République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : structures

THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (Sous-sol+Rez-de-chaussée+5étages) à Alger

Présenté par :

- IRKI ISLEM
- MOUSSA DJELLOUL
- MENADELI IBRAHIM

Encadré par :

- **Mr**. SAIDI MOHAMED MOULOUDE

Promotion : juin 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCEMEN

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur ***Mr. Saidi Mohamed Mouloud*** *pour l'encadrement de ce mémoire, pour les conseils aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.*

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Nos profondes gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger Notre travail.

Nous remercient également ***Mr. Saidi*** *et* ***Mr.weld terki*** *pour les diverses discussions et conseils enrichissants au cours de ce projet.*

Ma gratitude va à tous les enseignants de l'université de Médéa.

Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

On leur dit merci de tout notre cœur

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Ma sœur.

A Mes frères

A toute la famille« IRKI» sans exception.

Je remercie mes amis Djelloul Moussa et Ibrahim Menadeli qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A Mes amies

A Tous mes collègues de 2émes année master génie civil Promotion 2015/2016.

islem

Dédicaces

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
À ma chère maman et mon cher père
Qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que
je sois ce que je suis devenu maintenant.
A mes frères Yousef – Isaak et mes sœurs.

Mes remerciements s'adressent également à mes chers collègues : Marouane-Hamza-Amine-Anwar-Oussama.
Pour leurs conseils et leurs soutiens sans faille.

A tous mes amis : Redah-Fayçal.

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la promotion 2015/2016.

Ibrahim

Dédicaces

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
À ma chère maman et mon cher père Qui nous a quittés à jamais,
Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes frères Yaya-Ali-Mohamed-Sadik-Habib
Et mes sœurs.

Mes remerciements s'adressent également à mes chers collègues :
Marouane-Hamza-Amine-Anwar-Oussama-Bilal-Kamal-Islam.
Pour leurs conseils et leurs soutiens sans faille.

A tous mes amis : Ayoub-Fayçal-Omar-Fouad

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la promotion

2015/2016.

Djelloul

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق تحت ارضي+طابق ارضي+خمسة طوابق)ذات استعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقةIII)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة).

قياس الإبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر

- قانون الخرسانة المسلحة 93.
- القواعد الجزائرية المضادة للزلزال99 نسخة 2003.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 V17.1).

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (Sous-sol+RDC+5étages) à usage habitation, destiné à réalisé dans la wilaya d'Alger, cette 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 ferraillage 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 moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 17.1).

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 building (Underground +ground+5stories), with habitation, for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads assured by a system (frame and Shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003.

The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis software « Sap2000 V17.1.1».

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

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction ……2
I.1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE……2
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE……..2
I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment……..2
I.2.2.Dimensions en élévation du bâtiment……..2
I.2.3.Régularité de la structure……..3
I.3. classification du bâtiment selon RPA99 version2033…….3
I.4. Caractéristiques structurelles……..4
I.4.1.Système de contreventement…….4
I.4.2. Planchers……..4
I.4.3. Maçonnerie……..4
I.4.4. Revêtements…….4
I.4.5.Le plafond…….4
I.4.6. L'acrotère…….4
I.4.7. Les escaliers…….4
I.4.8.Infrastructure……5
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux……...5
I.5.1. Béton……5
I.5.1.1.caractéristique du Béton……5
I.5.1.2. ciment……5
I.5.1.3. Granulats……5
I.5.1.4.Eau de gâchage……5
I.5.2.Dosage du béton……6
I.5.3. Béton armé……6
I.5.4. Résistance du béton……...6
I.5.4.1. Résistance caractéristique à la compression……...6
I.5.4.2. Résistance caractéristique à la traction……..7
I.5.4.3. Coefficient de POISSON (υ) ……7
I.5.4.4. Module de déformation longitudinale……7
I.5.4.5. Module d'élasticité transversale……8
I.5.4. Acier……..8
I.5.4.1. Types d'acier……..8
I.5.4.2Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……8
I.6. Principe de calcul du C.B.A.93 ……..9
I.6.1. E.L.U de résistance ……..9
I.6.1.1. Contrainte du béton en compression ……9
I.6.1.2.Contrainte ultime de cisaillement ……10
I.6.1.3.Contrainte limite de l'acier……10
I.7. A l'ELS……11
I.7. 1. E.L.S de compression de béton ……11
I.7. 2. E.L.S de contrainte limite de l'acier……...…11

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1. INTRODUCTION……12
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS……..12
II.2.1. Planchers à corps creux……..12
II.2.2. Les dalles pleines……13
II.3. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation……..14
II.3.1. Planchers à corps creux ……14
II.3.1.1. plancher terrasse (inaccessible)……..14
II.3.1.2. plancher étage courant……14
II.3.2. Planchers à dalles pleines……..15
II.3.2.1. plancher terrasse (inaccessible)……..15
II.3.2 .2.plancher étage courant……15
II.3.3. Maçonnerie……16
II.3.3.1.Murs extérieurs (double cloison)……16
II.3.3.2.Murs intérieurs (simple cloison)…..……16
II.4.Dimensionnement des poutres……...17
II.5. Pré dimensionnement des poteaux……18
II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement……18
II.5.2.Descente des charges ……21
II.5.3.L'effort normal à l'état limite ultime……22
II.5.4.Vérification aux zones nodales……..24
II. 5.5.Pré dimensionnement des voiles ……..25

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction ……27
III.2. Poutrelles……..27
III.2. 1. Introduction ……27
III.2. 2. Calcul avant coulage……...28
III.2. 2. 1. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation……28
III.2. 2. 2. Calcul des moments ……...28
III.2. 2. 3. Calcul des étaiements……29
III.2. 3. Calcul des poutrelles après le coulage ……30
III.2. 3. 1. Méthodes de calcul ……30
III.2. 3.1.1. La méthode forfaitaire……30
III.2. 3.1.2. Méthode de Caquot ……..31
III.2. 4. Ferraillage des poutrelles……42
III.2. 4.1. Armatures transversales ……..44
III.2. 4.2. Escarpement S_t……44
III.2. 4.3. Diamètre des armatures transversales ……44
III.2. 4.4. Vérifications nécessaires……..45
III.2. 4.4. 1. Vérification à l'ELS ……46.
III.2. 4.4.2. Etat limite de déformation ……47
III.2. 4.4. 3. Calcul de la flèche……....47

III.3. L'acrotère ……49
III.3. 1. Introduction……..49
III.3. 2. Principe de calcul ……49
III.3. 3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation ……49
III.3. 4. Calcul de ferraillage…..50
III.3. 4.1. A'E.L.U ……..52
III.3. 4.2. Calcul du moment de flexion……..52
III.3. 4.3. Condition de non fragilité……53
III.3. 4.4. Armatures de répartition……..53
III.3. 4. 5. Espacement……..53
III.3. 4.6. Vérification à l'ELS……54
III.3. 4.7. Vérification de l'effort tranchant……56
III.3. 4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……56
III.3. 4.9. Vérification de l'acrotère au séisme ……...57
III. 4. Poutre palière……..57
III. 4.1. Introduction ……57
III. 4.2. Pré dimensionnement……..58
III. 4.3. Charges et surcharges……...59
III. 4.4. Calcul des efforts……59
III. 4.5. Ferraillage de la poutre palière……61
III. 4.5. 1. Armatures longitudinales……61
III. 4.6. Vérification……61
III. 4.6. 1. Condition de non fragilité ……..61
III. 4.6.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……62
III. 4.6.3. Vérification de l'effort tranchant ……...62
III. 4.6.4. Vérification des armatures longitudinales……..63
III. 4.6. 5. Armatures transversales……..63
III. 4.6.6. Vérification de la flèche……..64
III. 5. Escaliers ……65
III. 5.1. Introduction ……65
III. 5.2. Terminologie ……..65
III. 5.3. Caractéristiques géométriques ……...66
III. 5. 4. Vérification de la formule de BLONDEL……..67
III. 5.5. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation ……..68
III. 5.6. Détermination des efforts ……70
III. 5.7. Calcul du ferraillage……...75
III. 5.7.1. Armature de répartition ……...75
III. 5.8. Condition de non fragilité ……..76
III. 5. 9. Vérification ……76
III. 5. 9.1. Vérification de l'espacement entre les aciers ……76
III. 5. 9.2. Vérification de l'effort tranchant ……76
III. 5. 9.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service……77
III. 5. 9.4. Vérification de la flèche ……77
III. 6. Plancher à dalles pleines ……80
III. 6.1. Définition ……...80
III. 6.2. Méthode de calcul……...80
III. 6.3. Principe de calcul ……...80

III. 6.4. Calcul des dalles triangulaires ……81
III. 6.4.1. Calcul de ferraillage de la dalle pleine ……85
III. 6.5. Vérification ……86
III. 6.5.1. Vérification de l'espacement entre les aciers ……86
III. 6.5.2. Vérification de l'effort tranchant ……86
III. 6.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……87
III. 6.5.4. Vérification de la flèche ……87

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction ……88
IV.2. Objectif de l'étude dynamique……88
IV.3. Choix de la méthode ……88
IV.3. Critères de classification par RPA 99 version 2003……89
IV.3.1. Classification des zones sismiques……89
IV.3.2. Classification de site ……89
IV.3.2. Classification de site ……89
IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure ……89
IV.4.1. Centre de masse ……90
IV.4.2.Analyse de notre structure ……90
IV.4.3. Centre de torsion ……92
IV.5. Calcul d'excentricité ……92
IV.5. 1.Dimensions du bâtiment ……93
IV.5. 2.Excentricité admissible ……93
IV.5. 3.Centre de Rigidité et Centre de Masse ……93
IV.6. Excentricité ……93
IV.6.1. Excentricité accidentelle……94
IV.7. Choix de la méthode de calcul ……95
IV.7.1. Introduction ……95
IV.7.2. Méthode dynamique modale spectrale ……95
IV.7.2.1. Principe ……95
IV.7.2. 2.Modélisation ……95
IV.7.2. 3.Le spectre de réponse de calcul……95
IV.7.2. 4.Justification du coefficient de comportement R ……97
IV.7.2. 5.Classification des systèmes de contreventement ……99
IV.7.2. 6.Coefficient de comportement R ……99
IV.8.Résultats de l'analyse dynamique ……99
IV.8.1.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique……99
IV.8.2.Stabilité de la structure ……99
IV.8.2.Résistance des éléments ……100
IV.8.3.Édification du comportement modal de la structure ……100
IV.8.4. vérification de participation massique ……102
IV.8.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……103
IV.8.6.Calcul de la force sismique totale ……103
IV.8.7.Vérification de la stabilité au renversement ……105
IV.8.8.Distribution de la résultante des forces sismiques ……106
IV.9.Moment de renversement ……108

IV.10. Moment stabilisant ……..…..109
IV.10.1. Vérification des déplacements ……109
IV.10.3.Déplacement inter- étages……110
IV.10.3.Vérification cisaillement des éléments ……..…..112
IV.10.4. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……...…….112
IV.10.5.Vérification de l'effort normal réduit à la base……..114
IV.10.6.Conclusion générale ……..115

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction ……116
V.2. Ferraillage des poutres ……...116
V.2.1.Les combinaisons des charges……..116
V.2.2.Recommandation du RPA99 ……...117
V.2.3.Armatures transversales……117
V.2.4. Vérification Selon le CBA93 ……..118
V.2.5.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ……119
V.2.5.1.Armatures longitudinales……...119
V.2.7.Vérification des contraintes à l'état limite de service……120
V.2.8.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA ……121
V.2.9.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……..123
V.2.10.Calcul des armatures transversales ……125
V.2.11.Vérification de la flèche ……126
V.3.Ferraillage des poteaux ……...130
V.3.1.Introduction ……..130
V.3.2.Détermination des armatures longitudinales ……130
V.3.3.Recommandations des règlements……130
V.3.4.Sollicitations extrêmes de ferraillage ……...131
V.3.5.Etat limite de stabilité de forme……131
V.3.6.Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……...132
V.3.7.Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort ……135
V.3.7.1.Justification de la contrainte de cisaillement…….....135
V.3.8.Calcul des armatures transversales ……..136
V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ……..139
V.4.Ferraillage des voiles ……...141
V.4.1.Les voiles pleins……141
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures……141
V.4.2.1.Les trumeaux……..141
V.4.2.2.Les linteaux……141
V.4.3.Recommandations règlementaires……141
V.4.3.1.Armatures verticales A_v ……141
V.4.3.2.Armatures horizontales……..142
V.4.3.3.Armatures transversales……143
V.4.4.Recommandations pour les voiles……143
V.4.4.1.Espacement des armatures verticales ……...144
V.4.4.2.Détermination des armatures a l'ELU de résistance……..144

