analyse spectrale

IV.4.3.1. 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 :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.3.2. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

g = 9.8067 N

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce hôtel se fera dans la wilaya de ALGER (zone III).

Donc :

A= 0,25

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

R=5 (Portique auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,5$ s (site meuble S=3)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2]

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV. 1: Valeurs de Pénalités

Critère q	Observée (o/n)	Pq// xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.05)=1.25.$$

$$Q//yy=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.05)=1.25.$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

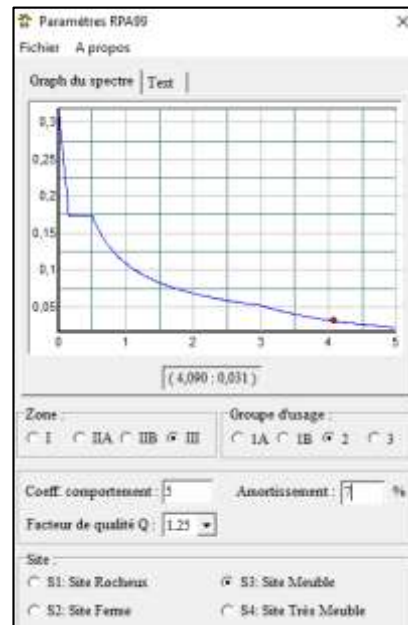


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

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).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé 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 ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec :

$A = 0,25$ Coefficient d'accélération de zone

W : Poids total de la structure.

$Q=1,25$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \cdot \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \cdot \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \cdot \end{cases}$$

$$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 41,82 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 0,05 \times 41,82^{0,75} = 0,822 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad 1,3T = 1,069 \text{ s}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_X = 33,83 \text{ m.} \\ \Rightarrow D_Y = 14,90 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(41,82)^{3/4} = 0,822 \text{ s, dans les deux directions.}$$

$$\Rightarrow 1,3 \times T = 1,3 \times 0,822 = 1,069 \text{ s}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{41,82}{\sqrt{33,83}} = 0,647 \text{ sec.}$$

✓ Suivant la direction (y-y) $T_y = 0,09 \frac{41,82}{\sqrt{14,90}} = 0,975 \text{sec.}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,647; 0,822) = 0,647 \text{sec.}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,975; 0,822) = 0,822 \text{sec.}$

Calcul de D

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \square \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,647} \right)^{2/3} = 1,857 \\ D_y = 2,5 \square \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,822} \right)^{2/3} = 1,582 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,857 \times 1,25}{5} W = 0,1160625 \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,582 \times 1,25}{5} W = 0,098875 \times W \end{cases}$$

IV.5. Résultats de l'analyse sismique

1-Modèle initial :

❖ Disposition des voiles :

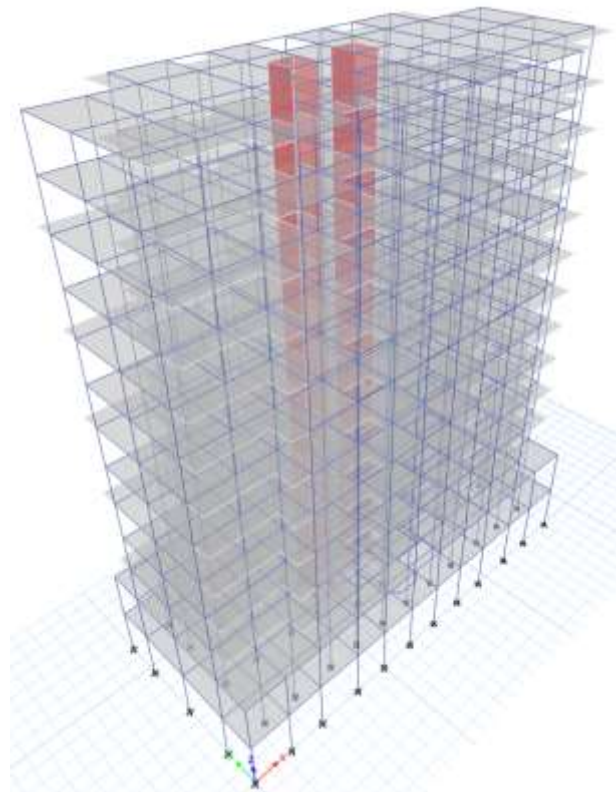


Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle initial.

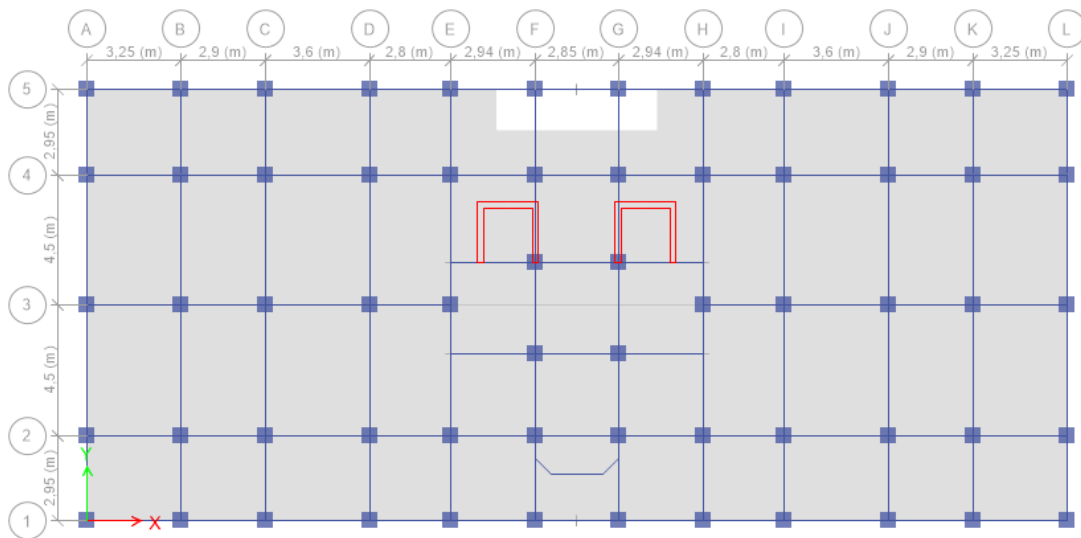


Figure IV. 3: Vue en plan du modèle initial.

Tableau IV. 2: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des Poutres principales (cm ²)	Les sections des Poutres secondaire (cm ²)
08 ^{ème} ; 09 ^{ème} ; 10 ^{ème} ; 11 ^{ème} ; 12 ^{ème}	40×40	30×40	30×35
05 ^{ème} ; 06 ^{ème} ; 07 ^{ème}	45×45	30×40	30×35
02 ^{ème} ; 03 ^{ème} ; 04 ^{ème}	50×50	30×40	30×35
RDC ; 01 ^{er}	55×55	30×40	30×35
	Dalle pleine (balcon)	Voile	
	e = 15 cm	e = 20cm	

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 3: Participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1,436	0,1673	0	0	0,1673	0	0	0	0,0581	0,5815	0	0,0581	0,5815
Modal	2	1,273	0,00000232	0,7295	0	0,1673	0,7295	0	0,2971	8,786E-07	0	0,2971	0,0581	0,5815
Modal	3	1,267	0,5806	0,000002687	0	0,7479	0,7295	0	0,0000011	0,2189	0,1571	0,2971	0,277	0,7386
Modal	4	0,495	0,0195	0	0	0,7674	0,7295	0	0	0,0795	0,1008	0,2971	0,3565	0,8393
Modal	5	0,401	0,1068	0,000005055	0	0,8741	0,7295	0	0,00001436	0,3415	0,0235	0,2972	0,698	0,8628
Modal	6	0,4	0,000003943	0,1364	0	0,8741	0,866	0	0,3862	0,00001262	9,096E-07	0,6834	0,698	0,8628
Modal	7	0,286	0,0065	0	0	0,8806	0,866	0	0	0,0113	0,0447	0,6834	0,7093	0,9076
Modal	8	0,208	0,0444	0	0	0,925	0,866	0	0	0,0812	0,01	0,6834	0,7905	0,9176
Modal	9	0,203	0	0,0529	0	0,925	0,9189	0	0,097	0	0	0,7804	0,7905	0,9176
Modal	10	0,196	0,0037	0	0	0,9287	0,9189	0	0	0,0122	0,0221	0,7804	0,8028	0,9397
Modal	11	0,145	0,0018	0	0	0,9305	0,9189	0	0	0,0038	0,0149	0,7804	0,8066	0,9546
Modal	12	0,131	0,0239	0	0	0,9544	0,9189	0	0	0,0685	0,0041	0,7804	0,8751	0,9588

❖ **Remarque :**

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,436$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode translation X-X.

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles.

1-Modèle 1 :

- **Disposition des voiles :**

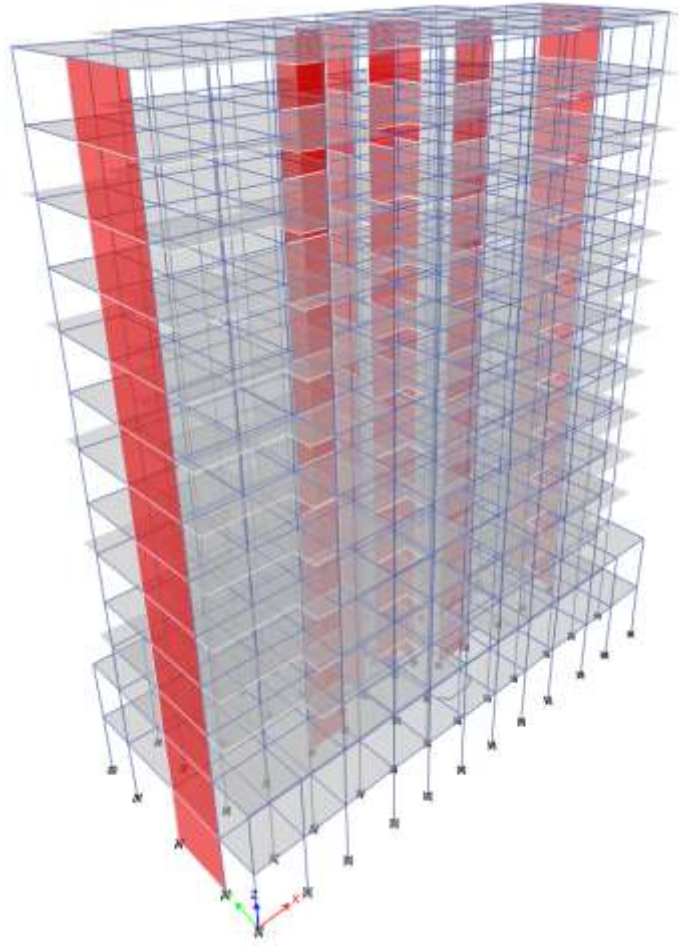


Figure IV. 4: Vue en 3D du modèle 1

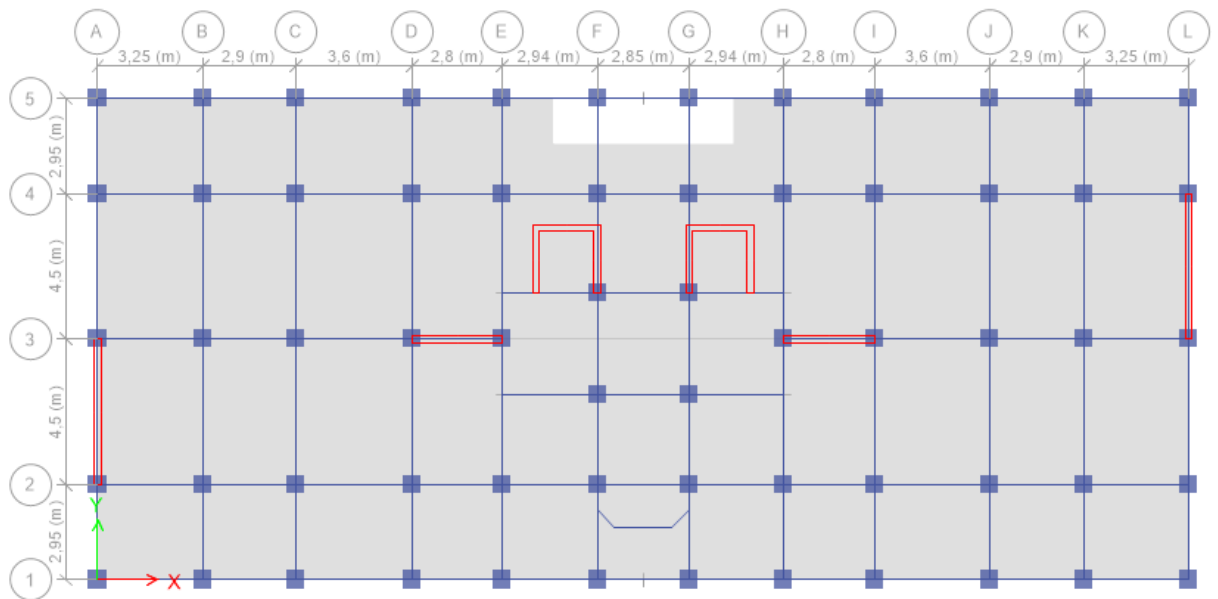


Figure IV. 5: Vue en plan du modèle 1.

2-Modèle final :

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 4: Participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1,177	0,7073	0,0001	0	0,7073	0,0001	0	0,0001	0,2978	0,0159	0,0001	0,2978	0,0159
Modal	2	1,092	0,0001	0,6891	0	0,7075	0,6892	0	0,3411	0,00004045	0,0001	0,3412	0,2978	0,016
Modal	3	0,947	0,0178	0,00004881	0	0,7252	0,6893	0	0,0000271	0,0062	0,6397	0,3412	0,304	0,6557
Modal	4	0,354	0,1336	0,000003461	0	0,8588	0,6893	0	0,000001302	0,3697	0,0019	0,3412	0,6737	0,6576
Modal	5	0,3	0	0,1631	0	0,8588	0,8524	0	0,319	0,000004178	0,00000129	0,6602	0,6737	0,6576
Modal	6	0,24	0,0016	0,000001642	0	0,8604	0,8524	0	0,000002025	0,0036	0,1791	0,6602	0,6773	0,8366
Modal	7	0,174	0,0583	0	0	0,9186	0,8524	0	0	0,1047	0,0008	0,6602	0,782	0,8374
Modal	8	0,137	0	0,0664	0	0,9186	0,9188	0	0,1254	0	0	0,7856	0,782	0,8374
Modal	9	0,106	0,0143	0	0	0,9329	0,9188	0	0	0,0366	0,0477	0,7856	0,8186	0,8852
Modal	10	0,105	0,0176	0	0	0,9505	0,9188	0	0	0,0478	0,0313	0,7856	0,8664	0,9165
Modal	11	0,081	0	0,0337	0	0,9505	0,9525	0	0,085	0	0	0,8706	0,8664	0,9165
Modal	12	0,072	0,0192	0	0	0,9697	0,9525	0	0	0,0479	0,00003439	0,8706	0,9143	0,9166

❖ **Remarque :**

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur, l'escalier et les voiles que l'on a rajouté.