V.4.4.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……...146
V.4.4.3.1.Sens longitudinale ……..146
V.4.4.3.2.Espacement ……148
V.4.4.3.3.Armatures horizontales ……..148
V.4.4.4.Vérification des voiles a l'effort tranchant ……149
V.4.4.4.1.Contrainte limite de cisaillement……149
V.4.5. Les Linteaux ……151
V.4.5.1.Recommandations réglementaires……151
V.4.5.2.Ferraillage des linteaux……..152
V.4.5.2.1.Aciers longitudinaux……...152
V.4.5.2.2.Aciers transversaux……152
V.4.5.2.3.Ferraillage minimal……155
V.4.5.2.4.Armatures des linteaux……156
V.4.5.2.5.conclusion……...158

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction……159
VI.2.Choix du type de fondation……159
VI.2.1.Semelle isolée……159
VI.3.Semelle filante sous voiles et poteaux……160
VI.3.1.Dimensionnement……...160
VI.3.2.Disposition des semelles filantes……162
VI.3.3.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……163
VI.3.4.Le efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU……..165
VI.4.Ferraillage des semelles……166
VI.4.1.Armatures principale des semelles filantes……166
VI.4.2.Armatures de répartition " $A_{rép}$ " ……..167
VI.4.3.Vérification des longueurs de scellement L_s……...167
VI.4.4.Vérification de la stabilité au renversement……...168
VI.5.Semelles filantes sous deux poteaux……169
VI.5.1.Ferraillage des poutres de libage……169
VI.5.1.1.Dimensionnement…….....169
VI.5.1.2.Calcul des moments……171
VI.5.1.3.Armatures longitudinales……171
VI.5.1.3.1.Calcul à l'ELU……..171
VI.5.1.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS……172
VI.5.1.3.3.Vérification de l'effort tranchant……..173
VI.5.1.3.4.Le calcul des armatures transversales……...173
VI.5.1.3.5.Armatures de peau…….....174
VI.5.1.3.6.Vérification de la flèche……....174
VI.6.Le Radier partiel……176
VI.6.1.Dimensionnement du radier……176
VI.6.1.2.Ferraillage du radier……177
VI.6.1.3.Vérification des contraintes dans le sol……177
VI.6.1.4.Calcul des Charges du radier……177
VI.6.1.4.1.Calcul des moments……...177
VI.6.1.4.2.Panneau de dalle intermédiaire…….177

VI.6.1.4.3.Détermination des moments à l'ELU……178
VI.6.1.4.4. Détermination des moments l'ELS……..178
VI.6.1.5.5.Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance…….....179
VI.6.1.5.6.Vérification des contraintes à l'ELS…….....179
VI.6.1.5.7.Vérification de la contrainte de cisaillement…….180
VI.7.Les longrines…….….180
VI.7.1.Introduction…….....180
VI.7.2.Pré dimensionnement……..180
VI.7.3. Détermination des sollicitations…….....180
VI.7.4.Calcul du ferraillage……...181
VI.7.5.Recommandation des règlements……..181
VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….....182
VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement……...183
VI.7.8.Calcul des armatures transversales…….…183
VI.7.9.concluions générale…….….185

Liste des tableaux

Les tableaux	Page
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
Tableau. I.1.Les types d'aciers utilises et leurs nuances	8
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux	
Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.	14
Tableau II.2.charges permanentes du plancher étage courant corps creux.	14
Tableau II.3.charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines.	15
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.	15
Tableau II.5. Charge permanant des murs extérieurs.	16
Tableau II.6. Charge permanent des murs intérieurs.	16
Tableau. II.7. Dimensionnement de la poutre.	17
Tableau. II.8. Pré dimensionnement des poteaux.	19
Tableau. II.9. Effort normal$\overline{N_u}$ pour chaque section de poteau.	20
Tableau. II.10. les charges permanentes.	21
Tableau. II.11. les sur charges d'exploitation.	22
Tableau. II.12. Calcul de 1.1N_{ultime} et Nu.	22
Tableau. II.13. Vérification aux zones nodales	24
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.	28
Tableau.III.2. Combinaison des charges de poutrelle.	28
Tableau.III.3.Détermination du nombre d'étaiements.	29
Tableau.III.4. Combinaison des charges de l'escalier.	30
Tableau III.5. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).	35
Tableau III.6. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).	35
Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).	36
Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).	36
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées(ELU).	38
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées(ELS).	38
Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées(ELU).	40
Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS).	40
Tableau.III.13.Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L'ELU et L'ELS.	41
Tableau III.14. Calcul des sections d'acier de la poutrelle.	43
Tableau.III.15.les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.	45
Tableau III.16. Vérification de la contrainte " σ_b" à l'E.L.S de la poutrelle.	46
Tableau .III.17.vérification de la flèche.	47
Tableau III.18.Récapitulation des résultats de la flèche.	48
Tableau.III.19. Combinaison des charges de L'acrotère.	49
Tableau. III .20.les effort a l'ELU et l'ELS.	50
Tableau. III.21. Les données.	51
Tableau.22. Les données de calcul.	60
Tableau. III.23.Calcul des sections d'acier de la poutre palière.	60
Tableau.III.24.Vérification à l'ELS de la poutre palière.	60
Tableau.III.25. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.	61
Tableau.III.26.Charge permanentes de palier.	67
Tableau.III.27.Charge permanentes de paillasse.	68

Tableau.III.28. Combinaison des charges de l'escalier.	68
Tableau.III.29. Résultats de calcule	74
Tableau.III.30.les données.	74
Tableau.III.31. Calcul des sections d'acier de l'escalier.	74
Tableau.III.32. Vérification des contraintes à l'état limite de service.	76
Tableau III.33. : Les données de calcul.	84
Tableau.III.34. Calcul des sections d'acier de la dalle pleine.	84
Chapitre IV : Etude dynamique	
Tableau IV 1 : Calcule Centre de Rigidité et Centre de Masse.	93
Tableau IV 2 : Calcule d'excentricité théorique.	93
Tableau IV 3 : Calcule d'excentricité accidentelle.	94
Tableau IV 4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.	96
Tableau IV 5 **:** Justification du coefficient de comportement R Suivant x.	97
Tableau IV 6 **:** Justification du coefficient de comportement Ren pourcentage.	97
Tableau IV 7 **:** Justification du coefficient de comportement R Suivant y.	98
Tableau IV 8 **:** Justification du coefficient de comportement Ren pourcentage.	98
Tableau IV 9: Le comportement des trois premiers modes.	100
Tableau IV 10 : vérification de participation massique.	102
Tableau IV 11 : Calcul de la force sismique.	104
Tableau IV 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.**	104
Tableau IV 13 : forces sismiques suivant (x) et (y).	107
Tableau IV 14: calcul du moment de renversement.	108
Tableau IV 15 : calcul du moment stabilisant.	108
Tableau IV 16 : Vérification de stabilisation.	109
Tableau IV 17 : Vérification déplacement en tête.	109
Tableau IV 18 : Vérification les déplacements inter étages Sens X.	110
Tableau IV 19 : Vérification les déplacements inter étages Sens y.	111
Tableau IV 20 :Vérification du cisaillement des éléments.	112
Tableau IV 21 : Vérification l'effet P-Δ sens X.	113
Tableau IV 22 : Vérification l'effet P-Δ sent Y.	113
Tableau IV 23 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.	114
Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants	
Tableau V.1 : Les données de calcul	117
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.	119
Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.	119
Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale.	120
Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire.	121
Tableau V.6. Les armatures totales des poutres principales.	121
Tableau V.7. Vérification des poutres principales selon la condition CBA.	122
Tableau V.8. les armatures totales des poutres secondaires.	122
Tableau V.9. vérification des poutres secondaires selon la condition CBA .	122
Tableau V.10. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA.	123
Tableau V.11. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA.	123
Tableau V.12. Calcul de $\bar{\tau}_{u.}$	124
Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.	124
Tableau V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.	124
Tableau V.15. Calcul des armatures transversales et leur espacement.	125
Tableau V.16. Vérification de la flèche des poutres.	126
Tableau V.17. Les données de calcul.	132

Tableau V.18. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU.	133
Tableau V.19. Vérification des contraintes à l'état limite de service.	134
Tableau V.20. Calcul de $\bar{\tau}_{u.}$	135
Tableau V.21. Valeurs des contraintes limites de cisaillement.	136
Tableau V.22. Les armatures transversales et leurs espacements.	138
Tableau V.23. Vérification de la quantité d'armatures transversales.	139
Tableau V.24. Les données de calcul.	144
Tableau V.25. Sens longitudinale : Voile 1 (VL1 : L= 5.25 m ; a = 15cm).	145
Tableau V.26. Sens longitudinale : Voile 1 (VL2 : L= 4.60 m ; a = 15cm).	145
Tableau V.27. Sens longitudinale : Voile 1 (VL4 : L= 2.81 m ; a = 15cm).	145
Tableau V.28. Sens longitudinale: Voile 1 (VL3 : L= 2.40 m ; a = 15cm).	146
Tableau V.29. Sens longitudinale : Voile 1 (VL5 : L= 1.62 m ; a = 15cm).	146
Tableau V.30. Vérification à l'ELS de voile 1 (L = 5.25 m ; a = 15cm)	146
Tableau V.31. Vérification à l'ELS de voile 2 (L = 4.60 m ; a = 15cm)	147
Tableau V.32. Vérification à l'ELS de voile 3 (L = 2.81 m ; a = 15cm)	147
Tableau V.33. Vérification à l'ELS de voile 4 (L = 2.40 m ; a = 15cm)	147
Tableau V.34. Vérification à l'ELS de voile 5(L = 1.62m ; a = 15cm)	148
Tableau V.35. Vérification des voiles à l'effort tranchant.	149
Tableau V.36. Détermination des armatures horizontales.	149
Tableau V.37. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.	155
Tableau V.38. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des Linteaux.	155
Tableau V.39. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.	155
Tableau V.40. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des Linteaux.	157
Tableau V.41. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.	157
Tableau V.42. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des Linteaux.	157
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Tableau VI 1 : Dimensionnementdes semellesisolées.	160
Tableau VI 2 **:** Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux.	164
Tableau VI 3 : Armatures principales des semelles filantes.	166
Tableau VI 4 : l'armature de répartition.	167
Tableau VI 5 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.	168
Tableau VI.6 : Vérification des semelles au renversement.	168
Tableau VI 7 :Dimensionnement du poutre de libage.	170
Tableau VI 8 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes.	170
Tableau VI 9:Détermination des moments de la poutre de libage.	171
Tableau VI 10:Lesrésultatsdu calculdesarmaturesà l'ELU.	172
Tableau VI 11 : vérification des contraintes la poutre de libage de SFP(1,2) à l'ELS.	172
Tableau VI 12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage.	173
Tableau VI 13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.	174
Tableau VI 14: Vérification de la flèche dupoutrede libage.	175
Tableau VI 15: calcul des armatures longitudinales l'ELU du radier partiel.	179
Tableau VI 16: Vérificationdesarmaturesduradierpartiel A l'ELS.	179
Tableau VI 17: Valeurs de α.	181
Tableau VI 18**:** Les données de calcul.	182
Tableau VI 19: Ferraillage longitudinal des longrines.	182
Tableau VI 20:Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.	183
Tableau VI 21 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.	184

Liste des figures

Les figures	Page
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
Figure. I.1.Vue en plan.	3
Figure. I.2. Diagramme contrainte déformation du béton.	9
Figure. I.3.Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	10
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux	
Figure. II.1. Planchers à corps creux.	13
Figure. II.3. Représentation du poteau le plus sollicité.	18
Figure. II.4.Conditions aux zones nodales.	24
Figure. II.5. Coupes des voiles en plan	25
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Figure III.1. Plancher à corps creux (16+4) cm.	27
Figure III.2.Poutrelle avant coulage.	28
Figure III.3. Diagramme des sollicitations.	34
Figure.III.4 Diagramme des sollicitations.	35
Figure.III.5. Diagramme des sollicitations.	37
Figure.III.6. Diagramme des sollicitations.	39
Figure.III.7. Diagramme des sollicitations.	41
Figure.III.8. Dimension de la poutrelle.	42
Figure.III.9. Ferraillage des poutrelles.	45
Figure III.10. L'acrotère.	49
Figure III.11.Schéma statique de l'acrotère.	49
Figure III.12 Les dimensions de l'acrotère.	50
Figure.III.13. Section de Béton Armé à ELU.	51
Figure.III.14. Ferraillage de l'acrotère.	53
Figure.III.15. Schémas de la poutre palière.	57
Figure.III.16. Schémas statique de la poutre palière	57
Figure.III.17. Diagramme des sollicitations.	59
Figure.III.18. Vue en 3D de l'escalier.	65
Figure.III.19. Schéma statique de la 1er et 3^{éme} Volée d'escalier.	65
Figure.III.20. Schéma statique de la 2^{éme} Volée d'escalier.	66
Figure.III.21. Schémas statique de 1er et 3^{éme} Volée a L'ELU.	69
Figure.III.22. Schémas statique de2^{éme} Volée a L'ELU.	70
Figure.III.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.	71
Figure.III.24.Schémas statique de2^{éme} Volée à L'ELS.	72
Figure.III.25. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.	73
Figure.III.26. La rupture de la dalle.	81
Figure.III.27. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle.	82
Chapitre IV : Etude dynamique	
Figure IV1 : Vue de la Structure en 3D.	90
Figure IV 2 : disposition des voiles de sous sol.	91
Figure IV 3 : disposition des voiles au RDC+S.SOL.	91
Figure IV 4 : Spectre de réponse.	99
Figure IV 5 : Le comportement des trois premiers modes.	101
Figure IV 6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.	105
Figure IV 7 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.	107
Figure IV 8 : Distribution de la force sismique.	107

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants	
Figure V.1. la section des poutres principales et poutres secondaires.	118
Figure V.2. Disposition des armatures pour les poutres.	126
Figure V.3. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse.	127
Figure V.4. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.	127
Figure V.5. Ferraillage des poutres principales intermédiaire d'étages.	127
Figure V.6. Ferraillage des poutres principales de rive d'étages.	128
Figure V.7. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse.	128
Figure V.8. Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse.	128
Figure V.9. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires d'étages.	129
Figure V.10. Ferraillage des poutres secondaires de rive d'étages.	129
Figure V.11. Définition de la zone nodale dans les poteaux.	130
Figure V.12. Disposition des armatures dans les poteaux.	139
Figure V.13. Ferraillage des poteaux de sous-sol et RDC.	140
Figure V.14. Ferraillage des poteaux de 1er, 2ème, 3ème étage .	140
Figure V.15. Ferraillage des poteaux de 4ème, 5ème étage .	140
Figure V.16. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	144
Figure V.17. Les armatures transversales et les épingles des voiles.	150
Figure V.18. Le ferraillage du linteau.	150
Figure V.19. Linteau long.	152
Figure V.20. Linteau courts.	153
Figure V.21. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée L_{ij} .	153
Figure V.22. Armatures de linteaux.	154
Figure V.23. Section du linteau.	154
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Figure VI 1: Semelle isolée.	159
Figure VI 2 : Disposition des semelles filantes.	162
Figure VI 3 : Semelle filante sous poteaux.	163
Figure VI 4 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.	163
Figure VI 5: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.	165
Figure VI 6: disposition du ferraillage de la poutre de libage.	175
Figure VI 7: Schémas d'un radier partiel	176
Figure VI 8: Ferraillage des longrines	184

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_r : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

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 à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

T_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b : Réaction à droite.

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 Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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 d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

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.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SFSV : semelle filante sous voile.

SFSP : semelle filante sous poteaux.

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse du bloc situé à wilaya d'Alger, le bloc à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée et de 5 étages et un sous-sol utilisé comme cave.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.

Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

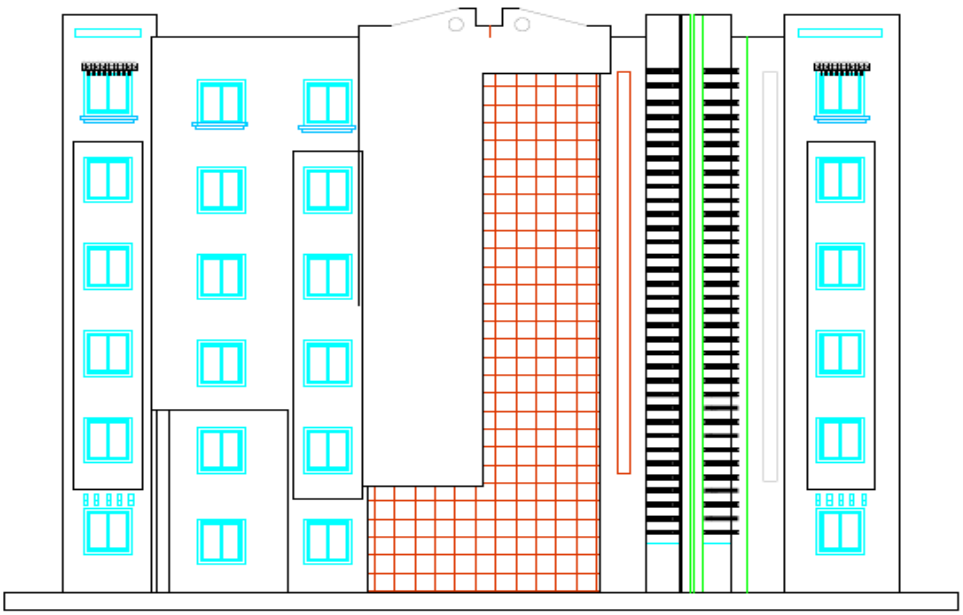
Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V17.1 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

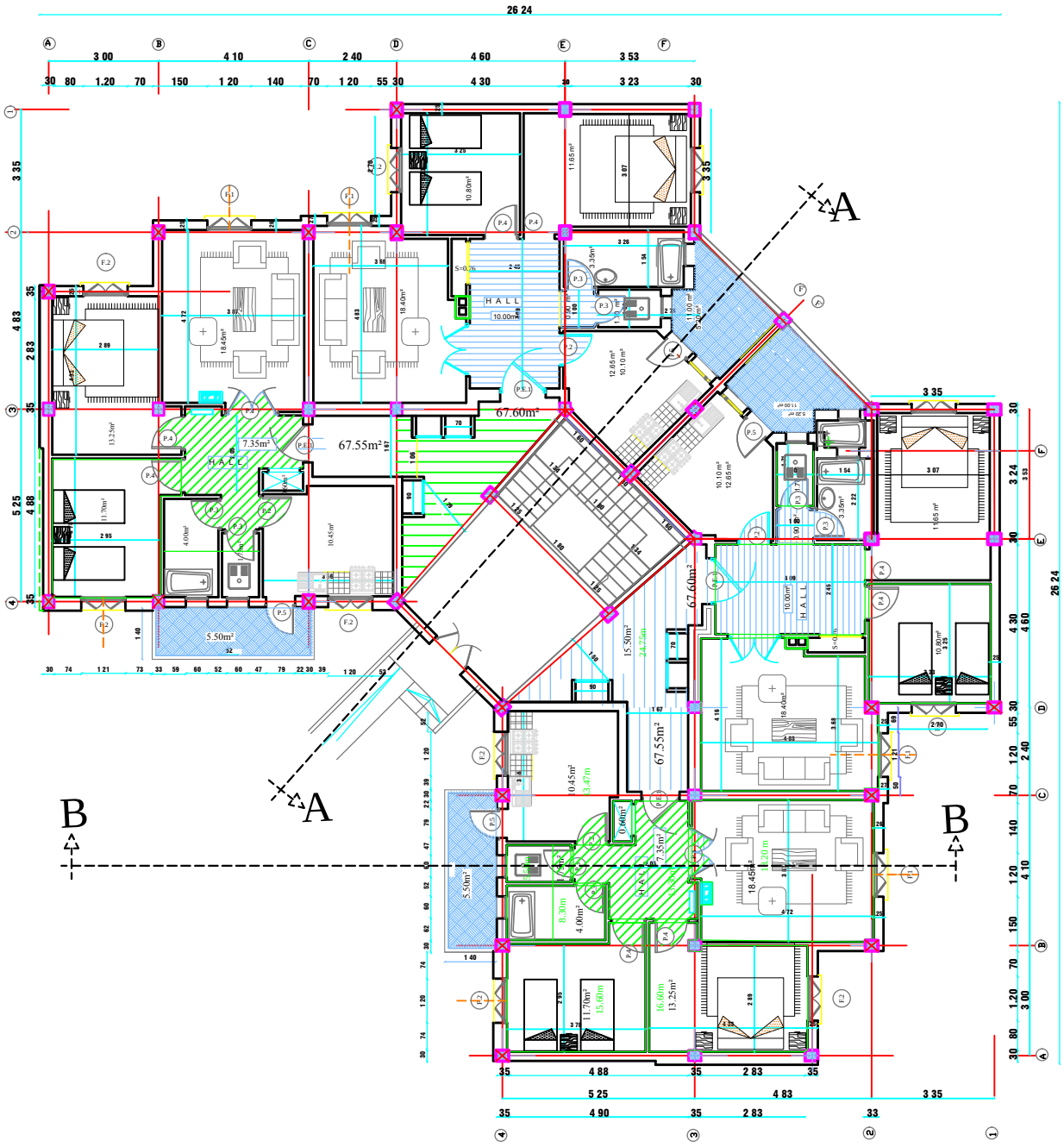
Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.