Constatation : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,177$ Sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

a- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 70310,6039 \text{ KN} \rightarrow V^x = 8158,27 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 6526,61$$

$$V^y = 6954,14 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 5563,31$$

$$F_1 = V_t^x = 5411,55 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 5630,68 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 5411,55 \text{ KN} < 0,8V^x = 6526,61 \text{ KN} \\ V_t^y = 5630,68 \text{ KN} > 0,8V^y = 5563,31 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

$$\left\{ r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,206 \Rightarrow \{ r_x = 1,206 \right.$$

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	5411,5485	58,6856	0	1766,0519	148292,7472	35712,0781	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	58,6856	5630,6841	0	154400,9558	1690,3646	95396,6449	0	0	0
W	Combination		0	0	70310,6039	525144,2223	-1189304	0,000003441	0	0	0

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8*V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	5411,55	6526,618835	Non vérifiée
Sens Y-Y	5630,68	5563,309979	Vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
		$0.8*V_{st}/V_{dyn} =$	1,206

- On augment l'effort sismique Ex par 1,206 et on adoptera Ex=11,85

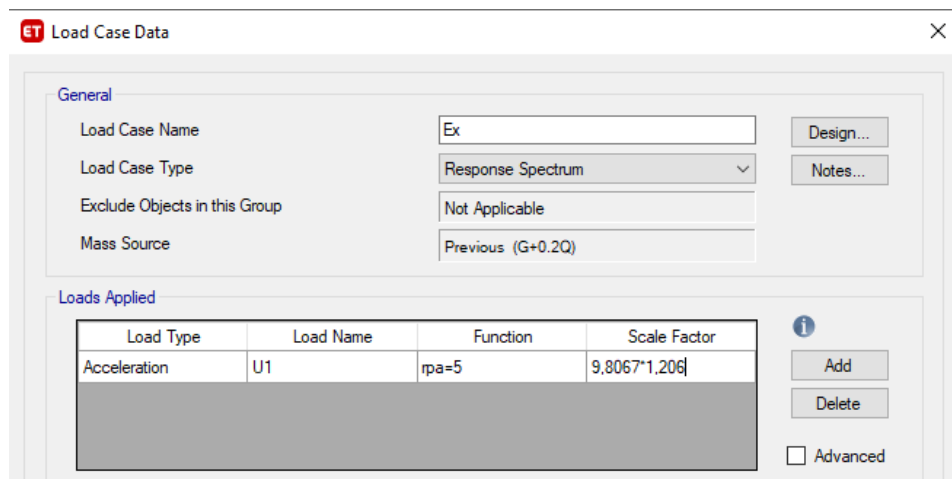


TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	6539,0854	70,9132	0	2134,0222	179190,661	43152,9593	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	58,6856	5630,6841	0	154400,9558	1690,3646	95396,6449	0	0	0
W	Combination		0	0	70310,6039	525144,2223	-1189304	0,000003441	0	0	0

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8*V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	6539,09	6526,618835	Vérifiée
Sens Y-Y	5630,68	5563,309979	Vérifiée

$$F_1 = V_t^x = 6539,09 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 5630,68 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 6539,09 \text{ KN} > 0,8V^x = 6526,61 \text{ KN} \\ V_t^y = 5630,68 \text{ KN} > 0,8V^y = 5563,31 \text{ KN} \end{cases}$$

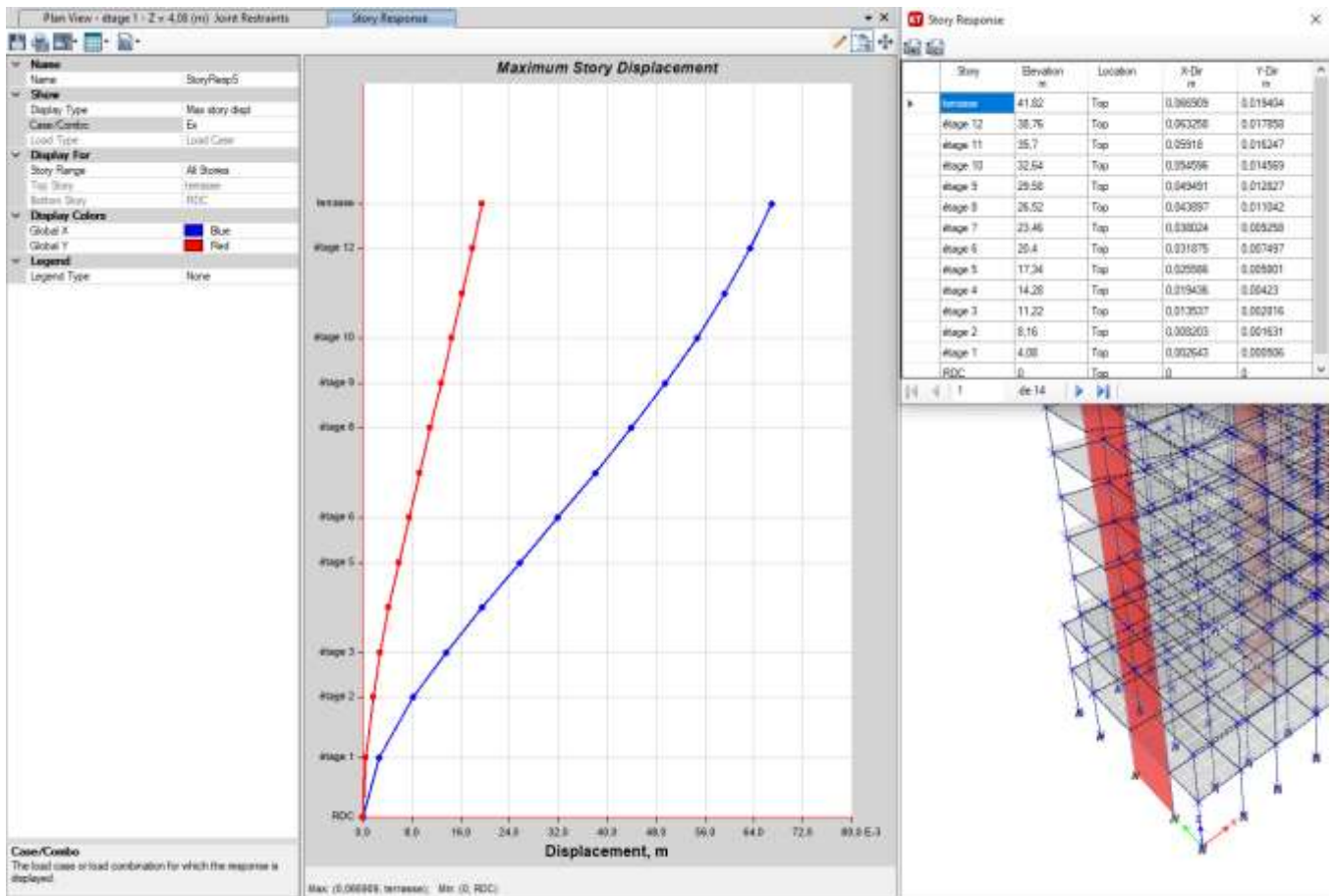
La Condition est vérifiée.

b- Vérification des déplacements inter-étage :

Selon l'axe x-x :

Tableau IV. 5: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).

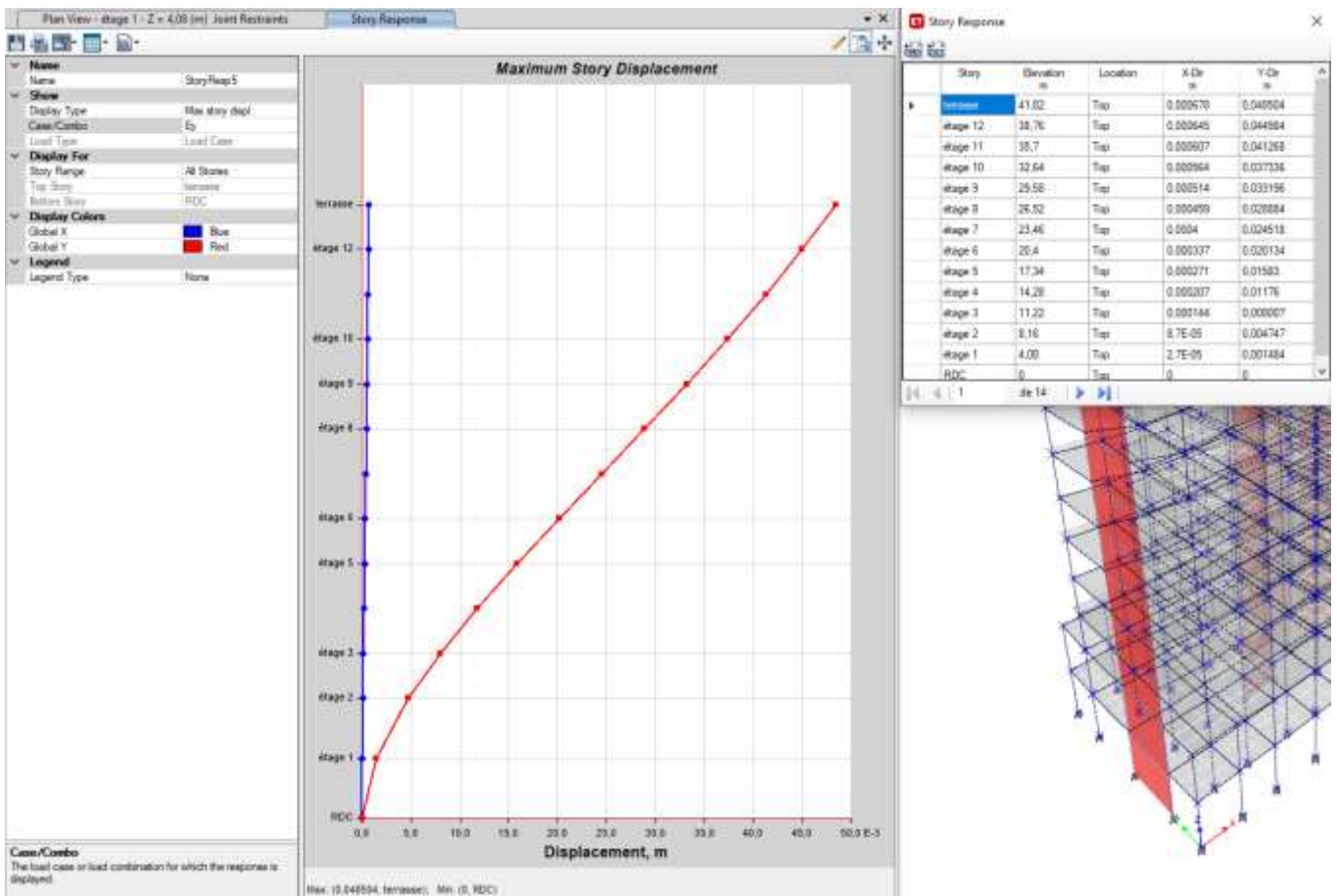
	U_1 (cm)	δ_K^x (cm)	Δ_K^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
RDC	0,2643	1,33	1,33	4,08	Vérfié
1	0,8203	4,11	2,78	4,08	Vérfié
2	1,3537	6,77	2,66	3,06	Vérfié
3	1,9436	9,72	2,95	3,06	Vérfié
4	2,5586	12,8	3,03	3,06	Vérfié
5	3,1875	15,94	3,05	3,06	Vérfié
6	3,8024	19,02	3,03	3,06	Vérfié
7	4,3897	21,95	2,93	3,06	Vérfié
8	4,9491	24,75	2,8	3,06	Vérfié
9	5,4596	27,3	2,55	3,06	Vérfié
10	5,918	29,59	2,29	3,06	Vérfié
11	6,3258	31,63	2,04	3,06	Vérfié
12	6,6909	33,46	1,83	3,06	Vérfié



Selon l'axe y-y :

Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).

	U_2 (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
RDC	0,1484	0,75	0,75	4,08	Vérfié
1	0,4747	2,38	1,63	4,08	Vérfié
2	0,8007	4,01	1,63	3,06	Vérfié
3	1,176	5,88	1,87	3,06	Vérfié
4	1,583	7,92	2,04	3,06	Vérfié
5	2,0134	10,07	2,15	3,06	Vérfié
6	2,4518	12,26	2,19	3,06	Vérfié
7	2,8884	14,45	2,19	3,06	Vérfié
8	3,3196	16,6	2,15	3,06	Vérfié
9	3,7336	18,67	2,07	3,06	Vérfié
10	4,1268	20,64	1,97	3,06	Vérfié
11	4,4984	22,5	1,86	3,06	Vérfié
12	4,8504	24,26	1,76	3,06	Vérfié



d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c,28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	55	55	3025	2014,03	0,266	Vérifiée
Etage 1	55	55	3025	1746,77	0,231	Vérifiée
Etage 2	50	50	2500	1590,80	0,255	Vérifiée
Etage 3	50	50	2500	1429,46	0,229	Vérifiée
Etage 4	50	50	2500	1267,23	0,203	Vérifiée
Etage 5	45	45	2025	1112,86	0,220	Vérifiée
Etage 6	45	45	2025	966,41	0,191	Vérifiée
Etage 7	45	45	2025	814,12	0,161	Vérifiée
Etage 8	40	40	1600	666,65	0,167	Vérifiée
Etage 9	40	40	1600	534,01	0,134	Vérifiée
Etage 10	40	40	1600	403,59	0,101	Vérifiée
Etage 11	40	40	1600	273,67	0,068	Vérifiée
Etage 12	40	40	1600	145,12	0,036	Vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Force	Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
étage 1	C29	191	G+Q+Ey	Combinat	Min	0	-2014,03	-0,8505	-32,5973	-0,0945	-86,667	-1,4997	191
étage 2	C8	842	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-1746,77	-45,193	-6,656	-2,8786	-19,5342	-121,502	842
étage 3	C8	666	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-1590,8	-65,5593	-9,917	-2,7803	-18,4408	-104,945	666
étage 4	C8	1008	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-1429,46	-78,4698	-12,107	-3,3369	-20,8749	-126,344	1008
étage 5	C8	920	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-1267,23	-85,4949	-13,7518	-3,7279	-22,2591	-128,566	920
étage 6	C8	724	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-1112,86	-71,3232	-12,1136	-2,6563	-18,5472	-105,894	724
étage 7	C8	1157	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-966,41	-80,2854	-14,1498	-2,7793	-21,8085	-118,439	1157
étage 8	C52	1098	G+Q+Ey	Combinat	Min	0	-814,12	0,2101	-45,0893	-0,3226	-66,9902	0,6125	1098
étage 9	C52	801	G+Q+Ey	Combinat	Min	0	-666,653	-0,1192	-35,3974	-0,2157	-51,6624	-0,2444	801
étage 10	C13	1740	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-534,007	-48,9121	-11,5232	-1,7611	-17,4419	-73,5634	1740
étage 11	C13	1620	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-403,592	-41,9256	-10,934	-1,7142	-16,6711	-62,0977	1620
étage 12	C13	1554	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-273,671	-34,3062	-10,1022	-1,6597	-15,3288	-51,493	1554
terrasse	C48	1497	G+Q+Ex	Combinat	Min	0	-145,125	-64,4611	-13,6211	-1,6047	-19,3296	-90,9251	1497

❖ **Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8: Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	408,0	4927,59	1,33	1102,5041	0,015	Vérifiée
Etage 1	408,0	9830,01	2,78	1995,9021	0,034	Vérifiée
Etage 2	306,0	14844,65	2,66	2725,0793	0,047	Vérifiée
Etage 3	306,0	19747,06	2,95	3342,9433	0,057	Vérifiée
Etage 4	306,0	24761,71	3,03	3876,4036	0,063	Vérifiée
Etage 5	306,0	29827,09	3,05	4338,9205	0,069	Vérifiée
Etage 6	306,0	35004,70	3,03	4777,9941	0,073	Vérifiée
Etage 7	306,0	40034,85	2,93	5164,9026	0,074	Vérifiée
Etage 8	306,0	45360,84	2,80	5532,8868	0,075	Vérifiée
Etage 9	306,0	50574,61	2,55	5860,5138	0,072	Vérifiée
Etage 10	306,0	55900,61	2,29	6131,0626	0,068	Vérifiée
Etage 11	306,0	62608,51	2,04	6384,7304	0,065	Vérifiée
Etage 12	306,0	70310,60	1,83	6539,0854	0,064	Vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output Cas	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
terrasse	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	1102,504	10,0222	7219,694	30,6679	3373,662
étage 12	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	1995,902	20,0834	13143,65	92,1115	9434,275
étage 11	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	2725,079	29,3669	18044,15	181,9259	17585,1
étage 10	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	3342,943	37,4798	22078,31	296,4948	27478,64
étage 9	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	3876,404	44,7773	25547,34	433,2757	38885,48
étage 8	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	4338,921	51,0528	28509,12	589,1066	51566,17
étage 7	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	4777,994	56,5763	31404,54	761,6491	65398,24
étage 6	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5164,903	60,9907	33942,47	947,5274	80245,77
étage 5	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5532,887	64,5989	36371,89	1144,291	96030,9
étage 4	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5860,514	67,2787	38491,54	1349,162	112672,6
étage 3	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6131,063	69,1388	40290,7	1559,702	130068,2
étage 2	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6384,73	70,4249	42044,21	1845,752	154237
étage 1	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6539,085	70,9132	43152,96	2134,022	179190,7

Tableau IV. 9: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	408,0	4927,59	0,75	995,0173	0,009	Vérifiée
Etage 1	408,0	9830,01	1,63	1802,8458	0,022	Vérifiée
Etage 2	306,0	14844,65	1,63	2425,0886	0,033	Vérifiée
Etage 3	306,0	19747,06	1,87	2932,7533	0,041	Vérifiée
Etage 4	306,0	24761,71	2,04	3384,5932	0,049	Vérifiée
Etage 5	306,0	29827,09	2,15	3769,0444	0,056	Vérifiée
Etage 6	306,0	35004,70	2,19	4125,2719	0,061	Vérifiée
Etage 7	306,0	40034,85	2,19	4453,7659	0,064	Vérifiée
Etage 8	306,0	45360,84	2,15	4768,0568	0,067	Vérifiée
Etage 9	306,0	50574,61	2,07	5038,646	0,068	Vérifiée
Etage 10	306,0	55900,61	1,97	5272,8979	0,068	Vérifiée
Etage 11	306,0	62608,51	1,86	5501,7141	0,069	Vérifiée
Etage 12	306,0	70310,60	1,76	5630,6841	0,072	Vérifiée

Tableau IV. 10: Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces										
Story	Output Cas	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
terrasse	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	7,3833	995,0173	16857,51	3044,753	22,5928
étage 12	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	14,9744	1802,846	30547,78	8535,376	68,3991
étage 11	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	22,1207	2425,089	41096,65	15831,39	136,021
étage 10	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	28,5119	2932,753	49701,89	24519,78	223,0833
étage 9	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	34,3781	3384,593	57360,49	34419,47	327,8732
étage 8	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	39,5801	3769,044	63875,99	45360,41	448,239
étage 7	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	44,3376	4125,272	69912,73	57225,15	582,6876
étage 6	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	48,3454	4453,766	75476,69	69913,07	728,9047
étage 5	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	51,8128	4768,057	80798,77	83387,2	885,2365
étage 4	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	54,5674	5038,646	85379,48	97581,7	1049,648
étage 3	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	56,6057	5272,898	89344,05	112413,5	1220,153
étage 2	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	58,0961	5501,714	93215,81	133048,7	1453,74
étage 1	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	58,6856	5630,684	95396,64	154401	1690,365

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

f-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

f-1- Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 77390.9128$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 15362.398$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 19,85 \% < 20\%$.

TABLE: Story Forces										
Story	Output Cas	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
terrasse	W	Combination		Bottom	4927,591	0	0	0	36492,51	-83350,2
étage 12	W	Combination		Bottom	9830,007	0	0	4,69E-06	72772,15	-166275
étage 11	W	Combination		Bottom	14844,65	0	0	4,31E-06	110471,4	-251097
étage 10	W	Combination		Bottom	19747,06	0	0	4,28E-06	146751,1	-334022
étage 9	W	Combination		Bottom	24761,71	0	0	4,04E-06	184450,4	-418844
étage 8	W	Combination		Bottom	29827,09	0	0	3,44E-06	221942,6	-504525
étage 7	W	Combination		Bottom	35004,7	0	0	3,36E-06	260854,5	-592104
étage 6	W	Combination		Bottom	40034,85	0	0	3,35E-06	298163,6	-677189
étage 5	W	Combination		Bottom	45360,84	0	0	3,42E-06	338258,5	-767279
étage 4	W	Combination		Bottom	50574,61	0	0	3,46E-06	376933,9	-855470
étage 3	W	Combination		Bottom	55900,61	0	0	3,46E-06	417028,9	-945559
étage 2	W	Combination		Bottom	62608,51	0	0	3,44E-06	467513,5	-1059023
étage 1	W	Combination		Bottom	70310,6	0	0	3,44E-06	525144,2	-1189304

ET Section Cut Forces
×

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	<input type="text" value="35,0461"/>	<input type="text" value="-0,7166"/>	m
Global Y	<input type="text" value="2,8039"/>	<input type="text" value="2,8538"/>	m

Load Case

Resultant Force Location and Angle

Global X	<input type="text" value="17,1647"/>	m
Global Y	<input type="text" value="2,8289"/>	m
Global Z	<input type="text" value="0"/>	m
Angle	<input type="text" value="0"/>	deg

Objects to Include

<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input checked="" type="checkbox"/> Beams	<input checked="" type="checkbox"/> Braces
<input checked="" type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input checked="" type="checkbox"/> Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-74939,3428"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="77390,9128"/>
Moment	<input type="text" value="-346241,1113"/>	<input type="text" value="-18715,1678"/>	<input type="text" value="-1,066E-05"/>	<input type="text" value="358222,0031"/>	<input type="text" value="19327,4169"/>	<input type="text" value="1,066E-05"/>

Section Cut Forces

Section Cutting Line

Start Point End Point

Global X 35,0461 -0,7166 m

Global Y 2,8039 2,8538 m

Load Case

ELS

Objects to Include

Columns Beams Braces

Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X 17,1647 m

Global Y 2,8289 m

Global Z 0 m

Angle 0 deg

Integrated Forces

Force	Right Side			Left Side			kN
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0,5073	14,6556	-14823,838	-0,5073	-14,6556	15362,398	
Moment	-86346,0327	-5434,5803	179,8456	89502,075	5569,079	-179,8456	kN-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

f-2- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charge horizontales repris par les portiques :

Tableau IV. 11: Vérification des pourcentages des efforts tranchants repris par les portiques.

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique	Total	Pourcentage	Vérification	Portique	Total	Pourcentage	Vérification
12	1102,5041	1667,0119	66,14 %	Vérifier	995,0173	1524,0211	65,29 %	Vérifier
11	1570,2916	1995,9021	78,68 %	Vérifier	1340,951	1802,8458	74,38 %	Vérifier
10	1874,4338	2725,0793	68,79 %	Vérifier	1505,9197	2425,0886	62,1 %	Vérifier
9	2095,2397	3342,9433	62,68 %	Vérifier	1636,4892	2932,7533	55,81 %	Vérifier
8	2159,9293	3876,4036	55,72 %	Vérifier	1629,6279	3384,5932	48,15 %	Vérifier
7	2940,1399	4338,9205	67,77 %	Vérifier	2199,4563	3769,0444	58,36 %	Vérifier
6	2926,9166	4777,9941	61,26 %	Vérifier	2122,0471	4125,2719	51,45 %	Vérifier
5	2846,2379	5164,9026	55,11 %	Vérifier	2012,8974	4453,7659	45,2 %	Vérifier
4	3426,9178	5532,8868	61,94 %	Vérifier	2410,7268	4768,0568	50,56 %	Vérifier
3	3168,7451	5860,5138	54,07 %	Vérifier	2134,0512	5038,646	42,36 %	Vérifier
2	2966,7361	6131,0626	48,39 %	Vérifier	1984,8704	5272,8979	37,65 %	Vérifier
1	2668,4202	6384,7304	41,8 %	Vérifier	1764,7917	5501,7141	32,08 %	Vérifier
RDC	2046,3154	6539,0854	31,3 %	Vérifier	1719,9725	5630,6841	30,55 %	Vérifier

L'effort tranchants repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux dans les deux sens.

IV.6. Conclusion

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(stq)}$) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ($0.8*V_{(stq)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.



CHAPITRE V :

Ferraillage des éléments principaux

V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1. Introduction

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), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	15	1,15	400	343
Accidentelle	1,15	25	15	1	400	400

V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right.$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

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 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

V.2.4. Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT ROBOT pour le ferrailage des sections.

Poteaux :

- a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	2508.03	-3.4308	0.00	0.00	27.23
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	2003.92	-7.0218	0.00	0.00	22.50
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	1423.87	- 13.5114	0.00	0.00	18.23
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	869.324	- 20.9022	0.00	0.00	14.40

- b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\min})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{cor} [kN]	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	53.3631	- 22.9494	0.00	0.49	27.23
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	536.206	-7.493	0.00	0.00	22.50
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	344.589	-7.1562	0.00	0.00	18.23
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	41.7478	7.4872	0.00	0.00	14.40

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	137.468	59.9021	1.42	0.00	27.23
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	1401.98	-35.0583	0.00	0.00	22.50
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	986.826	-42.5321	0.00	0.00	18.23
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	145.23	-48.5978	0.00	1.91	14.40

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E ; 0.8G+E**

Poteaux :

a. ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	2014.03	-86.667	0.00	0.00	27.23
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	1590.8	-104.945	0.00	0.00	22.50
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	1112.86	-105.894	0.00	0.00	18.23
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	666.653	-50.6624	0.00	0.00	14.40

b. ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$) :

Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	-688.4556	31.5458	10.43	6.79	27.23
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	-429.0987	70.8791	9.81	0.94	22.50
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	-222.1632	38.3445	5.50	0.08	18.23
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	-107.5914	33.8128	3.87	0.00	14.40

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V. 7: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55×55	137.488	-159.756	0.00	6.58	27.23
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	248.618	154.9434	0.00	5.89	22.50
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	675.236	-145.771	0.00	1.75	18.23
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	431.958	-112.836	0.00	3.41	14.40

V.2.5. Choix des armatures

1)- choix de ferraillage des poteaux :

Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	A^{sup} (adp) = A^{inf}
RDC et 1 ^{er}	55×55	17.22	27.23	181.5	121	4T20+8T16	28.64	10.3
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	15.70	22.50	150	100	12T16	24.12	8.04
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	7.25	18.23	121.5	81	4T16+8T14	20.35	7.1
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	7.28	14.40	96	64	4T14+8T12	15.20	5.43

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

● **Acier** :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right)$$

Fissuration préjudiciable.....

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110 \eta \right)$$

Fissuration très préjudiciable.....