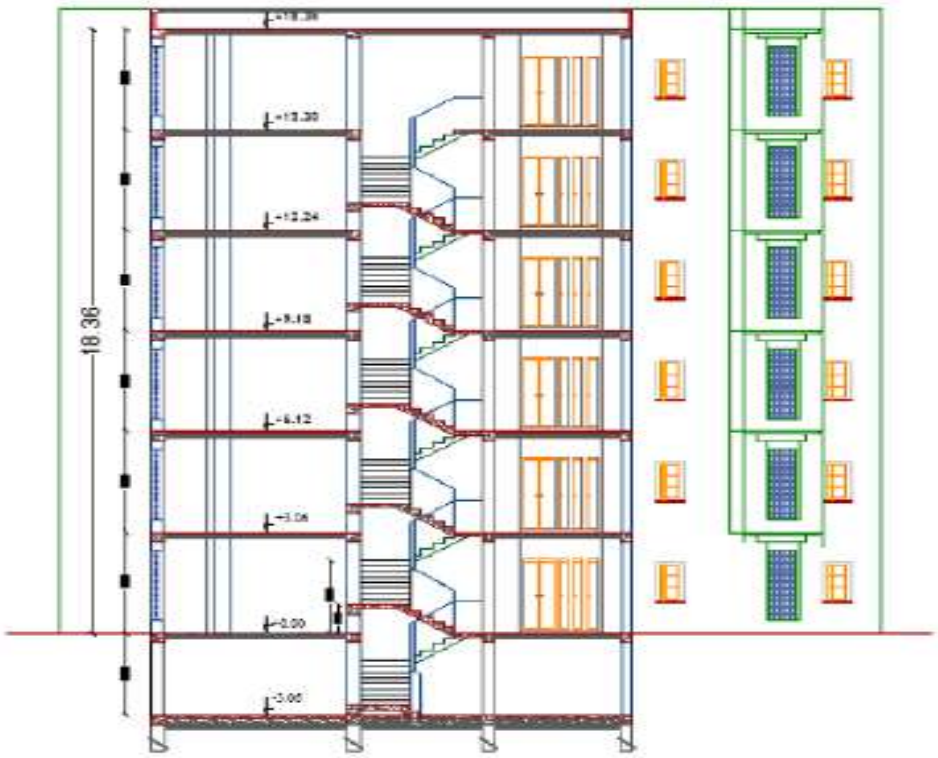
FAÇADE PRINCIPALE



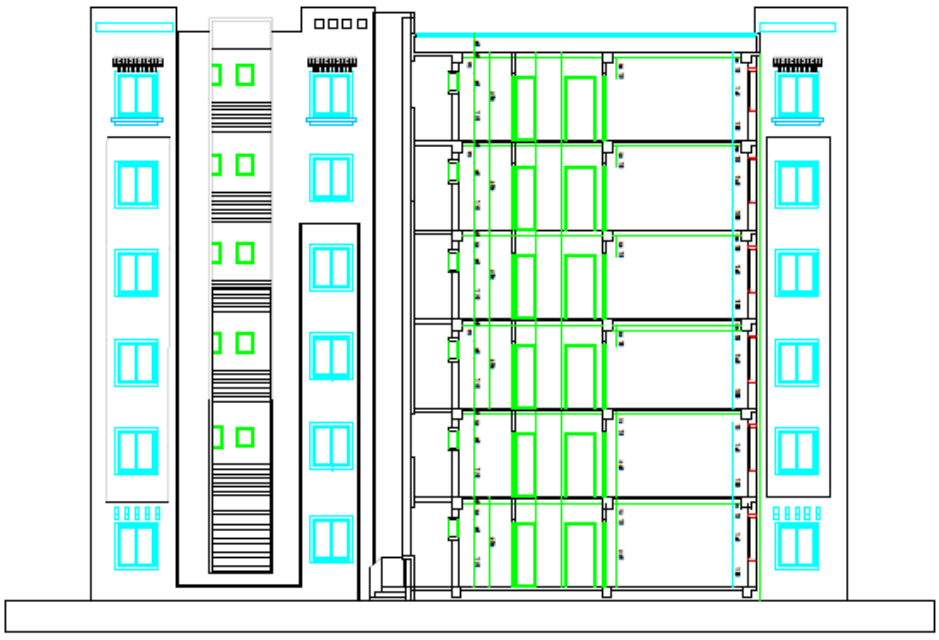
FAÇADE SECONDAIRE



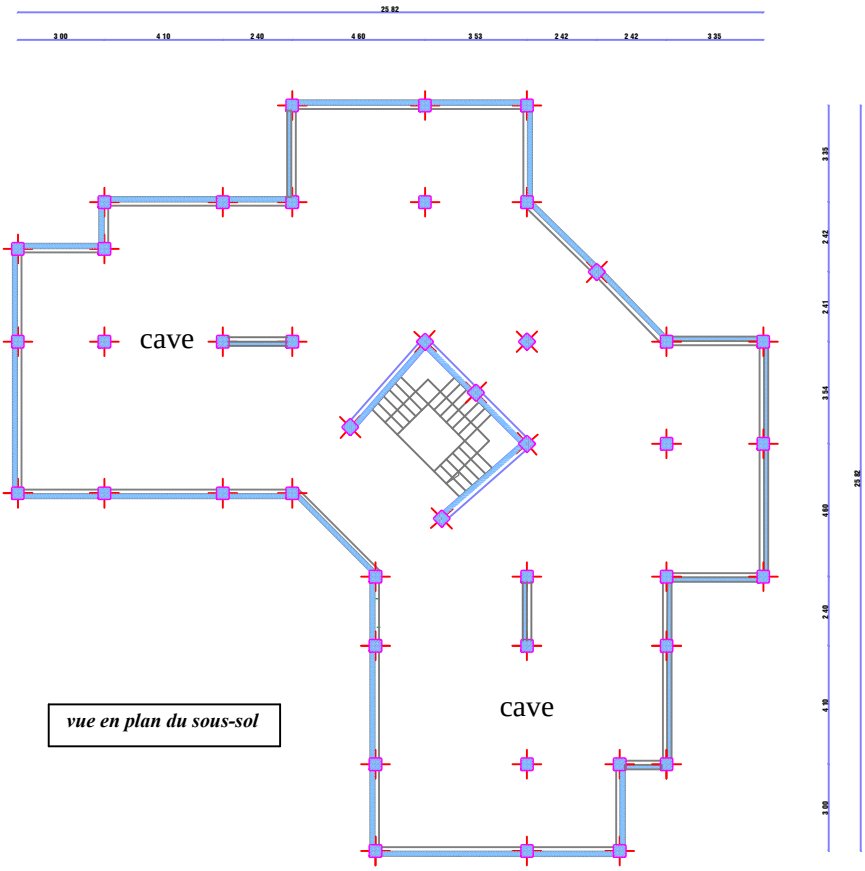
vue en plan du
RDC et l'étage courant



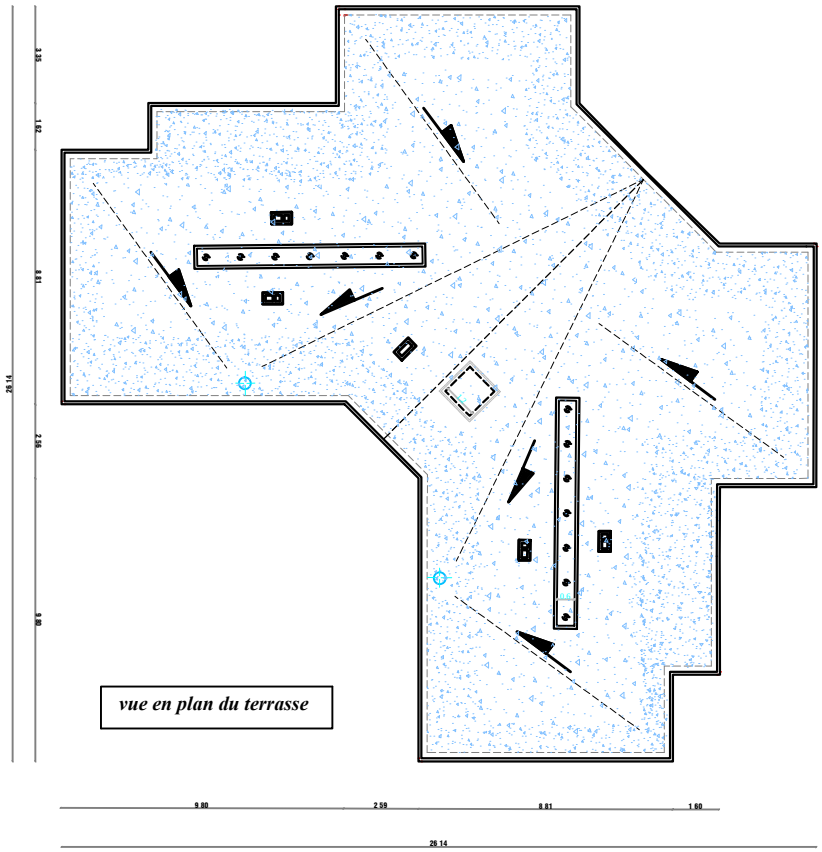
coupe A-A



COUPE B-B



vue en plan du sous-sol



vue en plan du terrasse

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I

I.1.Introduction:

Ce premier chapitre permet de donner une idée générale sur le projet qui va t être l'objet de notre étude (présentation de l'ouvrage, dimensions en plan, dimensions en élévation, système structural…).

Les Règlement utilisés sont :

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement :

- RPA99 modifié2003 (Règles parasismiques algériennes).
- DTR-BC-22(Charges et surcharges d'exploitation).
- CBA93 (conception et calcul des structures en béton armé).

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme Bureaux 43, tour d'affaires, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment(bloc angle) en béton armé comporte (rez-de-chaussée +5 étages +sous sol)avec terrasse inaccessible et le sous sol utiliser comme un magazine de stockage (cave).à usage d'habitation qui sera implanté à Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification et conformément au RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 26.24 m
- Largeur totale du bâtiment : 26.24 m

I.2.2.Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du sous Sol : 3.06 m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3.06 m.
- Hauteur d'étage : 3,06m.
- Hauteur totale du bâtiment **:** 21.42m.(Sans acrotère).

I.2.3.Régularité de la structure :

Selon le RPA 99/ version 2003, la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

Régularité en plan **:**

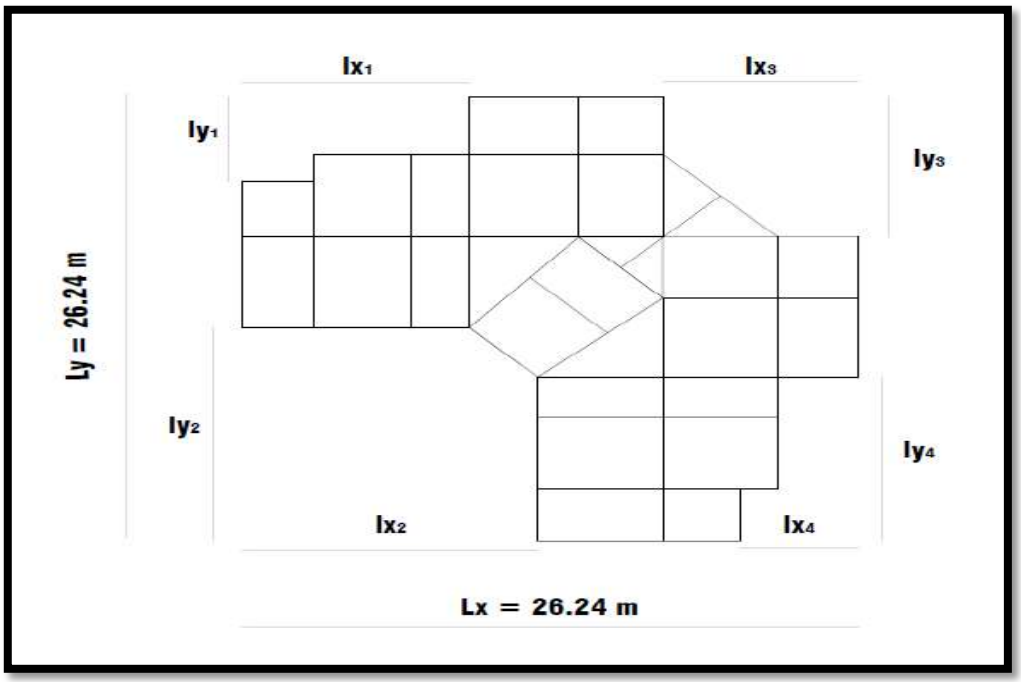


Figure. I.1.Vue en plan.

$\frac{l_{x1}+l_{x2}+l_{x3}+l_{x4}}{Lx} = \frac{35.45}{26.24} = 1.35 \leq 0.25$..... condition non vérifié.

$\frac{l_{y1}+l_{y2}+l_{y3}+l_{y4}}{L_y} = \frac{35.45}{26.24} = 1.35 \leq 0.25$..... condition non vérifié.

$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{26.24}{26.24} \leq 4$..... condition vérifié.

Notre bloc est de forme irrégulière (angulaire).

I.3. classification du bâtiment selon RPA99 version 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il appartient au groupe d'usage 2.

I.4.CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement mixte portiques-voiles.►►**Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99ver2003 [1]**

I.4.2. Planchers:

Nous avons utilisé (**2**) deux types de planchers pour ce bloc, dont le rôle est de résister Aux charges verticales et le transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les Poutres et les poteaux.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.4.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour tout l'étage et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.4.5.Le plafond :

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

I.4.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

I.4.7. Les escaliers :

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

I.4.8.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 selon les données suivantes :

σ_s=2 bars ; ancrage = -2.00 m à partir de -3.06 m (niveau de sous-sol).

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.5.1.Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.5.1.1.caractéristique du Béton :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.5.1.2. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage a construire, il doit tenir compte des exigences Suivantes **:**

- Resistance mécanique.
- Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé CPJ – CEM II 42,5

I.5.1.3. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inferieure à 5 mm.
- gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8, 8/15 et 15/25).

I.5.1.4.Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières Organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.5.2.Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son Module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des Conséquences négatives sur leurs qualités. On retiendra que, pour 1 m^3 de béton de dosage à titre indicatif de 350 Kg/m3 de ciment CPJ42.5 est**:**

- 800 kg de graviers (3/8 ; 8/15 ; 15/25).
- 400 kg de sable (0 mm ≤ Φ ≤ 5 mm).
- 350 à 400 Kg de ciment CPJ 42.5.
- 175 à 200 L d'eau de gâchage.

Pour un dosage de 350 kg/m3, donnant une résistance f_{c28}= 25 MPa à 28 jours .

(Art A.2.1.13 CBA93).

I.5.3. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de Manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal

"Effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ontLe même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notéef_{c28}.

I.5.4.1. Résistance caractéristique à la compression:►►Art[A.2.1.1.1.]◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

$$f_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \le 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ [Mpa]}$$

I.5.4.2. Résistance caractéristique à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

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]

I.5.4.3. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\nu = \frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{raccoressismeni longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l ").

Le coefficient de POISSON est pris égal **:**

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.5.4.4. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à**:**

$$E_{iJ}(MPa) = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$$

Où **:** f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *MPa* .Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation

E_{VJ} Est pris égal à **:**

$$E_{VJ}[\text{MPa}] = \frac{E_{iJ}}{3} \text{ Soit : } Evj(MPa) = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}[\text{Mpa}]$$

I.5.4.5. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par **:**

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

I.5.4. Acier :

L'acier utilise en béton arme se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa Nuance ; l'acier du béton arme est sous forme de barre circulaire d'une longueur très Considérable par rapport a son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton). Présente deux types distincts **:** une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa Propre utilité.

I.5.4.1. Types d'acier :

Les aciers utilises sont résumes dans le tableau suivant.

Tableau. I.1.Les types d'aciers utilises et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	f_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE_{235}	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE_{400}	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE_{520}	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.5.4.2Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé **:** $E_s = 2\times 10^5 [Mpa]$Art.2.2.1

N.B **:** Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie f_e **:** Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites **:**

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur **:**	Etat limite de service (E.L.S) basé sur **:**
L'Equilibre statique	La compression du béton
➢ L'ouverture des fissures	L'ouverture des fissures
➢ La stabilité de forme	La déformation

I.6.1. E.L.U de résistance :

I.6.1.1. Contrainte du béton en compression :

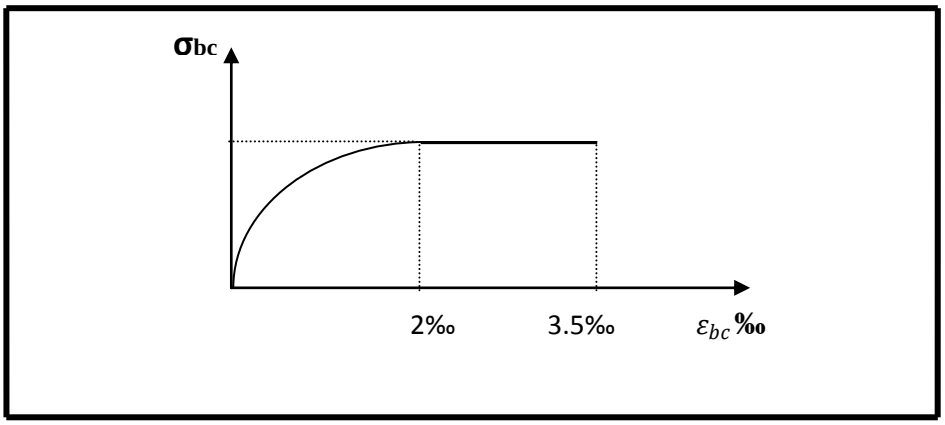


Figure. I.2. Diagramme contrainte déformation du béton.