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.6MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\text{corr}}, N^{\text{Max}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section d'arm	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55×55	1821.51	-2.3703	27.23	83.30	201.6	5.57	15	OK
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	1457.37	-5.0526	22.50	82.20	201.6	5.52	15	OK
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	1035.23	-9.7285	18.23	75.90	201.6	5.17	15	OK
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	632.287	-15.0522	14.40	68.90	201.6	4.85	15	OK

b. (N^{cor}, M^{\max}) :

Tableau V. 10: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN)	M_{ser}^{\max} (kN.m)	Section d'arm	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55×55	38.5631	-16.619	27.23	20.30	201.6	0.91	15	OK
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	392.941	-5.4376	22.50	23.90	201.6	1.64	15	OK
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	252.446	-5.1887	18.23	20.90	201.6	1.46	15	OK
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	30.6367	5.5112	14.40	10.40	201.6	0.81	15	OK

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr} , M^{max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section d'arm	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55×55	99.2514	43.2633	27.23	53.00	201.6	2.35	15	OK
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	1018.8	- 25.5502	22.50	51.90	201.6	3.71	15	OK
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	673.398	- 30.9476	18.23	65.60	201.6	4.71	15	OK
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	106.6	- 35.3435	14.40	109.1	201.6	4.81	15	OK

V.2.7. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

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

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda : \text{L'élanement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

a : coté du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55×55	81.9699	0.27	17.99	0.075	1.875	2.5	OK
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	103.1299	0.41	14.84	0.075	1.875	2.5	OK
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	99.1712	0.49	16.49	0.075	1.875	2.5	OK
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	74.8657	0.47	18.55	0.075	1.875	2.5	OK

V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{\square}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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 **RPA99 version 2003** : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau V. 13: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	55×55	4T20+8T16	20	10	15
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50×50	12T16	16	10	15
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45×45	4T16+8T14	16	10	15
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	4T14+8T12	14	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} ^{rpa} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	55x55	2.856	5.19	2.5	81.9699	N	10	0.13	1.7	4T8	2.01
						C	15	0.20	2.55	4T10	3.14
2 ^{er} au 4 ^{ème}	50x50	2.142	4.28	3.75	103.1299	N	10	0.32	1.6	4T8	2.01
						C	15	0.48	2.4	4T10	3.14
5 ^{ème} au 7 ^{ème}	45x45	2.142	4.76	3.75	99.1712	N	10	0.30	1.98	4T10	3.14
						C	15	0.45	2.97	4T10	3.14
8 ^{ème} au 12 ^{ème}	40x40	2.142	5.36	2.5	74.8657	N	10	0.15	1.2	4T8	2.01
						C	15	0.23	1.8	4T8	2.01

V.2.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.... **RPA99 page 89**

Pour :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V. 15: Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale

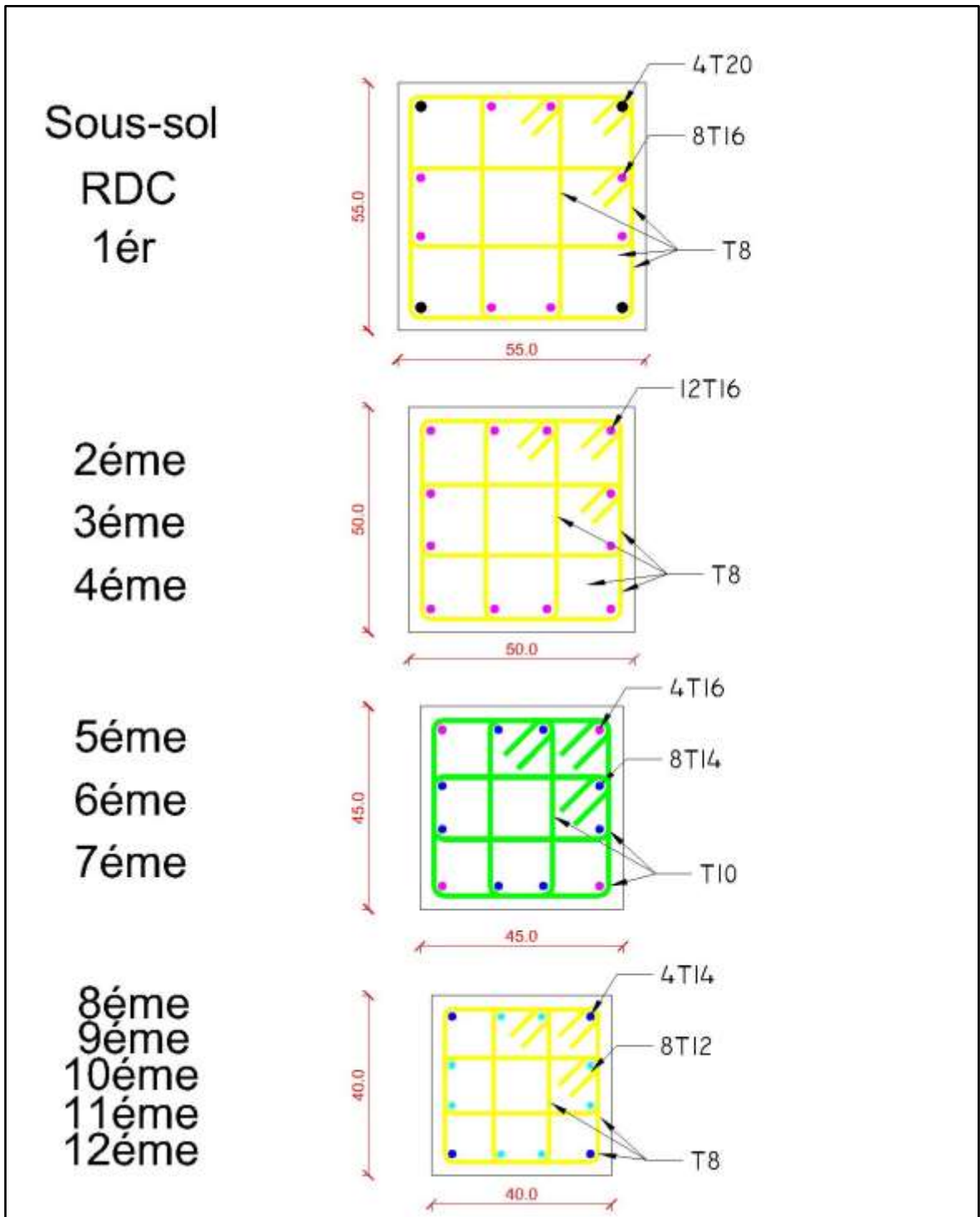
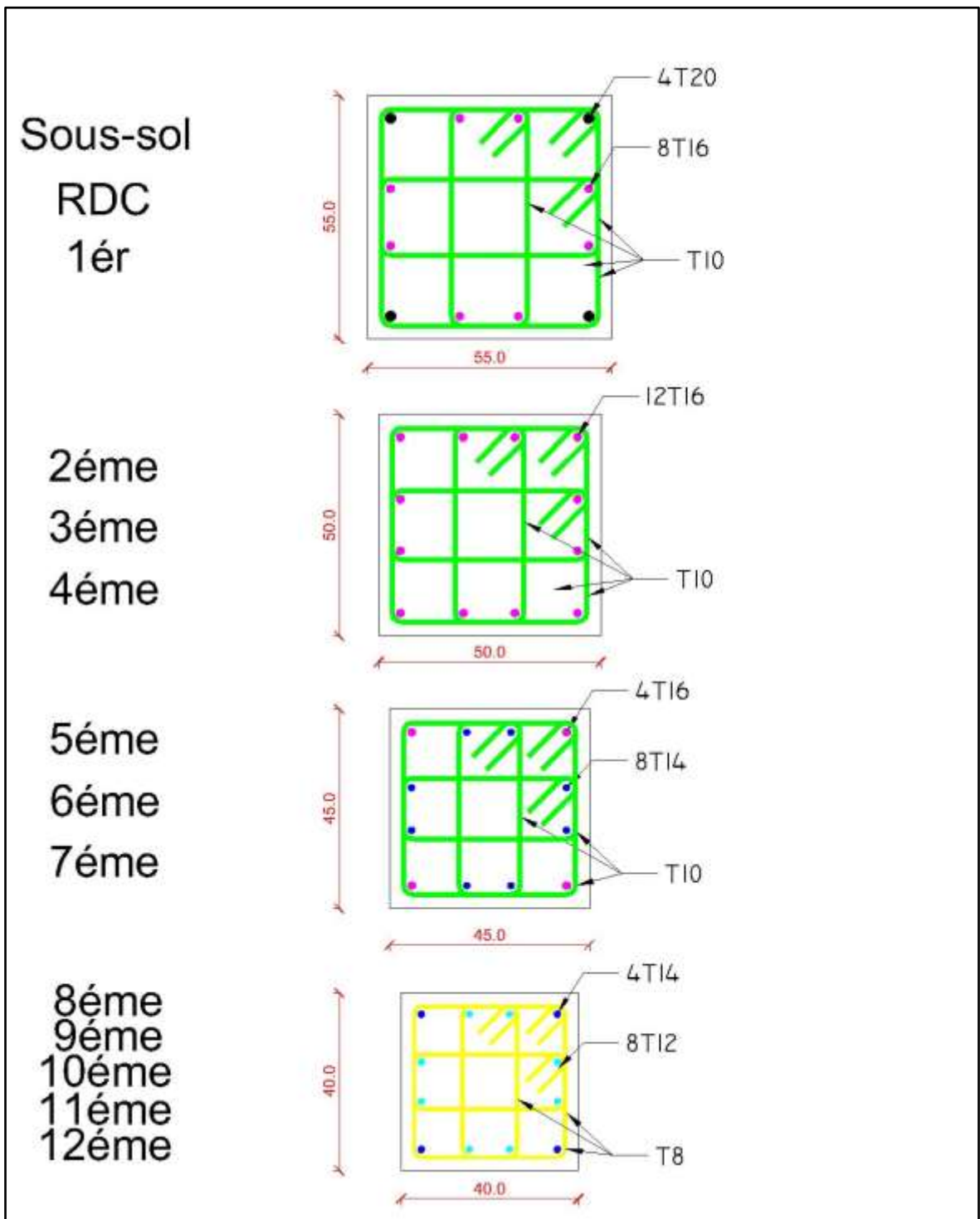


Tableau V. 16: Schéma de ferraillage des poteaux zone courante



V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

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.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

c. Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.17$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 343$ MPa.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.2. Calcul de ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x40(cm²)
- Poutres secondaires 30x35(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses 30x40

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	36.7693	/	3.00	/
30x40	Appui	/	-72.1474	/	6.10

b-Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G +E

Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses 30x40

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	103.8226	-103.768	7.5	7.5
30x40	Appui	142.7089	-162.47	10.40	12.01

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 19: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x35	Travée	34.2648	/	3.30	/
30x35	Appui	53.1181	-63.1639	5.20	6.20

b. Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G +E

Tableau V. 20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x35	Travée	149.2267	-148.195	10.8	10.7
30x35	Appui	127.3972	-153.853	9.20	11.30

V.3.3. Choix des armatures

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 21: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40

Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur (As')	A _{s min} ^{adp} (cm ²)	A _{s max} ^{adp} (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6.0	7.50	7.50	3T16+2T14	5T16	9.11	10.05
30x40	Appui	48	72	6.0	10.40	12.01	3T16+3T14	6T16	10.65	12.06

Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35

Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur (As')	A _{s min} ^{adp} (cm ²)	A _{s max} ^{adp} (cm ²)
30x35	Travée	42	63	5.25	10.8	10.7	6T16	6T16	12.06	12.06
30x35	Appui	42	63	5.25	9.20	11.30	5T16	6T16	10.05	12.06

V.3.4. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{Mpa}$$

Tableau V. 23: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s (min)} ^{choisi} (cm ²)	A _{s min} ^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	9.11	1.30	Vérifiée
30x35	10.05	1.14	Vérifiée

V.3.5. Vérification vis à vis 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 :

- **Béton.**

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

- **Acier.**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$$

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

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V. 24: Vérification des poutres (30x40) à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	26.8675	92.50	201.6	3.03	15	vérifier
Appui	-52.6649	138.50	201.6	5.38	15	vérifier

Tableau V. 25: Vérification des poutres (30x35) à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	26.0184	80.70	201.6	3.20	15	vérifier
Appui	-45.6282	137.90	201.6	5.75	15	vérifier

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91**

modifié 99

Tableau V. 26: Vérification de la contrainte de cisaillement

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x40	238.6516	2.21	2.50	vérifier
30x35	201.2184	2.13	2.50	vérifier

V.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400\text{MPa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1.2\text{cm}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 27: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	$T_u(\text{kN})$	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC			
30x40	238.6516	2.21	36	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01
30x35	201.2184	2.13	31.5	8.75	17.5	10	20	1,8	4T8	2,01

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\phi$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a : $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm}$

V.3.8. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

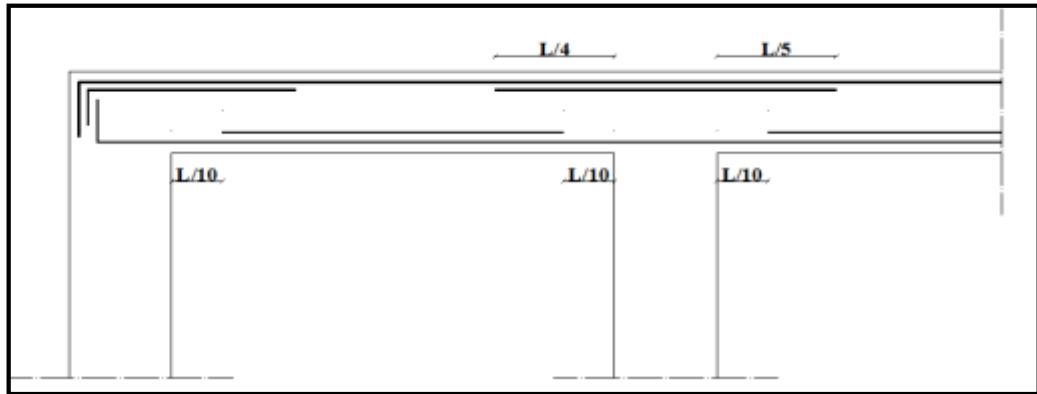


Figure V. 1: Arrêt des barres.