La contrainte ultime du béton en compression.
σ_{bc} Est donnée par la formule**:**

$\overline{\sigma_{bc}} = \dfrac{0{,}85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ Avec **:**γ_b**:** coefficient de sécurité, tel que **:**

$\gamma_b = 1$ Pour une combinaison fondamentale.

$\gamma_b = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est

Supérieure à 24 heures. (T> 24h).

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heure.(1h < T< 24h)

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure. (T < 1h).

I.6.1.2.Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par **:**

➢ Fissuration peu nuisible **:** $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$

➢ Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable **:** $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.6.1.3.Contrainte limite de l'acier:

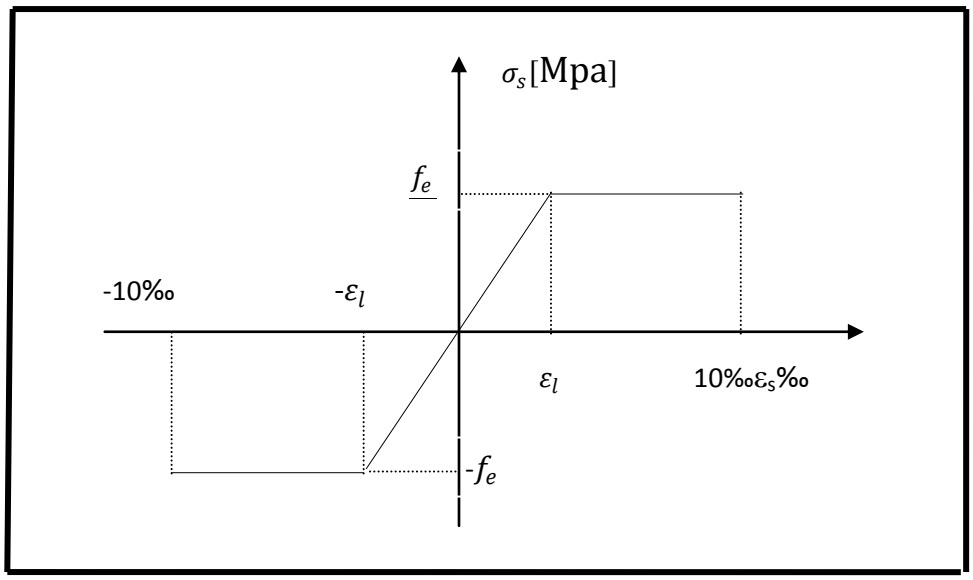


Figure. I.3.Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

$\overline{\sigma_S} = f_e / \gamma_S$

Avec **:**

$\overline{\sigma_S}$ **:** Contrainte de l'acier.

f_e **:** Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s **:** Coefficient de sécurité. $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s**:** Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l**:** Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = \frac{S \times f_e}{\gamma_s \times E_s}$ D'où **:** $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.7. A l'ELS:

I.7. 1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6f_{cj}

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.7. 2.E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_S} = Min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_S} = Min\left[\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel q :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments Structuraux

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles CBA93.

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t : L'épaisseur du plancher.

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée entre nus des appuis).

Pour notre bloc, L = 425 cm

$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ ⇒ 17 cm ≤ ht ≤ 21.25 cm

$h_t \geq \frac{L}{22.5}$ ⇒ ht ≥ 18.88 cm

On adopter**:** h_t =20 cm

$h_t = d+e$

d : l'épaisseur du corps creux

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

⇒ $h_t = 16+4$ cm.

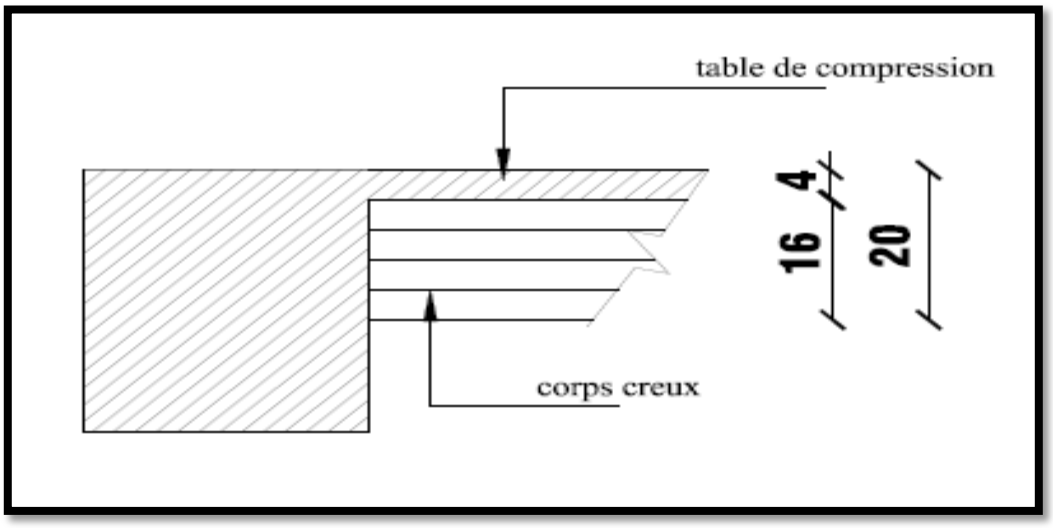


Figure. II.1. Planchers à corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle.

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

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis **:**

$(Lx/45) \leq e \leq (Lx/40)$

- dalle reposant sur deux appuis **:**

$(Lx / 35) \leq e \leq (Lx / 30)$

Où :

e. : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 6.24 m.

Critère de résistance $\frac{6.24}{45} \leq ep \leq \frac{6.24}{40} \Rightarrow 13.87 \leq ep \leq 15.60$

Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : ep = 15cm.

II.3. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation :

II.3.1. Planchers à corps creux :

II.3.1.1. plancher terrasse (inaccessible):

A. Charge permanentes :

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

N	Composant	Epaisseur	poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total				G = 6.5

B. charges d'exploitations : terrasse inaccessible $Q=1KN/m^2$.

II.3.1.2. plancher étage courant:

A. Charge permanentes :

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant corps creux.

N	Composant	Epaisseur	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 corps creux	0.16+0.04	-	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Les murs simples	0.1	-	1.62
Total				G = 6

B. Charge d'exploitation : Etage courant a usage habitation : $Q=1.5\ KN/m^2$

II.3.2. Planchers à dalles pleines:

II.3.2.1. plancher terrasse (inaccessible):

A. Charge permanentes :

Tableau II.3 : charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines.

N	Composant	Epaisseur	poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total				G = 7.45

B. charges d'exploitations : terrasse inaccessible Q =1KN/m^2.

II.3.2 .2.plancher étage courant:

A. Charge permanentes :

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composant	Epaisseur	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 dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Les murs simples	0.1	-	1.62
Total				G = 7.95

B. charges d'exploitations : terrasse inaccessible Q =1.5 KN/m^2.

II.3.3. Maçonnerie :

II.3.3.1.Murs extérieurs (double cloison):

A. Charge permanente :

Tableau II.5 : Charge permanant des murs extérieurs.

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (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	-	-
Total				**G = 2.52**

II.3.3.2.Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.6 : Charge permanent des murs intérieurs.

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	-	0.9
Total				**G = 1.62**

II.4.Dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Tableau. II.7 : Dimensionnement de la poutre.

	Dimensionnement des poutres	
	Poutres principal	Poutres secondaires
	L = L_{max} = 5.25 [m]	L = $\mathbf{L_{max}}$= 4.60 [m]
Conditions de Résistance $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$	$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10}$ $35 \leq h \leq 52.5$ On adopter : h = 40[cm] 12.00cm ≤ b ≤ 28.00cm on adopter : b = 30 cm	$\mathbf{\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}}$ $\mathbf{30.67 \leq h \leq 46}$ On adopter : h = 35[cm] ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopter: b = 30cm
Vérification selon le RPA99 h ≥ 30cm b ≥ 20cm $\frac{h}{b} \leq 4$ $\mathbf{b_{max}} \leq 1.5h+\mathbf{b_1}$	h= 40cm ≥ 30cm b=30cm≥20cm $\frac{h}{b}$ =1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm $\frac{h}{b}$ =1.17 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité $(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16})$	$(\frac{h}{L} = 0.076) \geq (\frac{1}{16} = 0.0625)$ (condition vérifie)	$(\frac{h}{L} = 0.076) \geq (\frac{1}{16} = 0.0625)$ (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30cm	h = 35cm ; b = 30 cm

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu). Selon le **[2] ►► [Art B.8.11] ◄◄**

II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- ✓ choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 **:**

a) Choix du poteau le plus sollicité : (3-C)

Le poteau le plus sollicité situé au milieu du bloc, c'est un poteau intermédiaire.

b) La surface reprise par le poteau :

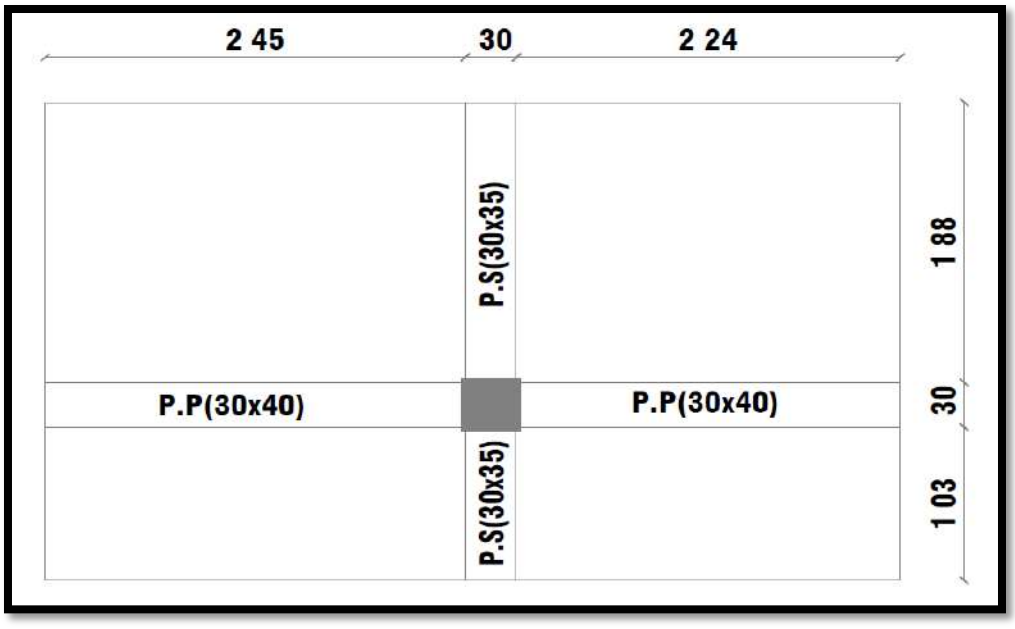


Figure. II.3. Représentation du poteau le plus sollicité.

❖ $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

$S_{plancher}$ = (2.45+2.24) × (1.03+1.88) ⇒ $S_{plancher}$ =13.65 m^2

❖ S_{total} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

S_{total} = (2.45+0.3+2.24) × (1.88+0.3+1.03) ⇒ S_{total} =16.02 m^2

c) Dimensions des poteaux :

❖ Le dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés)

✓ Min (b1, h1) ≥ 30 cm. (Zone III)

✓ Min (b1, h1) $\geq \frac{h_e}{20}$

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau. II.8 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	5éme	4éme	3éme	2éme	1er	RDC	Sous-sol
Dimension du poteau	35	35	40	40	45	45	50
	35	35	40	40	45	45	50

d) Calcul de l'effort normal $\overline{N_u}$:

Pour les poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 %

$$N_{ultime} \leq \overline{Nu} = \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

►►**CBA93 Art B.8.4.1**◄◄

Avec :

$\overline{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».

γ_b= 1,50 et γ_s= 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).

fc_{28} 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 .

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$ avec B = (b×h)

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique **λ** qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \textbf{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \textbf{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda > 70$ **:** le calcule des poteaux en flexion composé.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

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

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

Où: $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

Tableau. II.9 : Effort normal $\overline{N_u}$ pour chaque section de poteau.

étage	dimension	B_r (mm^2)	L_0	L_f	i	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N_u}$ (KN)
5éme	35×35	108900	3.06	2.142	0.101	21.208	0.792	122.5	1630.946
4éme	35×35	108900	3.06	2.142	0.101	21.208	0.792	122.5	1630.946
3éme	40×40	144400	3.06	2.142	0.115	18.626	0.804	160	2194.700
2éme	40×40	144400	3.06	2.142	0.115	18.626	0.804	160	2194.700
1er	45×45	184900	3.06	2.142	0.130	16.477	0.814	202.5	2844.530
RDC	45×45	184900	3.06	2.142	0.130	16.477	0.814	202.5	2844.530
Sous-sol	50×50	230400	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	250	3569.971

II.5.2.Descente des charges :

A. Détermination des charges permanente :

G plancher = poids de plancher × S plancher.
G (poutres principales ou secondaires) = b × h × L× poids volumique du béton armé.
G (poteau) = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 KN/m^3.

Tableau. II.10 : les charges permanentes.

étage	h (m)	S_{poteau}	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niv}	$G_{cumules}$ (KN)
5éme	3.06	0.1225	9.371	14.070	7.612	88.725	119.778	119.778
4éme	3.06	0.1225	9.371	14.070	7.612	81.900	112.953	232.731
3éme	3.06	0.160	12.240	13.920	7.418	81.900	115.478	348.209
2éme	3.06	0.160	12.240	13.920	7.418	81.900	115.478	463.687
1er	3.06	0.202	15.453	13.770	7.350	81.900	118.473	582.160
RDC	3.06	0.202	15.453	13.770	7.350	81.900	118.473	700.633
Sous-sol	3.06	0.250	19.125	13.620	7.219	81.900	121.864	822.497

B. Détermination de sur charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

[DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation]

Pour le 5ème étage (terrasse inaccessible) : Q0

Pour le 4ème étage : Q0+Q1

Pour le 3ème étage : Q0+0.95 (Q1+Q2)

Pour le 2ème étage : Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)

Pour le 1er étage : Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n≥5)

Pour le RDC : Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)

Pour le S-Sol : Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Terrasse inaccessible……. Q = 1 KN/m^2
Etage courant……..Q = 1.5 KN/m^2
RDC……Q =1.5 KN/m^2

S/Sol ……Q =1.5 KN/m^2

Tableau. II.11 : les sur charges d'exploitation.

étage	Q_{niv}				$Q_{comules}$ (KN)
5éme	Q_0	16.02	-		16.020
4éme	Q_1	24.03	1		40.050
3éme	Q_2	24.03	0.95		61.677
2éme	Q_3	24.03	0.90		80.901
1éme	Q_4	24.03	0.85		97.722
RDC	Q_5	24.03	$\frac{3+n}{2n}$	0.80	112.140
Sous-sol	Q_6	24.03		0.75	124.155

II.5.3.L'effort normal à l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive.

N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q

Nu = $1.1N_{ultime}$

Tableau. II.12 : Calcul de $1.1N_{ultime}$ et Nu.

étage	G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}	$1.1N_{ultime}$	$\overline{N_u}$(KN)	$1.1N_{ultime} \leq \overline{N_u}$
5éme	119.778	16.020	185.730	204.303	1630.946	Condition vérifiée
4éme	232.731	40.050	374.262	411.688	1630.946	Condition vérifiée
3éme	348.209	61.677	562.598	618.858	2194.700	Condition vérifiée
2éme	463.687	80.901	747.329	822.062	2194.700	Condition vérifiée
1er	582.160	97.722	932.499	1025.749	2844.530	Condition vérifiée
RDC	700.633	112.140	1114.064	1225.470	2844.530	Condition vérifiée
Sous-sol	822.497	124.155	1296.603	1426.263	3569.971	Condition vérifiée

II.5.3.Vérification selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄ :

- Sous-sol:

Les poteaux de section (50x50) cm^2

- ✓ Min (50, 50) ≥ 30 cm. (Zone III)…… (C.V)
- ✓ Min (50, 50) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20}$ =15.3 cm…… (C.V)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h_1} < 4 \quad => \quad \frac{1}{4} < 1 < 4$ …… (C.V)

- RDC ET 1^{er} étage:

Les poteaux de section (45x45) cm^2

- ✓ Min (45, 45) ≥ 30 cm. (Zone III)…… (C.V)
- ✓ Min (45, 45) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20}$ =15.3 cm…… (C.V)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h_1} < 4 \quad => \quad \frac{1}{4} < 1 < 4$ …… (C.V)

- $2^{éme}$ Étage ET $3^{éme}$ étage:

Les poteaux de section (40x40) cm^2

- ✓ Min (40, 40) ≥ 30 cm. (Zone III)…… (C.V)
- ✓ Min (40, 40) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20}$ =15.3 cm…… (C.V)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h_1} < 4 \quad => \quad \frac{1}{4} < 1 < 4$ …… (C.V)

$4^{éme}$ Étage ET $5^{éme}$ étage:

- ✓ Min (35, 35) ≥ 30 cm. (Zone III)…… (C.V)
- ✓ Min (35, 35) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20}$ = 15.3 cm…… (C.V)
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h_1} < 4 \quad => \quad \frac{1}{4} < 1 < 4$ …… (C.V)

Résultat :

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

II.5.4.Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄

$$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$$

$$d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$$

Tableau. II.13 : Vérification aux zones nodales.

étage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	d ≤Max $(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
5éme et 4éme	30	35	35	Condition vérifiée	2.5	17.5	Condition vérifiée
3éme et 2éme	30	40	40	Condition vérifiée	5	20	Condition vérifiée
1er et RDC	30	45	45	Condition vérifiée	7.5	22.5	Condition vérifiée
Sous-sol	30	50	50	Condition vérifiée	10	25	Condition vérifiée

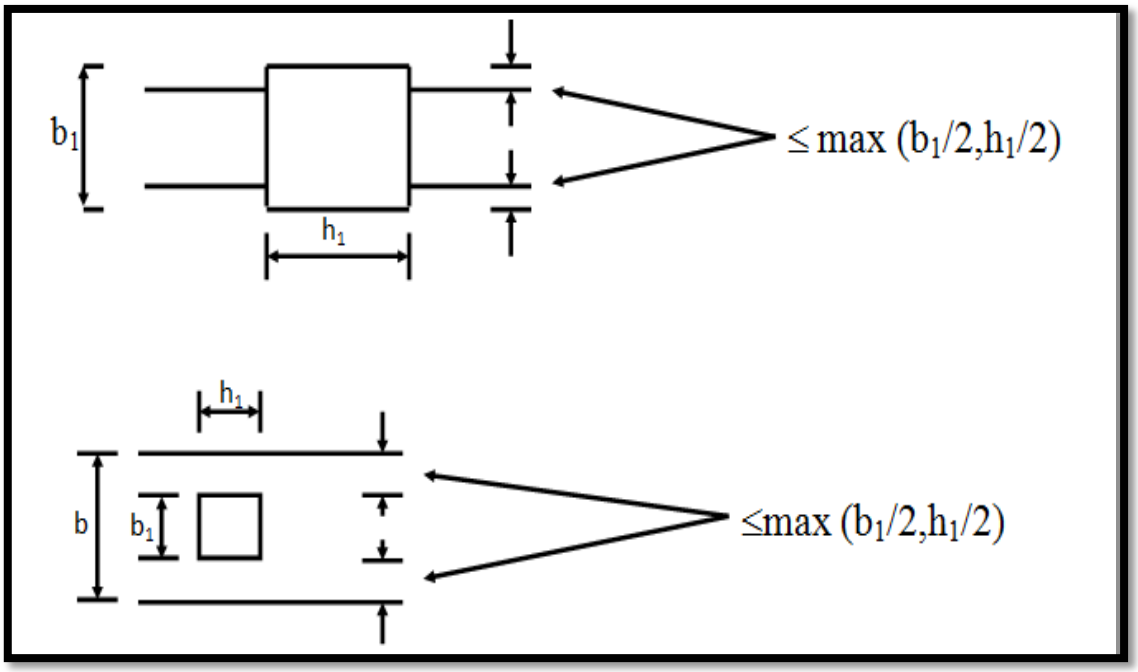


Figure. II.4.Conditions aux zones nodales.

II. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le RPA 99 ver 2003, ►►Art 7.7.1◄◄

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante **:**

$$L \geq 4e$$

Avec :

- ✓ l : portée min des voiles.
- ✓ **e** : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

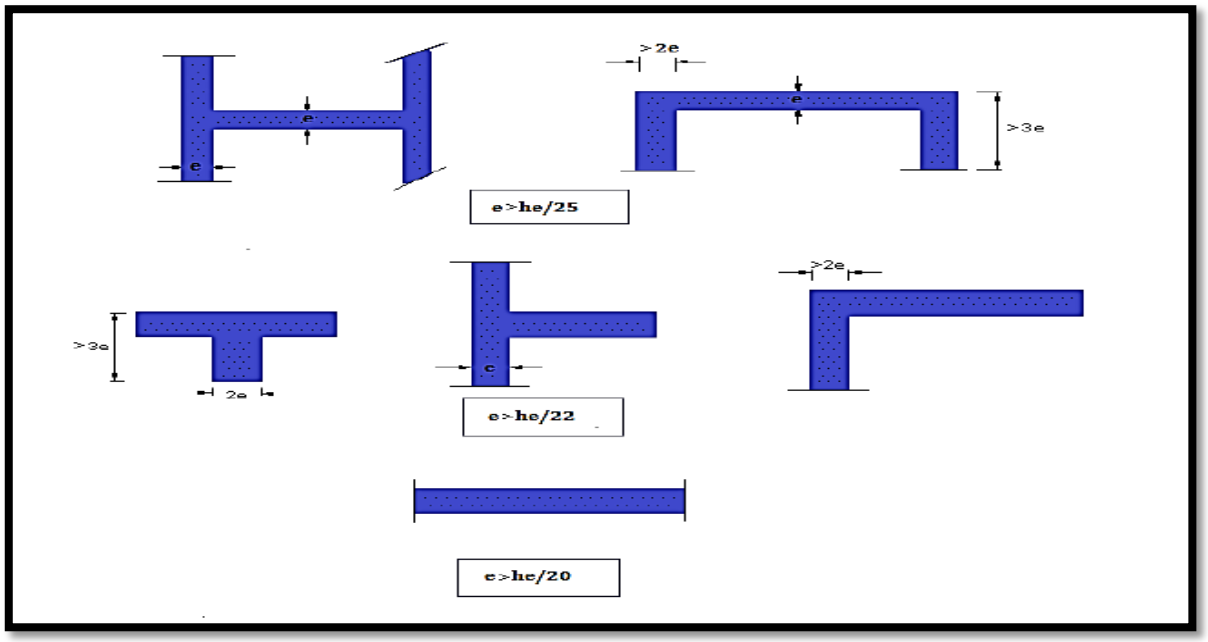


Figure. II.5. Coupes des voiles en plan.

$h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71$ m.

$e \geq \max\left(15\text{cm} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25}\right)$

$e \geq \max(15\text{cm} ; 12.31\text{cm}; 10.84\text{cm})$

On prendre pour les voiles l'épaisseur : e =15 cm

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (**l**)

Doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas L_{min} = 100 cm > 4 e = 60cm……condition vérifier.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifies sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

III.2.Poutrelles:

III.2.1.Introduction :

Le plancher à corps creux est constitue de poutrelles préfabriquées associés à des corps creux, de dimension (16×65), avec une table de compression d'épaisseur (4cm).

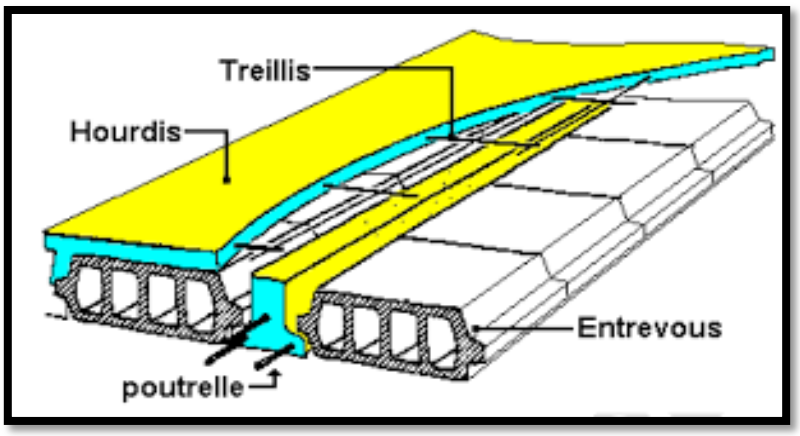


Figure III.1. Plancher à corps creux (16+4) cm.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.
La section du béton est définie par :

* une section en **(**Té**)** en travées.

* une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations.

(G, Q**),** surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes **:**

- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

III.2.2. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

III.2.2.1.Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes (G)	
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = 0,12 KN/ml	0.77KN/ml
Poids du corps creux: 0,65*1 = 0.65 KN/ml	
Surcharges d'exploitation (Q)	
Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle); 0.5 KN/ml de portée] Q= Max [1 KN ; 0.5 x 4.60]	Q = 2.3 KN.