V.3.9. Vérification de la flèche

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

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0.90 \text{ cm} \quad (L = 4.50\text{m} < 5\text{m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.65 \text{ cm} \quad (L = 3.25\text{m} < 5\text{m})$$

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 :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

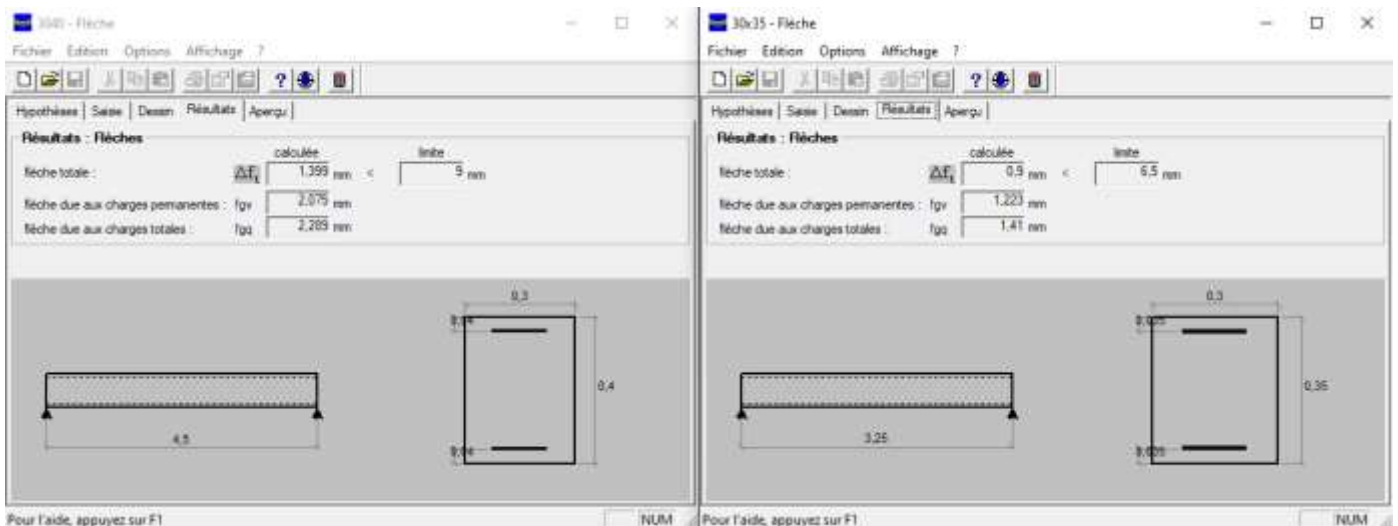
Avec :

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

Tableau V. 28: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
30x40	4.50	26.8675	9.11	197394.4	0.2075	0.2289	0.1399	0.90
30x35	3.25	26.0184	12.06	299755.55	0.1223	0.1410	0.09	0.65

- Poutre principale 30x40 (pour les bouts voile) :



a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 29: Ferraillage des poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	8.2491	/	1.30	/
30x40	Appui	/	-10.6802	/	1.30

b-Situation accidentelle G+Q+E / 0.8G+E

Tableau V. 30: Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	136.1028	/	9.90	/
30x40	Appui	/	-128.206	/	9.30

➤ **Choix des armatures :**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 31: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section	Position	A _s max z.c (cm ²)	A _s max z.r (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ' ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur (As')	A _s ^{max adp} (cm ²)	A _s ^{min adp} (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6.0	9.90	/	5T16	/	10.05	/
30x40	Appui	48	72	6.0	/	9.30	/	5T16	/	10.05

➤ **Condition de non fragilité :**

Tableau V. 32: Vérification de la condition de non fragilité 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} _(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	10.05	1.30	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

Tableau V. 33: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	6.0408	18.70	201.6	0.65	15	vérifier
Appui	-7.8506	24.90	201.6	0.87	15	vérifier

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V. 34: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x40	238.6516	2.21	2.50	vérifier

➤ Calcul des armatures transversales :

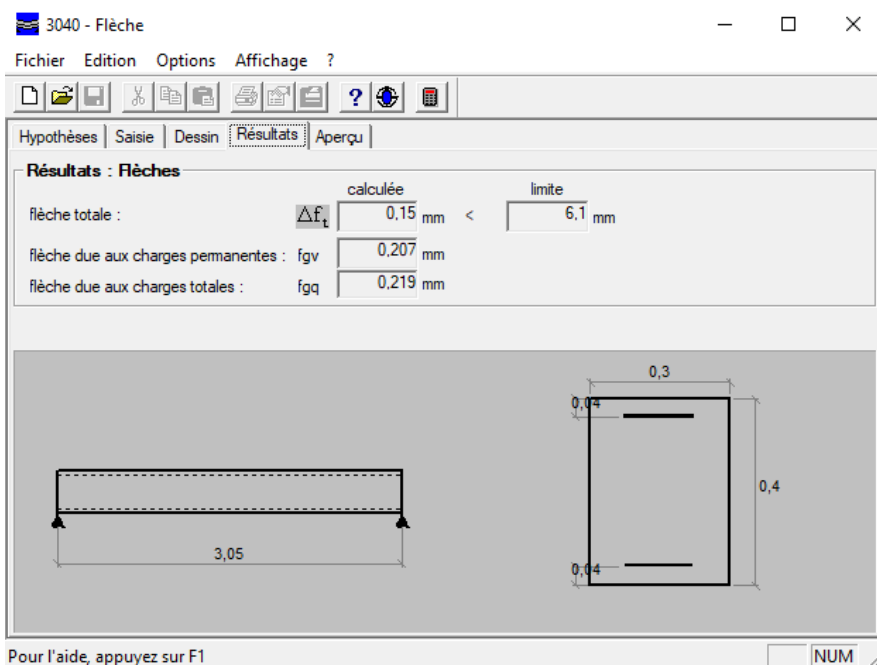
Tableau V. 35: Calcul des armatures transversales 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_r^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x40	238.5616	2.21	36	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

➤ Vérification de la flèche :

Tableau V. 36: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M_{ser} (kNm)	A_s^{adp} (cm ²)	I_0 (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf_t (cm)	\bar{f} (cm)
30x40	3.05	6.0408	10.05	365567.2	0.0207	0.0219	0.015	0.61



V.3.10. Schéma de ferraillage des poutres

Tableau V. 37: Schéma de ferraillage des poutres porteuses et non porteuses.

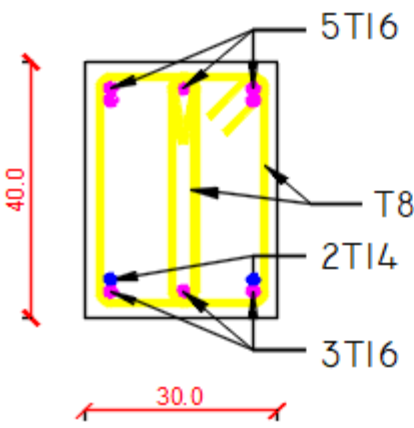
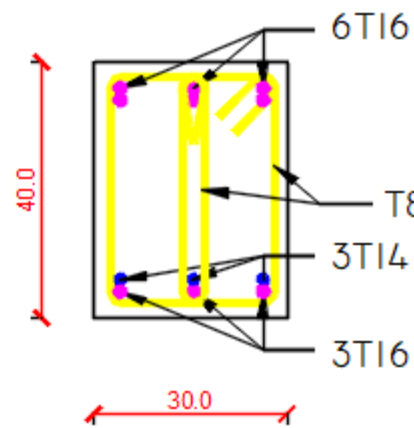
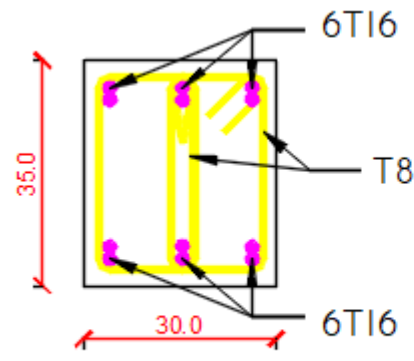
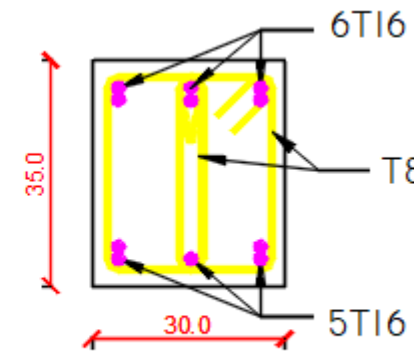
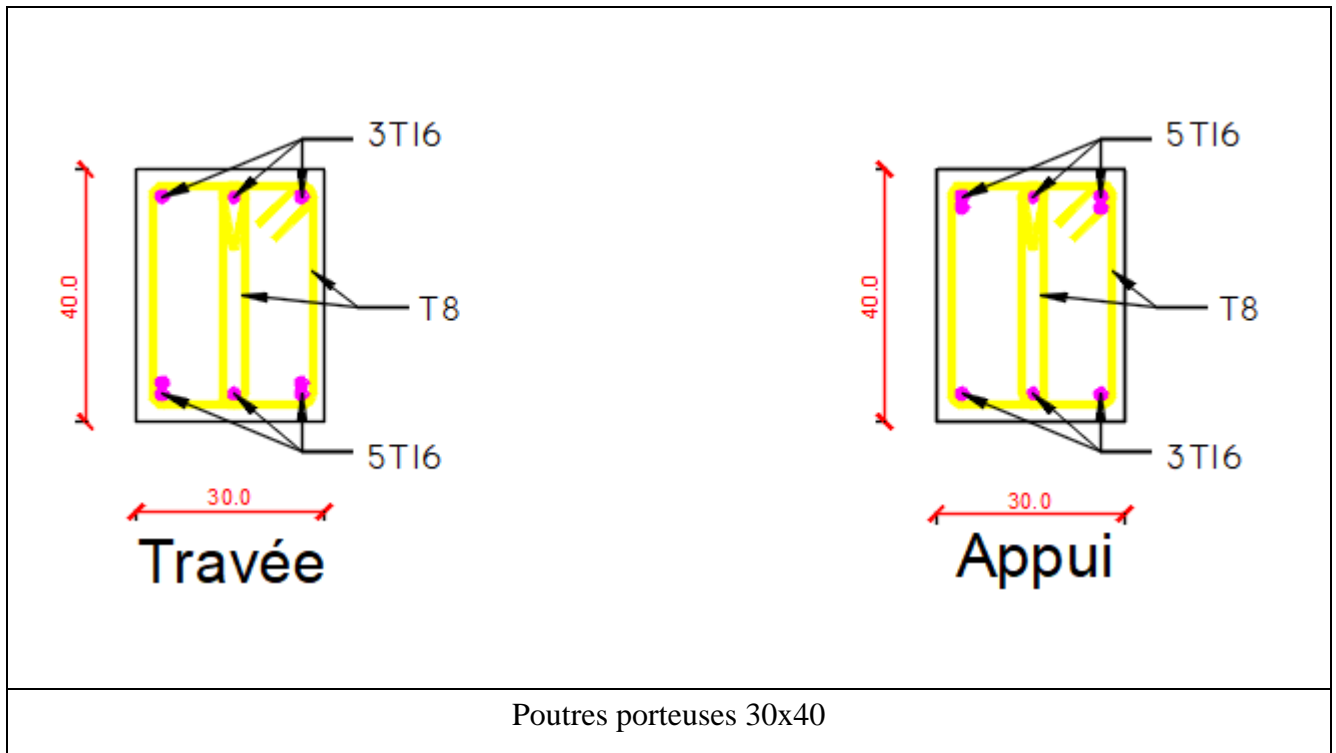
 <p style="text-align: center;">Travée</p>	 <p style="text-align: center;">Appui</p>
<p>Poutres porteuses 30x40</p>	
 <p style="text-align: center;">Travée</p>	 <p style="text-align: center;">Appui</p>
<p>Poutres non porteuses 30x35</p>	

Tableau V. 38: Schéma de ferrailage des poutres porteuses avec bout de voile.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Généralités

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés parallèle à leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Préconisation du règlement parasismiques algérienne [2] :

V.4.2. Justification sous sollicitations normales [12]

a. Conditions d'application :

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

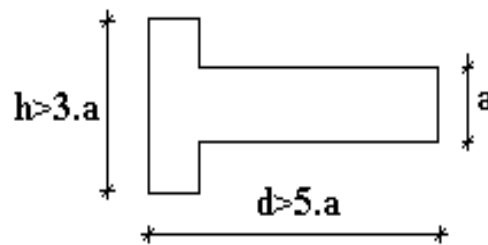


Figure V. 2: Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement : (murs non raidis latéralement)

Soit : l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 39: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté 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'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :^[11]

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 $\gamma_s = 1$)**Nota :**

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir ^[8].

Tableau V. 40: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armés verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) par la méthode des contraintes (annexe C.3) $L = 4.8\ m$ (entre nue) ; $a = 0,2\ m$ (épaisseur); $h_e = 4.08\ m$ (hauteur d'étage)Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1\ m$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

1) Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage RDC de **4.08** d'où la hauteur libre est égale à :

$$\bullet \quad h_e = 4.06 - 0,4 = 3.66 \text{ m} \quad (0,4\text{m} : \text{hauteur de la poutre})$$

Tableau V. 41: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,9 \times 3.66 = 3.29$	$0,85 \times 3.66 = 3.11$
Elancement λ	/	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 56.98$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 53.86$
Coefficient α	/	0,555	0,377
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1.00$ m	m ²	$(a-0,02) \cdot 1 = (0,2-0,02) \cdot 1$ $= 0.18 \text{ m}^2$	$(a-0,02) \cdot 1 = (0,2-0,02) \cdot 1$ $= 0.18 \text{ m}^2$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 1$ m	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0.555}{1 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right]$ $= 12.06 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.377}{1 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{400}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 18.17 \text{ MPa}$

❖ Remarque :

$\sigma_{ba} = 18.17 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,2) (1,2) \text{ m}^2 \quad A_s = 2.4 \text{ cm}^2$$

Pour cette exemple $\sigma_{\text{compression}} = 1.3 \text{ MPa} < \sigma_{bna}$ donc on n'a pas besoin d'armatures de compression.

V.4.4. Armatures de traction

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

-La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (S_{12} ou τ)

Tableau V. 42: Calcul des armatures verticales de l'exemple

Maille ($L_i=1$ m)	1	2	3	4
Dimensions (m²) $(a \cdot l) = S_j$	0.2	0.2	0.2	0.2
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	10.5	6.3	6.4	10.2
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j \times S_j$	2.1	1.26	1.28	2.04
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle $\gamma_s = 1$	42	25.2	25.6	40.8
1. Selon RPA : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	4	4	4	4
Acier total (Sur deux faces en cm²)	2*T20	2*T16	2*T16	2*T20
S_i : espacement (mm)	100	150	150	100
$S \leq (1.5a, 30\text{cm})$ $S \leq 30$ cm	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

V.4.5. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_c) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \max} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(1,8)(200)(300)}{0,8 \times 400 \times 0,8} = 4,72 \text{ cm}^2$$

; $A_v =$ {section d'acier vertical de la Maille la plus armé}

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \left(\frac{0,15}{100}\right) \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\text{min}}) = 4.72 \text{ cm}^2$$

Soit : **2 × T12**

Avec : $S_t = 150 \text{ mm}$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t\text{max}} = 300 \text{ mm}$*vérifié*

V.4.6. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes

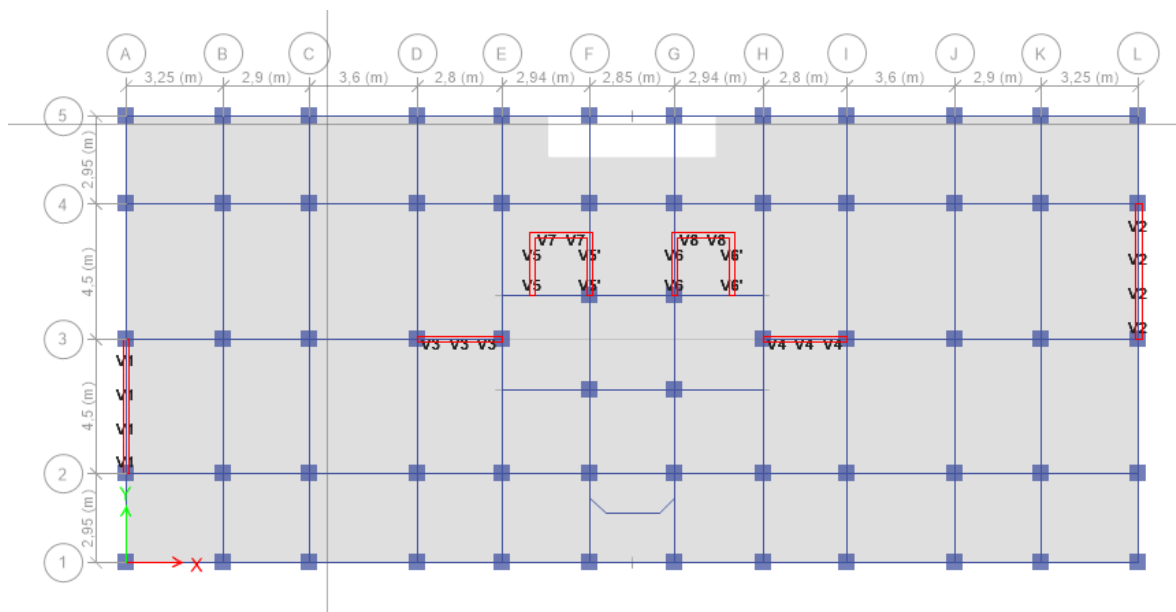


Figure V. 3: Plan de repérage des voiles

Note :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **G+Q+E**
- Dans ce qui suit on a : **e** : désigne l'épaisseur du voile

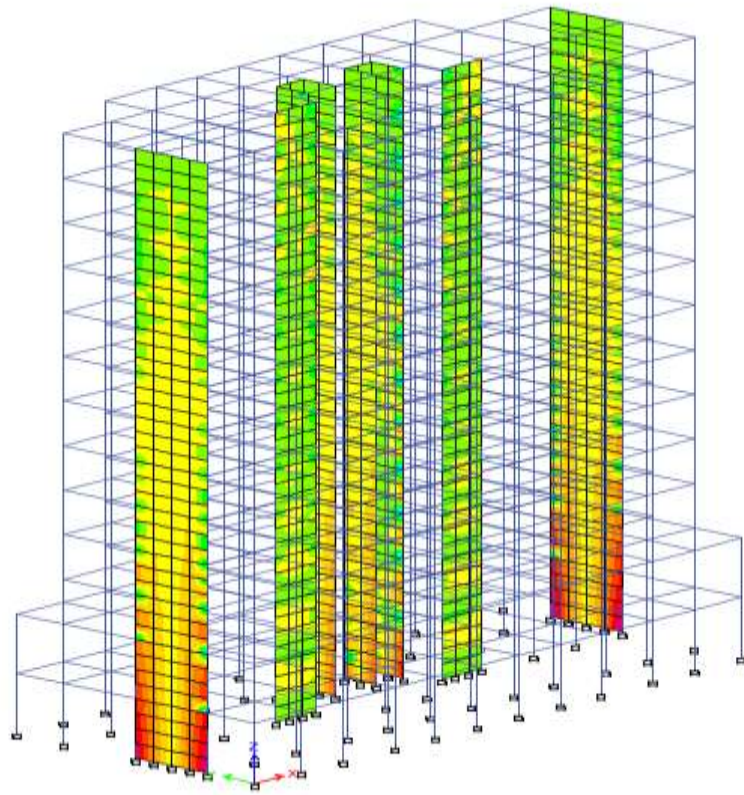
l_m : la longueur de chaque maille

$$\sigma_{\text{moy}} = S_{22} \text{ (lu au milieu de la maille)}$$

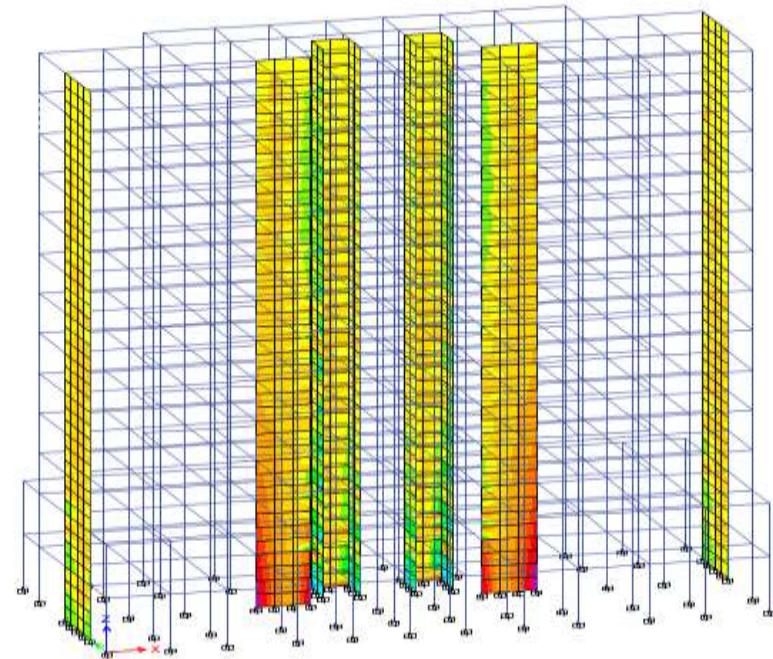
$$S_i = l_m \times e$$

Tel que Si $\sigma < 0$ → compression
 Si $\sigma > 0$ → traction

S22 Suivent (y-y) : G+Q+Ey



S22 Suivent (x-x) : G+Q+Ex



V.4.6.1. Armatures verticales de traction1) Voile V3-V4 $L_{\text{voile}} = 2.8 \text{ m}$ **Tableau V. 43:** Calcul des armatures du voile (V3-V4)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	St posé (cm)	CHOIX
V3-V4	RDC	1	1	0,2	0,2	9,2	1,84	36,8	4	36,8	10	2xT16
		2	1	0,2	0,2	6,2	1,24	24,8	4	24,8	15	2xT16
		3	1	0,2	0,2	8,5	1,7	34	4	34	10	2xT16
	1 er	1	1	0,2	0,2	4,08	0,816	16,32	4	16,32	10	2xT14
		2	1	0,2	0,2	1,04	0,208	4,16	4	4,16	15	2xT14
		3	1	0,2	0,2	3,5	0,7	14	4	14	10	2xT14
	5 eme	1	1	0,2	0,2	1,1	0,22	4,4	4	4,4	10	2xT12
		2	1	0,2	0,2	0,95	0,19	3,8	4	4	15	2xT12
		3	1	0,2	0,2	0,87	0,174	3,48	4	4	10	2xT12

Tableau V. 44: Calcul des armatures du voile (V5-V6-V7-V8)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	St posé (cm)	CHOIX
V5-V6-V7-V8	RDC	1	1	0,2	0,2	7,05	1,41	28,2	4	28,2	10	2xT16
		2	1	0,2	0,2	8,2	1,64	32,8	4	32,8	10	2xT16
	1 er	1	1	0,2	0,2	4,13	0,826	16,52	4	16,52	10	2xT14
		2	1	0,2	0,2	3,66	0,732	14,64	4	14,64	10	2xT14
	5 eme	1	1	0,2	0,2	1,4	0,28	5,6	4	5,6	10	2xT12
		2	1	0,2	0,2	1,2	0,24	4,8	4	4,8	10	2xT12

Tableau V. 45: Calcul des armatures du voile (V9-V10)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	St posé (cm)	CHOIX
V9-10	RDC	1	1	0,2	0,2	8,2	1,64	32,8	4	32,8	10	2xT16
		2	1	0,2	0,2	6,8	1,36	27,2	4	27,2	10	2xT16
	1 er	1	1	0,2	0,2	3,3	0,66	13,2	4	13,2	10	2xT14
		2	1	0,2	0,2	3,04	0,608	12,16	4	12,16	10	2xT14
	5 eme	1	1	0,2	0,2	1,8	0,36	7,2	4	7,2	10	2xT12
		2	1	0,2	0,2	2,09	0,418	8,36	4	8,36	10	2xT12

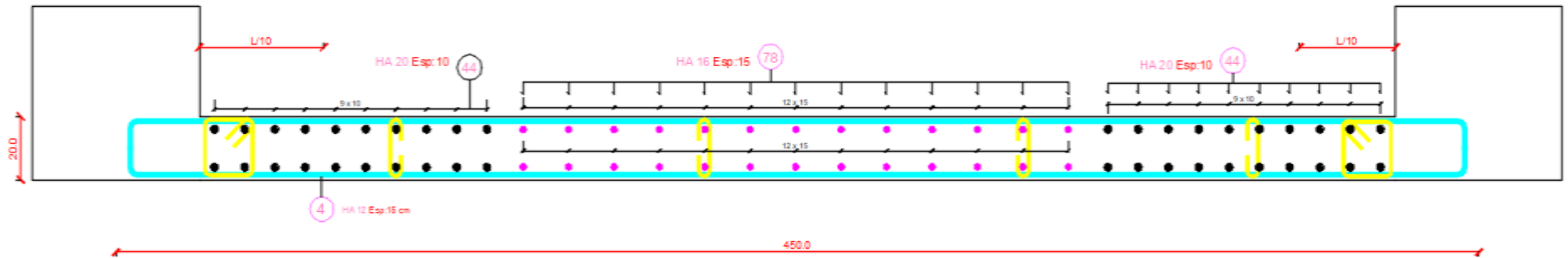
1) Voile V1-V2 $L_{\text{voile}} = 4.5 \text{ m}$

Tableau V. 46: Calcul des armatures du voile (V1-V2)

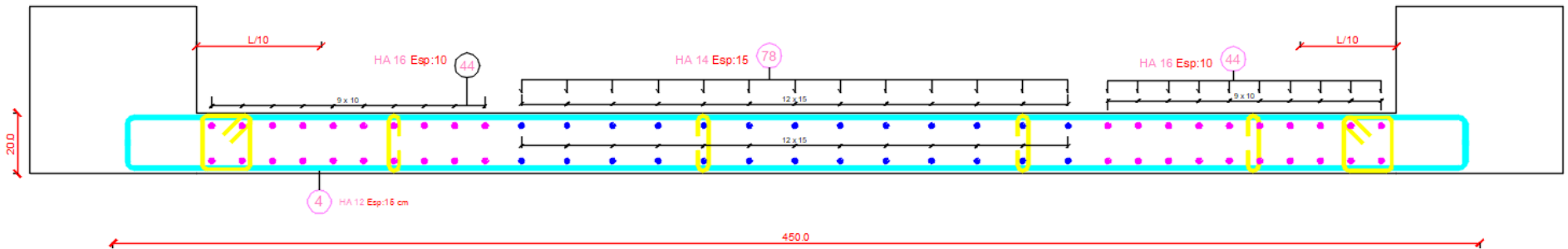
	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As fnl (cm ²)	St posé (cm)	choix
V1 V2	RDC	1	1	0,2	0,2	10,5	42	4	42	10	2xT20
		2	1	0,2	0,2	6,3	25,2	4	25,2	15	2xT16
		3	1	0,2	0,2	6,4	25,6	4	25,6	15	2xT16
		4	1	0,2	0,2	10,2	40,8	4	40,8	10	2xT20
	3 ^{er}	1	1	0,2	0,2	4,08	16,32	4	16,32	10	2xT16
		2	1	0,2	0,2	1,04	4,16	4	4,16	15	2xT14
		3	1	0,2	0,2	0,76	3,04	4	4	15	2xT14
		4	1	0,2	0,2	2,81	11,24	4	11,24	10	2xT16
	6 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	1,27	5,08	4	5,08	10	2xT14
		2	1	0,2	0,2	0,95	3,8	4	4	15	2xT12
		3	1	0,2	0,2	0,87	3,48	4	4	15	2xT12
		4	1	0,2	0,2	1,34	5,36	4	5,36	10	2xT14

V.4.6.3. Aciers horizontaux**Tableau V. 47:** Calcul des aciers horizontaux des voiles

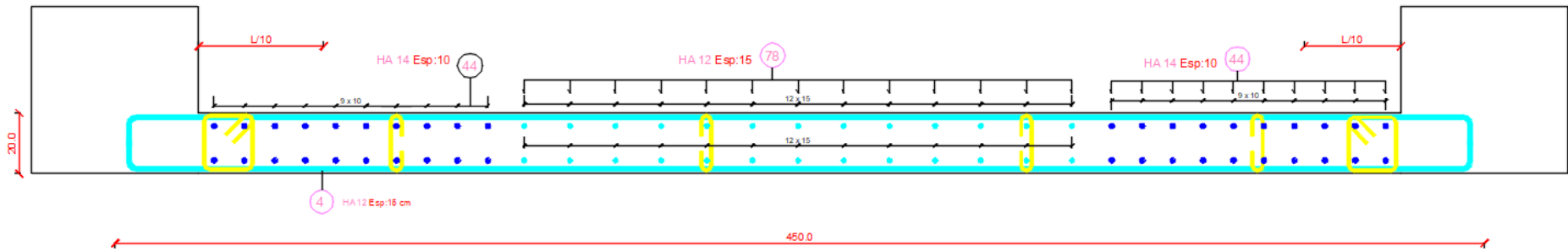
	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	$A_{h \text{ min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Armature	Section (cm ²)	nbr d'armature	St (cm)	As (cm ²)
V1-V2	1,64	3,08	3	3,08	T10	0,79	14	15	11,06
	2,34	4,39	3	4,39	T10	0,79	14	15	11,06
	1,78	3,34	3	3,34	T10	0,79	14	15	11,06
V3-V4	1,9	3,56	3	3,56	T10	0,79	14	15	11,06
	1,58	2,96	3	3	T10	0,79	14	15	11,06
	1,18	2,21	3	3	T10	0,79	14	15	11,06
V5-V6-V7- V8	2,23	4,18	3	4,18	T10	0,79	14	15	11,06
	2,28	4,28	3	4,28	T10	0,79	14	15	11,06
	1,96	3,68	3	3,68	T10	0,79	14	15	11,06



FERRAILLAGE VOILE V2 1^{ER} AU 4^{ème}



FERRAILLAGE VOILE V2 4^{ème} AU 8^{ème}



FERRAILAGE VOILE V2 8^{ème} AU 12^{ème}



CHAPITRE VI :

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 1.5 bars. **(Selon le rapport de sol)**

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfait 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 $s = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

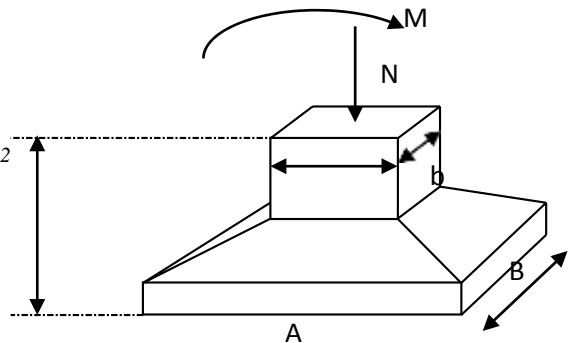


Figure VI. 1: Semelles isolées sous poteaux.