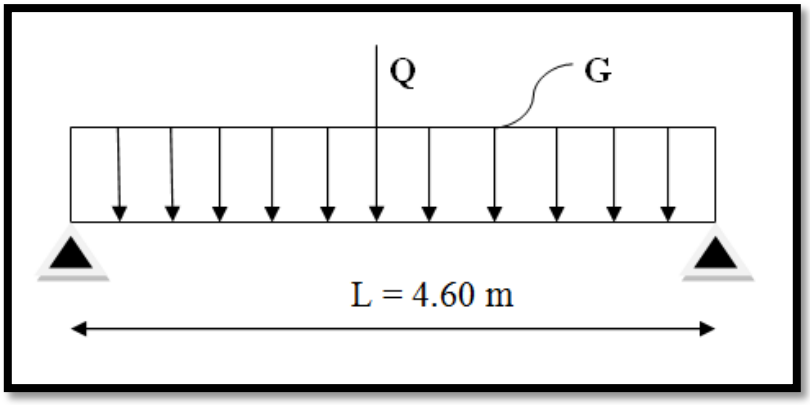


Figure III.2.Poutrelle avant coulage.

III.2.2.2. Calcul des moments :

Le calcul en flexion simpleà l'E.L.U nous donne **:**

Tableau.III.2. Combinaison des charges de poutrelle.

M_G(KN. m)	M_Q(KN. m)	M_u(KN. m)
$\frac{GL^2}{8}$= 2.04	$\frac{QL}{4}$= 2.64	1.35G+15Q =6.71

Ferraillage :

M_U =6.71 KN.m; b = 12 cm ; d = 20 cm ;σ_b= 14.2 MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{6.71\times10^6}{14.2\times120\times20^2} = 9.844>0.392 \qquad A' \neq 0$$

Conclusion :

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

(La poutrelle supporte les charges avant le coulage.)

III.2.2.3.Calcul des étaiements:

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

$$f_G=\frac{5\times G\times L^4}{384\times E\times I} \text{ et } f_Q = \frac{Q\times L^3}{48\times E\times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } & L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} \text{ si } & L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau.III.3.Détermination du nombre d'étaiements.

étaiement	G (KN/ml)	Q (KN)	E (MPa)	L (mm)	I (mm^4)	Fmax (mm)	Fadm (mm)	F <Fadm
0	0.77	2.3	32164,195	4600	640000	444.64	9.2	CNV
1	0.77	1.15	32164,195	2300	640000	27.79	4.6	CNV
2	0.77	1	32164,195	1533.33	640000	6.29	3.06	CNV
3	0.77	1	32164,195	1150	640000	2.39	2.3	CNV
4	0.77	1	32164,195	920	640000	1.13	1.84	CV

Donc on doit disposer quatre (**04**) étaiements.

III.2.3.Calcul des poutrelles après le coulage :

Tableau.III.4. Combinaison des charges de l'escalier.

	G(KN/m²)	Q (KN /m²)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6.5 × 0.65 =4.225	1 × 0.65 =0.65	6.678	4.875
Plancher courant	6× 0.65=3.9	1.5×0.65=0.975	6.727	4.875

Remarque :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

III.2.3.1.Méthodes de calcul :

III.2.3.1.1.La méthode forfaitaire :

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

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

- 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.$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ de\ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ inermédiaire \end{cases}$$

Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermdiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec **:**

- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ M_ω : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_a : Moment à l'appui.
- ✓ M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (KN.m)
- ✓ $T_\omega = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$
- ✓ $T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$

Avec :

- ✓ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.
- ✓ T_e : effort tranchant à droite de la travée.
- ▪ Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

Exposé de la méthode :

III.2.3.1.2. 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

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

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.

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

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:

$$M_{app} = \frac{q_w \ l'^{3}_w + q_e \ l'^{3}_e}{8.5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

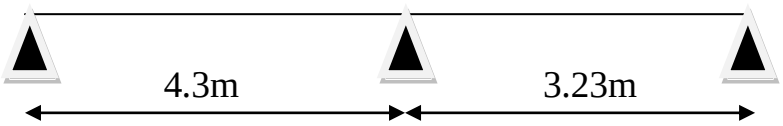
La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée

(x =L/2) comme moment maximum en travée:

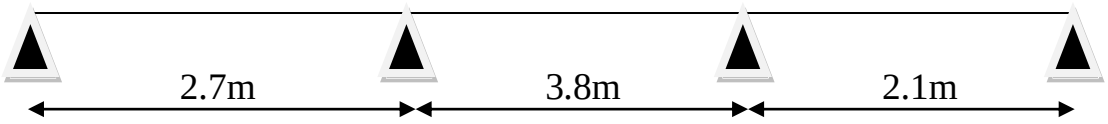
$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

On a quatre types de poutrelles à calculer **:**

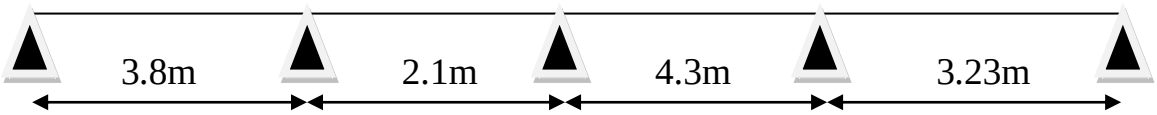
- **Poutrelles à deux travées :**



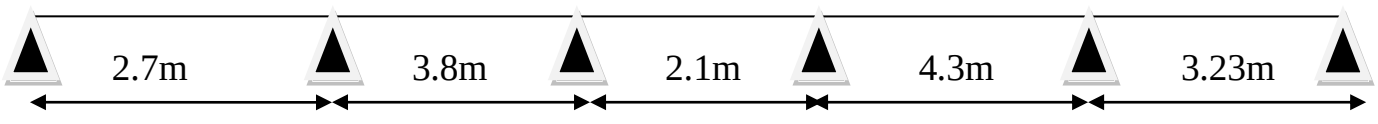
- **Poutrelles à trois travées :**



- **Poutrelles à quatre travées :**



- **Poutrelles à cinq travées :**



1er Type : Poutrelles à deux travées :

Pu=6.74 KN/ml
P_{ser} = 4.88KN/m

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1.5\ KN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$$ **(cv)**

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$$0.8 < \frac{LAB}{LBC} < 1.25$$

$$0.8 < \frac{4.3}{3.23} < 1.25$$

$0.8 < 1.33 < 1.25$ ... ... **(CNV)**

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la(méthode de Caquot.)

Détermination des sollicitations a L'E.L.U et a L'E.L.S:

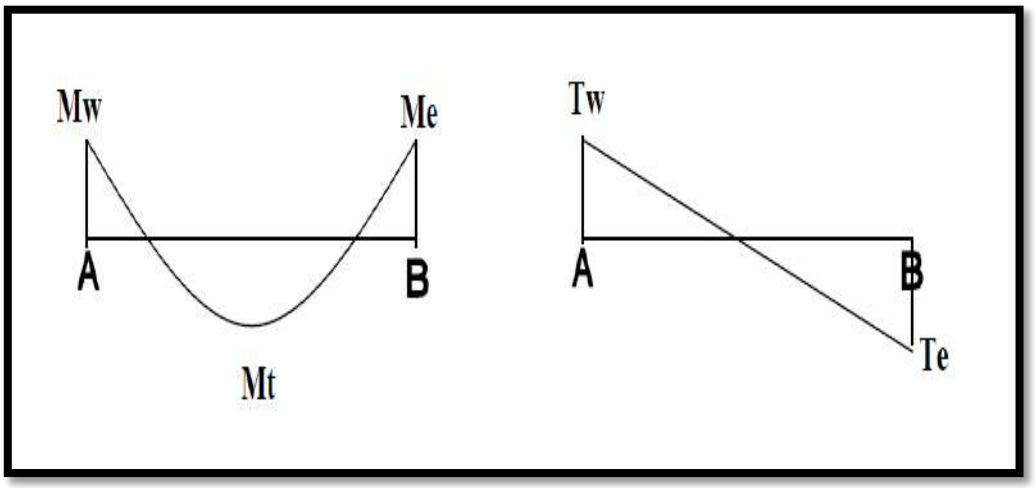


Figure III.3. Diagramme des sollicitations.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants **:**

À L'ELU :

Tableau III.5. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	15.547	3.109	11.898	8.043	12.419	-16.506
B-C	8.772	11.898	1.754	1.946	14.004	-7.723

Tableau III.6. Les sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	11.267	2.253	8.622	5.829
B-C	6.357	8.622	1.271	1.410

Représentation des sollicitations :

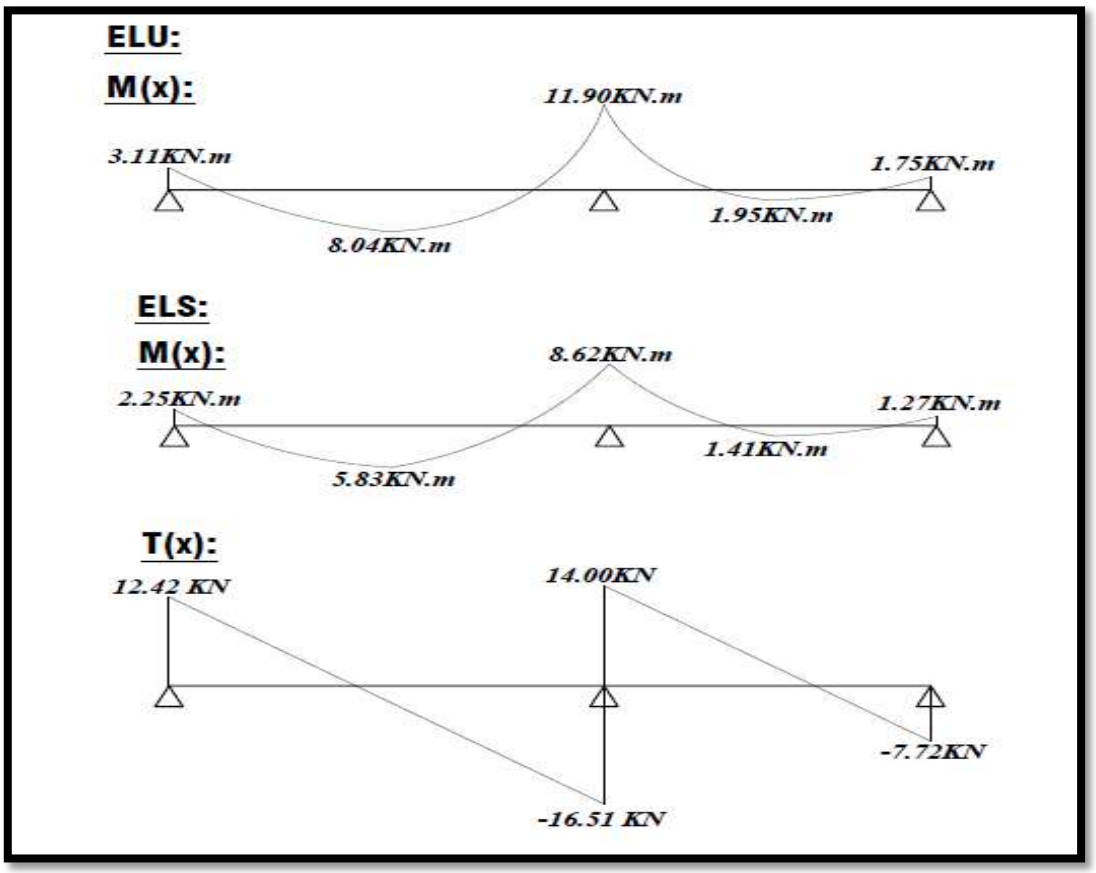


Figure.III.4 Diagramme des sollicitations.

2er Type : Poutrelles à trois travées :

Pu=6.74 KN/ml

P_{ser} = 4.88KN/m

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1.5KkN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$$ **(C.V)**

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$$0.8 < \frac{LAB}{LBC} < 1.25 => 0.8 < 0.71 < 1.25 \ldots\ldots\ldots\ldots$$ **(CNV)**

Remarque :

Laméthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la (méthode de Caquot.)