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 :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 3527.825 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{3527.825}{150} \Rightarrow S = 23.52 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{23.52} = 4.85 \text{ m} \Rightarrow B = 5 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1.5 \cdot xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 2.8\text{m} < 1.5 \times 5 = 7.5\text{ m} \dots \dots \text{non vérifié}$

Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

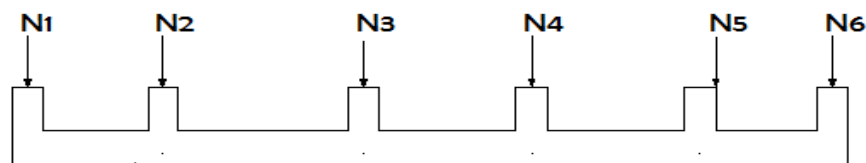


Figure VI. 2: Semelles filantes

- 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>Bchoisie(m)</i>	<i>S_{smll}(m²)</i>
A-A	1612,298	14,9	0,72	1,20	17,88
B-B	5324,3348	14,9	2,38	2,50	37,25
C-C	5664,8272	14,9	2,53	2,60	38,74
D-D	4860,3708	14,9	2,17	2,50	37,25
E-E	4357,4532	14,9	1,95	2,00	29,8
F-F	5102,401	14,9	2,28	2,30	34,27
Σ					189.23

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{2 * 189.23}{504.3376} = 75.04\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

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.

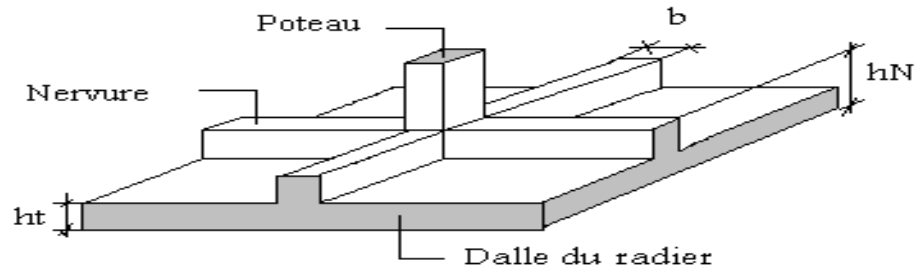


Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.3.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 88413.4994kN \\ \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 589.43m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 504.3376m^2 > S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 832.7656m^2$

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.

$$L_{max} = 4.50m \quad h_1 = 22.5 \text{ cm}$$

On prend : **h=25 cm.**

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 75097.9469 \text{ KN}$$

$$L = 4.50m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 14.589 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 20 \text{ cm}$$

• **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

• **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 60 \text{ cm}$ 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 $L_{\max} = 4.50\text{m}$

$$\Rightarrow 30\text{cm} < h_{N1} < 45\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{N1} = 40\text{ cm.}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2740.1498\text{ kN}$) poteau C98

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 55.1\text{ cm}$
--

- **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 : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ 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 $E=20000\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b=60\text{ cm}$).

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 :

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4500}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 73.934 \text{ cm}$$

Tableau VI. 2: Choix la hauteur de nervure.

H nervure	I nervure (m ⁴)	Le (m)	($\pi/2$) (Le + a) (m)	Vérification	Observation
1	0,0458333	3,594	6,51	> 4,5	vérifier

On prend : $h_n=1.00 \text{ m}$

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier $h = 40\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \text{ sens } (x - x) \text{ et } (y - y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier

Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x _G (m)	y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)
17,415	7,954	30336,5741	110093,6232

a. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 , V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

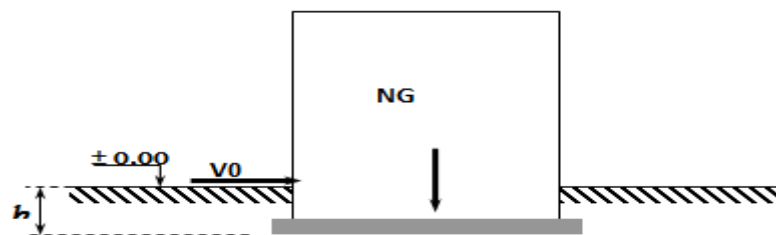


Figure VI. 4: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 5434.1218 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 6661.699 \text{ KN}$$

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_{1\text{ser}} = 88413.4994 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1 \times 832.7656 = 20819.14 \text{ kN}$$

Donc :

$$N = 109232.639 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 4.08 \text{ m.}$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 5434.1218 + (6661.699 \times 4.08) = 32613.8537 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 1902286.42 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 58.33 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$M_0 = 4333.6271 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 5774.275 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_R = 199465.865 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 845476.311 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 31.15 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{88413.4994}{832.7656} = 106.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 106.17 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

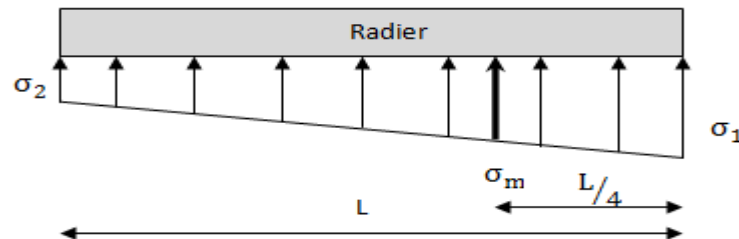


Figure VI. 5: Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx}=30336.5741\text{m}^4$$

$$I_{yy}=110093.6232\text{m}^4$$

- **ELU :**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 121489.893 + 1.35 \times 20819.14$$

$$N_u = 149595.732 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$(M_{Rx} = 32613.8537 \text{ KN.m} ; M_{Ry} = 27892.6691 \text{ KN.m}).$$

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	198,36	160,915	189
Sens y-y	181,653	177,623	180,65
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser}=109232.639 \text{ KN}$$

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	149,891	112,447	140,53
Sens y-y	133,184	129,154	132,18
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- **ELU:** $\sigma_u = 189.00 \text{ kN/m}^2$
- **ELS:** $\sigma_{ser} = 140.53 \text{ kN/m}^2$

VI.3.3.2. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :**1. Détermination des efforts :**

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$

- Moment sur appuis $\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{array} \right.$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{array} \right.$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 189.00kN/m$

- **ELS:** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 140.53kN/m$

3. 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 en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 3.6m$; $L_y = 4.5m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{4.5} = 0,80 \leq 1,0 \Rightarrow$ 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)
3,6	4,5	0,8	0,0561	0,5959	189	137,41	103,06	81,88	61,41	68,71

Tableau VI.7: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,6	4,5	0,8	0,0628	0,7111	140,53	114,38	85,79	81,34	61,01	57,19

4. Calcul de 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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14.17\text{MPa} ;$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \sigma_s = 343\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 40\text{ cm} ;$$

$$d = 0,9h = 36\text{ cm, fissuration préjudiciable.}$$

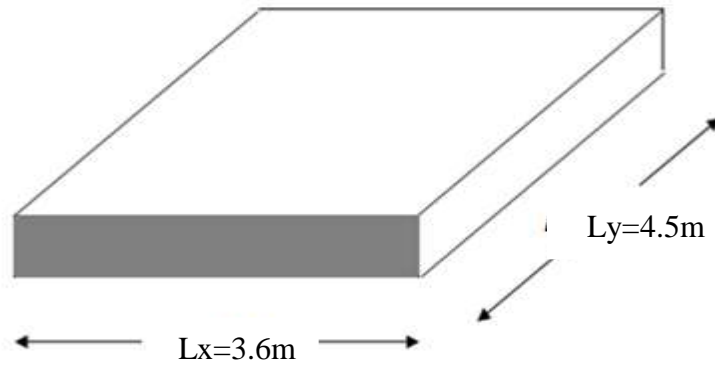


Figure VI. 6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Tableau VI. 6: 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	103,06	0,057	0,074	34,94	8,6	10T14	15,39	20
	y-y	61,41	0,034	0,044	35,37	5,07	10T14	15,39	20
Appui	x-x	68,71	0,038	0,049	35,3	5,68	10T14	15,39	20
	y-y								

➤ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t=20$ cm.

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t=20$ cm

❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20$ cm.

5. Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 7: Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	85,79	15,39	4.23	15	171.00	201.60	verifier
	y-y	61,01	15,39	3.01	15	121.60	201.60	verifier
Appui	x-x	57,19	7,70	2.82	15	114.00	201.60	verifier
	y-y							

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

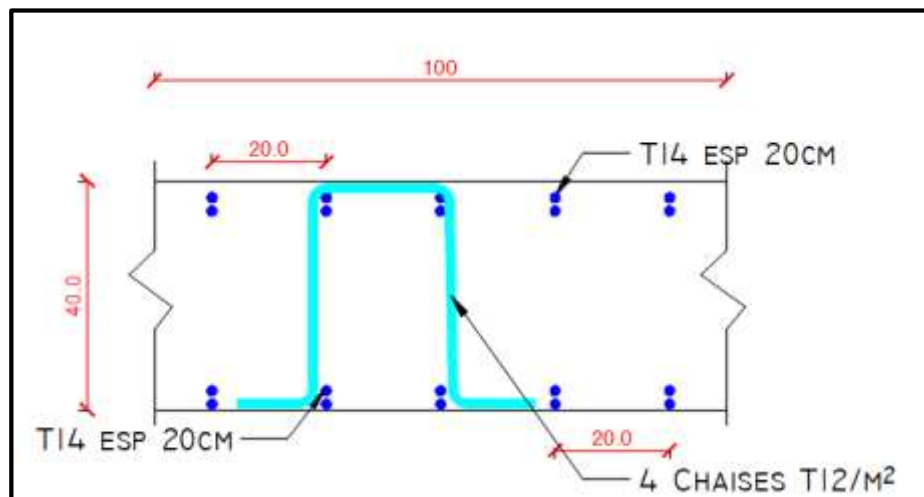


Figure VI. 7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $d = 90 \text{ cm}$.

Sens porteur (y-y) :

$L = 4.50 \text{ m}$; $q_u = 189.00 \text{ kN/ml}$.

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	406,65	0,06	0,078	87,2	13,6	5T16+5T14	17,75
Appuis	239,2	0,035	0,045	88,38	7,9	5T14	7,70

- **Sens non porteur (x-x) :**

$L = 3.60 \text{ m}$; $q_u = 189.00 \text{ kN/ml}$

Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	456,26	260,25	0,038	0,049	88,24	5T16+5T14	17,75
Appuis	268,39	153,09	0,023	0,03	88,92	5T14	7,70

a. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ Vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Nous avons : $q_{\text{ser}} = 140.53 \text{ KN/ml}$

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	193,51	17,75	2.76	15	124.7	201.60	verifier
	y-y	302,36	17,75	4.31	15	194.8	201.60	verifier
Appui	x-x	113,83	7,70	1.62	15	73.3	201.60	verifier
	y-y	177,86	7,70	2.54	15	114.6	201.60	verifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{189.00 \times 4.50}{2} = 425.25 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{425.25 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \varphi_l \right) = 16.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10} \right) = 1.4 \text{ cm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0,788 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $b = 60 \text{ cm}$; $d = 90 \text{ cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ Zone nodale.
 - $S_t=30\text{cm}$Zone courante.
- $A_t \geq 2,93\text{cm}^2$

On prend : $6T8=3.02\text{cm}^2$

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures 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.

Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=150\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte : $3T12 = 3.39\text{cm}^2$

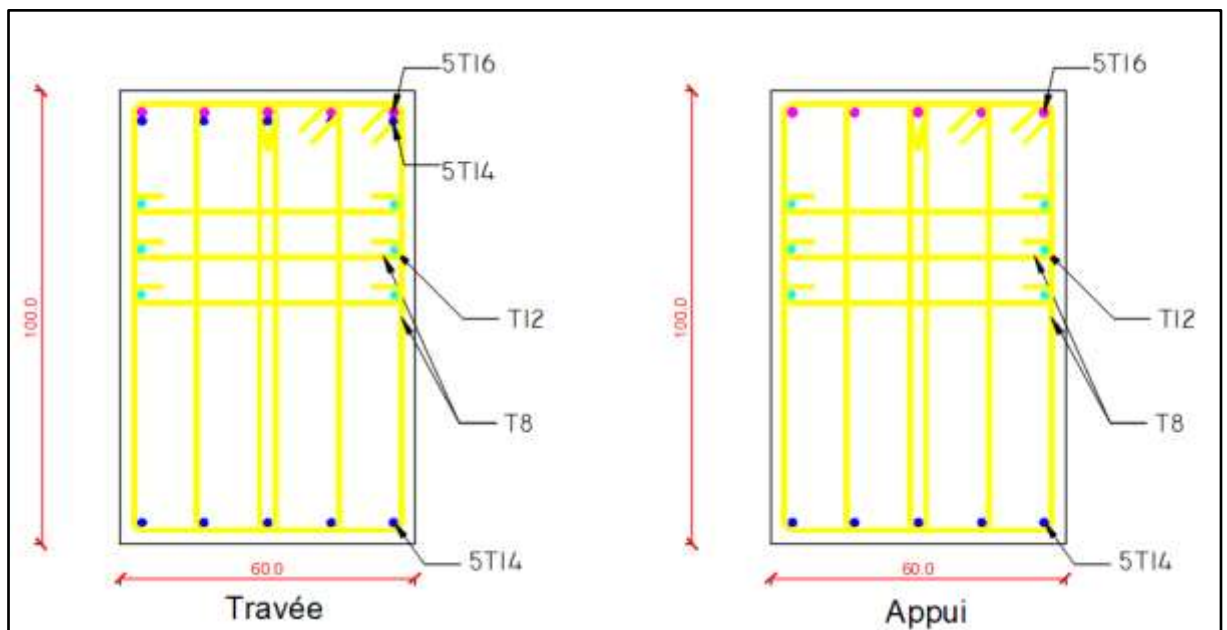


Figure VI. 8: Ferrailage des nervures du sens porteur.

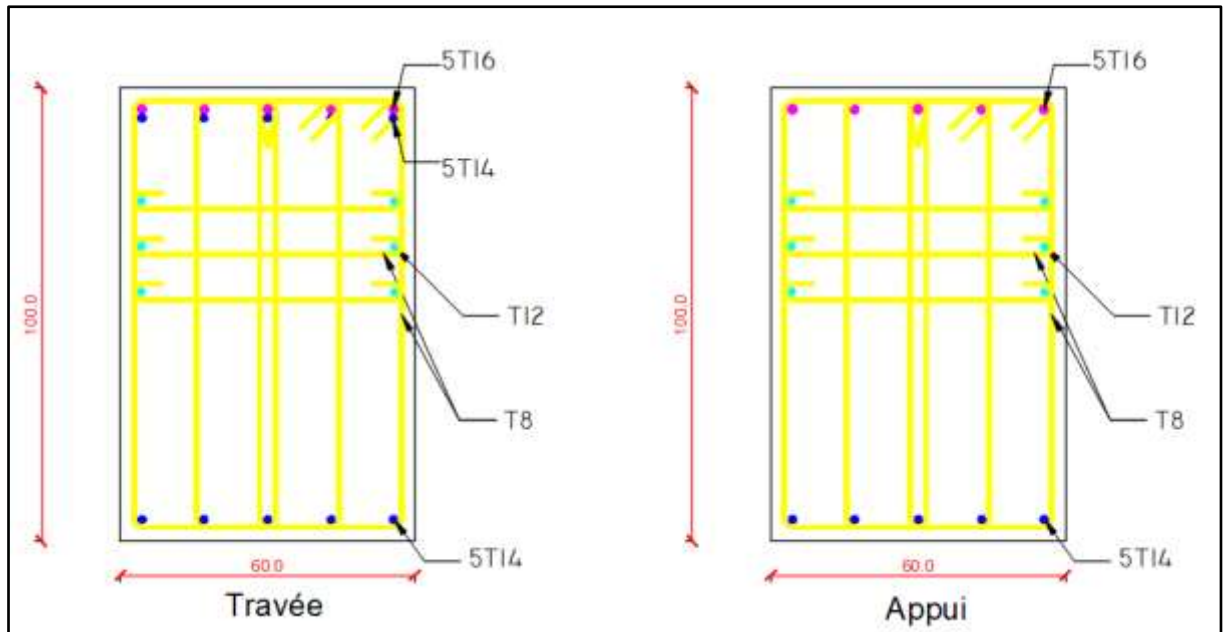


Figure VI. 9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.

6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

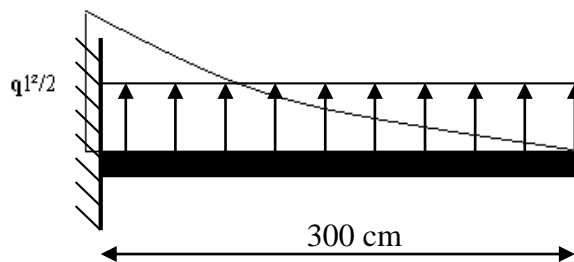


Figure VI. 10: Schéma statique du débord et Diagramme des Moments.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : $q_u = 189.00 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 140.53 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

➤ Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- E.L.U :** $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 94.50 \text{ KN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -189 \text{ KN}$$

- **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 70.27 \text{ kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -140.53 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 36\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_{bc} = 14.17\text{MPa}$.

Tableau VI. 11: Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
94,5	0,052	0,067	35,04	7,87	7T14	10.78

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

esp = 15cm .

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.695 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm²,

S_T = 25cm.

➤ **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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 189.00 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{189.00 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.53\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser}=140.53 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 71.27 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t,28}}) \right)$$

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
70.27	9.24	4.39	15	198.00	201.60	OK

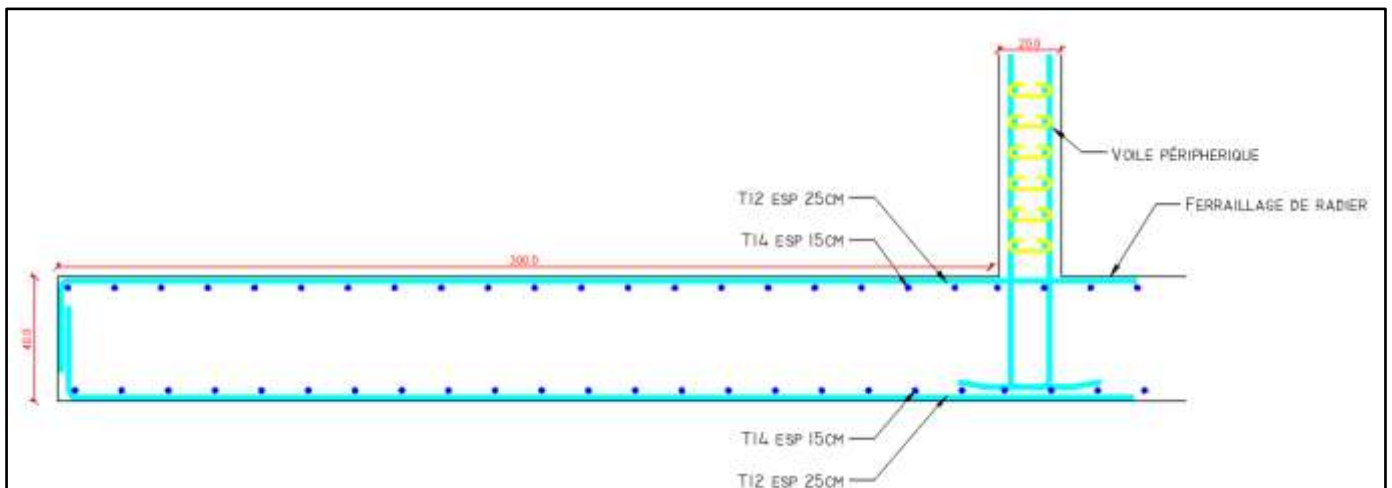


Figure VI. 11: Ferrailage du Débord

VI.4. Etude du voile périphérique

VI.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4.1. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ 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 $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ 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 : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

VI.4.2. Évaluation 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.

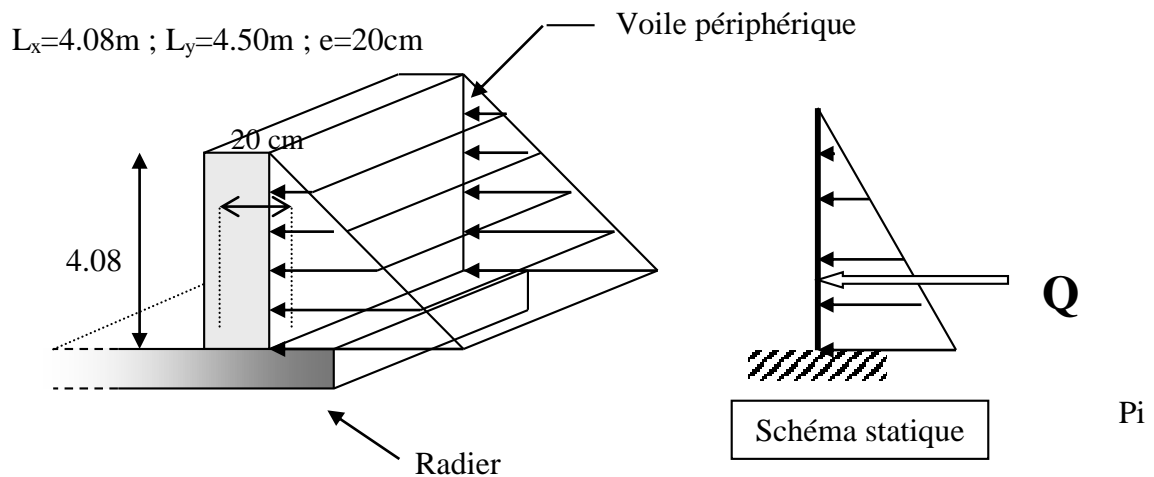


Figure VI. 12: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$k_0 = \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,4 \text{ kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $40,6^\circ$.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 18,48 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 24,95 \text{ kN/ml}$$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0447 ; \mu_y = 0,8036$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 18.57 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14.92 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 13.93 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 11.19 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9.29 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13: Ferrailage du Voile Périphérique.

	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	13,93	0,031	0,04	17,72	2,3	6T12	6,79	15
	y-y	11,19	0,025	0,032	17,77	1,84	6T12	6,79	15
Appui	x-x	9,29	0,021	0,027	17,81	1,53	4T12	4,52	25
	y-y								

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérier}$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,0 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérier}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 36,18kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,93kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 36,18 kN$$

$$\tau_u = \frac{36,18 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,20 MPa < 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :**1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 18,48kN/ml$$

$$\mu_x = 0,0518$$

$$\mu_y = 0,8646$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 15,93kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,77kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 11,95 kNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 10,33 kNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 7,97 kN$$

2. Vérification des contraintes :

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 14: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	11,95	6,79	2,61	15	107,70	201.60	verifier
	y-y	10,33	6,79	2,26	15	93,10	201.60	verifier
Appui	x-x	7,97	4,52	1,74	15	71,80	201.60	verifier
	y-y							

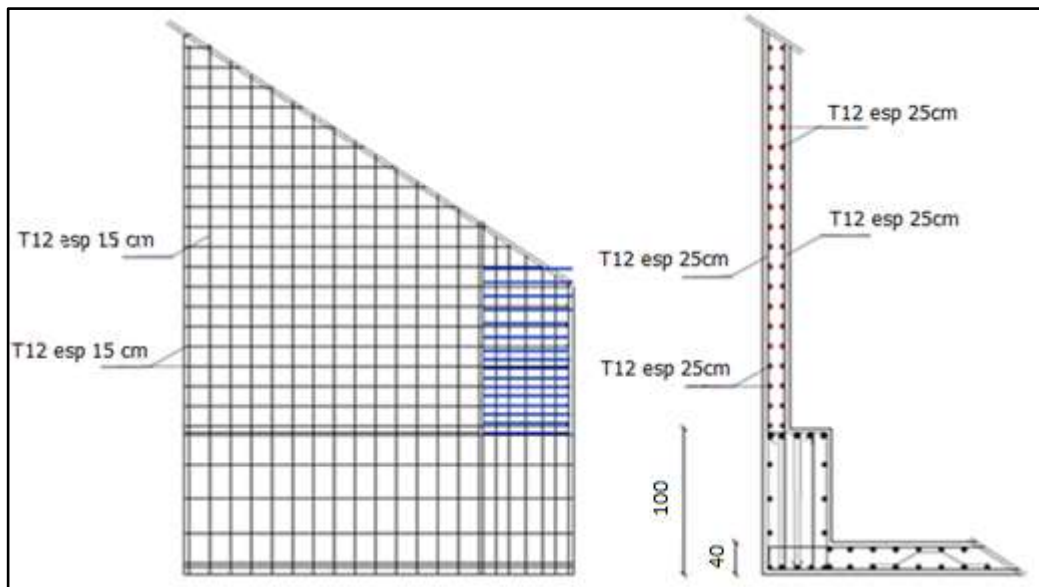


Figure VI. 13: Ferrailage du Voile Périphérique.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant d'utiliser ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années d'étude. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment ((RDC+12) avec une terrasse inaccessible + sous-sol) contreventé par un système mixte (voiles- portique). Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel ETABS18.0.2 on a constaté que :

- ✓ Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- ✓ L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes sont de translation et le troisième est de torsion.
- Pour satisfaire la rigidité latérale imposée par RPA, on vérifie le déplacement d'inter étage ; La stabilité de la structure est assurée avec la vérification de l'effet $p-\Delta$.
- L'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme est pris en considération en vérifiant l'effort normal réduit.
- Le facteur de comportement qui est en fonction du système de contreventement est choisi avec vérification de l'interaction. Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on change le modèle à chaque fois que l'une de ces conditions n'est pas satisfaites ce qui nous a conduits à changer les dispositions des voiles pour avoir le meilleur comportement de la structure.
- ✓ Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique par l'utilitaire de calcul SOCOTEC, en vérifiant les critères imposés par RPA99ver2003 [1] et BAEL99 [2].

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.

- ✓ Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure. Le radier général nervuré était la solution adéquate pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposée par les règlements en vigueur. L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS18. 0.2, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

Enfin, ce projet nous a donné la chance d'interagir avec la vie professionnelle d'un ingénieur civil et de mettre en pratique nos connaissances théoriques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RPA99 version 2003 ; Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**.

BAEL 91, 1992 ; Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.

FEKIR Yazid et AZZAZ RAHMANI Abdessamed ; Etude d'un bâtiment en R+9+2sous sols en béton armé contreventé par voiles-portiques

Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**).