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6.129	1.225	6.587	2.223	7.095	-11.067
B-C	12.142	6.587	5.751	5.972	13.001	-12.561
C-D	3.708	5.751	0.741	0.461	9.449	-4.677

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4.442	0.888	4.773	1.611
B-C	8.799	4.773	4.168	4.328
C-D	2.687	4.168	0.537	0.334

Représentation des sollicitations :

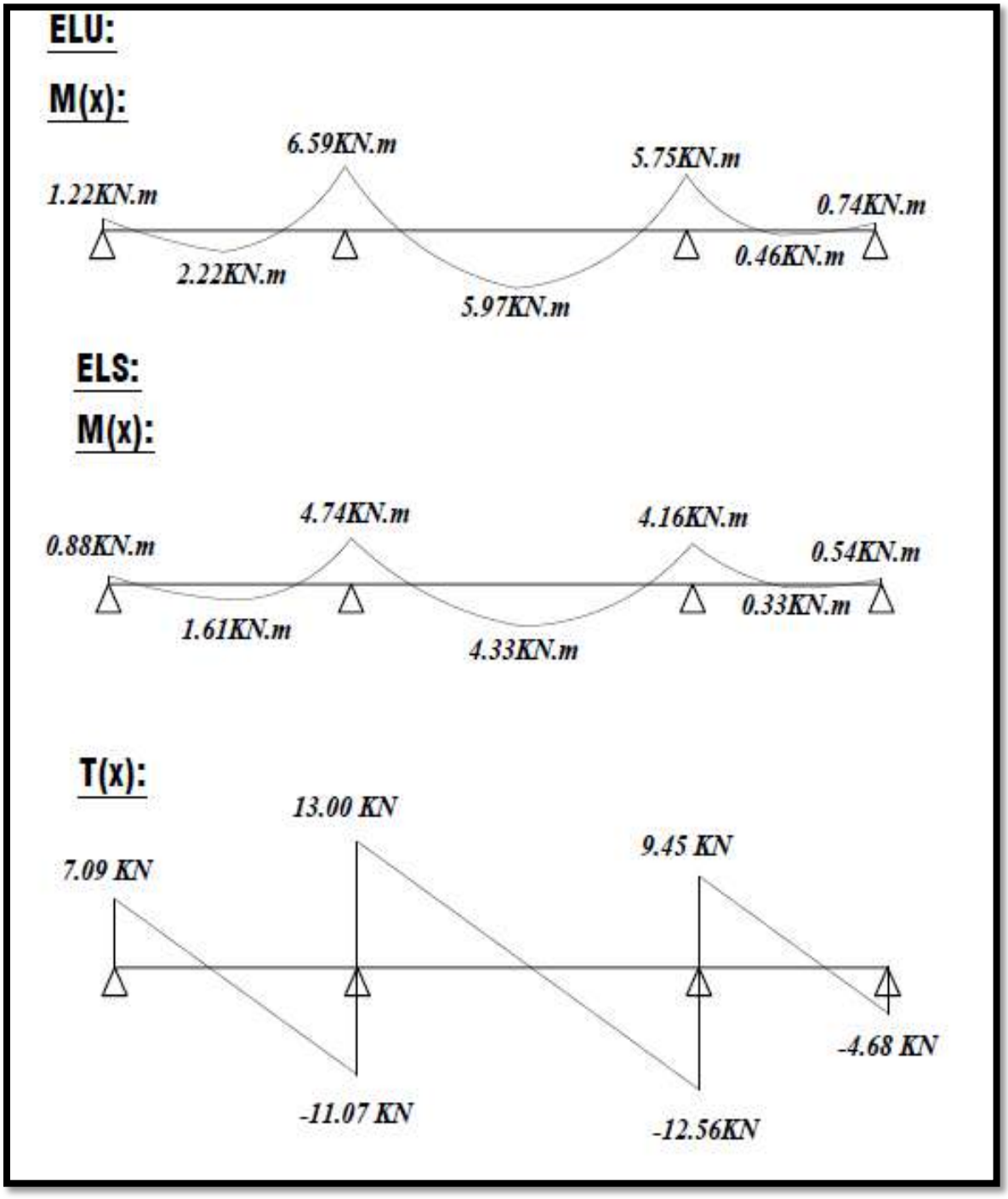


Figure.III.5. Diagramme des sollicitations.

3eme Type : Poutrelles à quatre travées :

Pu=6.74 KN/ml

P_{ser} = 4.88KN/m

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1.5kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12\ kN/m^2 \\ 5\ \ kN/m^2 \end{cases} \quad (C.V)$$

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$$0.8 < \frac{LAB}{LBC} < 1.25 => \qquad 0.8 < 1.80 < 1.25 \ \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(CNV)}$$

Remarque : La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la(méthode de Caquot.)

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées(ELU).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	12.142	2.428	8.609	6.623	11.154	-14.407
B-C	3.708	8.609	7.025	-4.108	7.817	-6.309
C-D	15.547	7.025	8.828	7.620	14.043	-14.882
D-E	8.772	8.828	1.754	3.481	13.054	-8.674

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées(ELS).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	8.799	1.759	6.239	4.799
B-C	2.687	6.239	5.091	-2.977
C-D	11.267	5.091	6.397	5.522
D-E	6.357	6.397	1.271	2.522

Représentation des sollicitations :

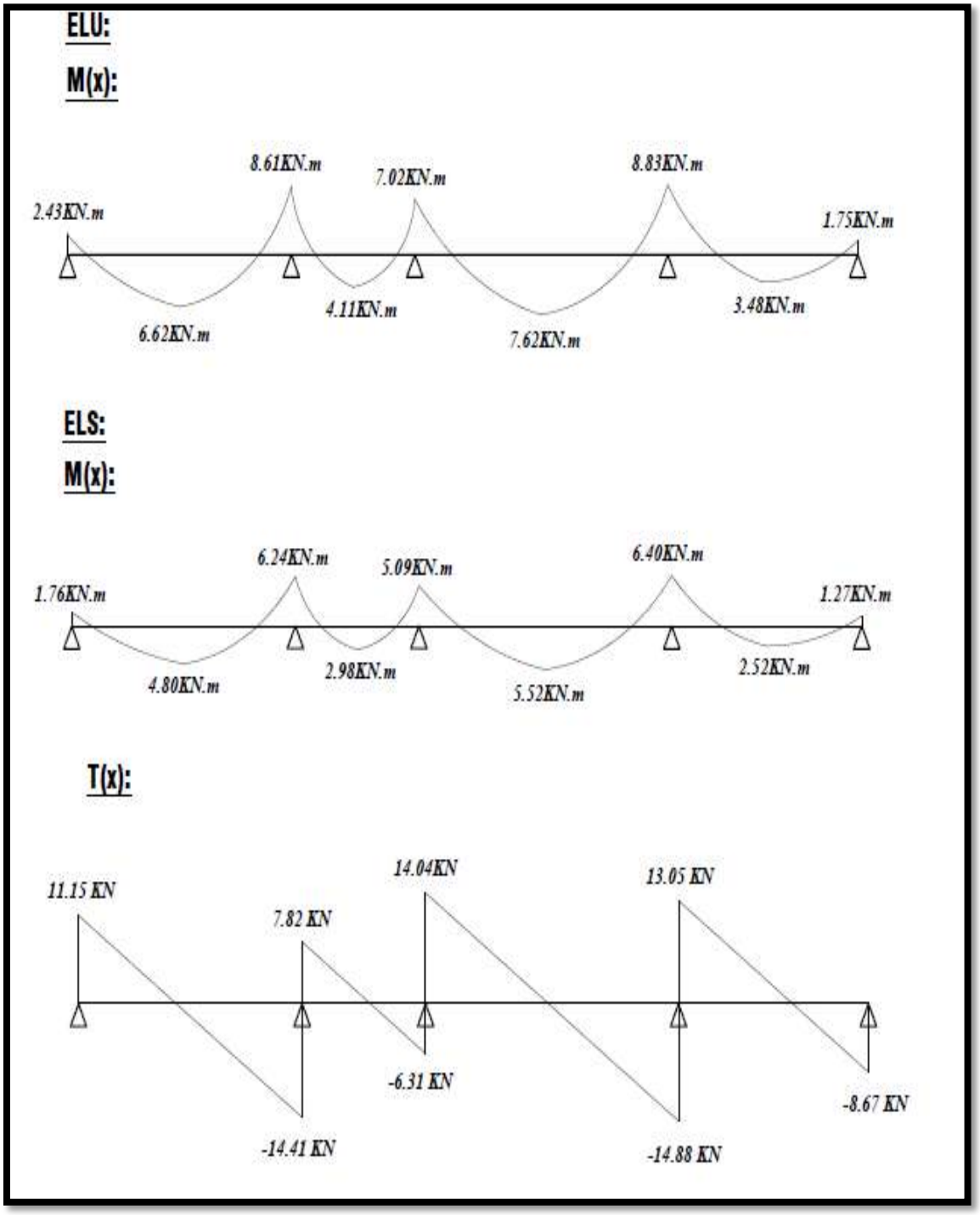


Figure.III.6. Diagramme des sollicitations.

4eme Type : Poutrelles à cinq travées :

Pu=6.74 KN/ml

P_{ser} = 4.88KN/m

a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1.5\ KN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$$ **(C.V)**

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$$0.8 < \frac{LAB}{LBC} < 1.25 \Rightarrow 0.8 < 0.71 < 1.25 \ldots\ldots\ldots$$ **(CNV)**

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appelle à la (méthode de Caquot.)

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées(ELU).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6.129	1.255	6.587	2.223	7.095	-11.067
B-C	12.142	6.587	5.505	6.095	13.065	-12.496
C-D	3.708	5.505	7.025	-2.557	6.339	-7.786
D-E	15.547	7.025	8.828	7.620	14.043	-14.882
E-F	8.772	8.828	1.754	3.481	13.054	-8.674

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS).

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4.442	0.888	4.773	1.611
B-C	8.799	4.773	3.989	4.417
C-D	2.687	3.989	5.091	-1.853
D-E	11.267	5.091	6.397	5.522
E-F	6.357	6.397	1.271	2.522

Représentation des sollicitations :

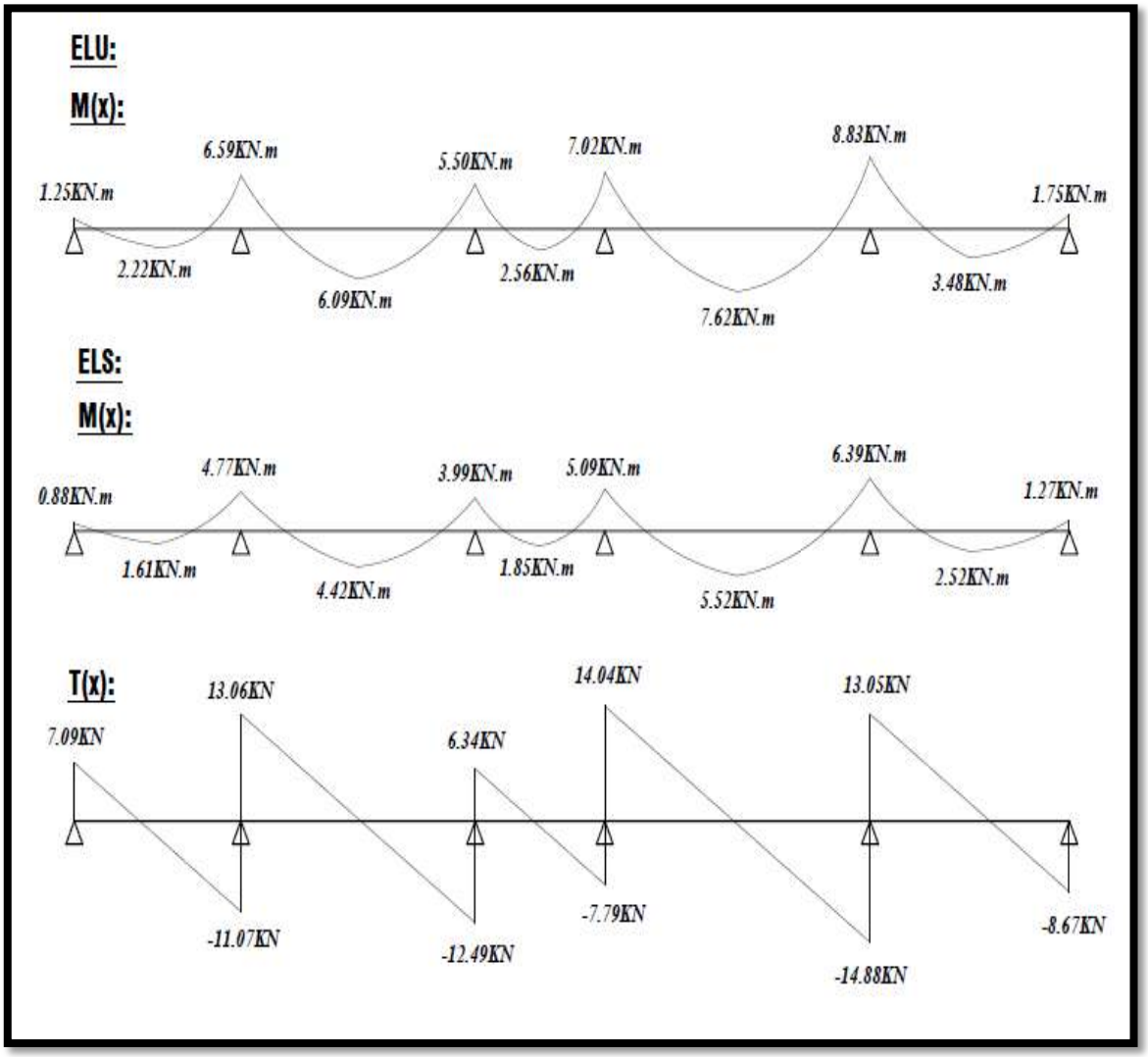


Figure.III.7. Diagramme des sollicitations.

Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en (travée) et en (appuis) sont :

Tableau.III.13. Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L'ELU et L'ELS.

	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T(KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
sollicitations	11.90	8.043	16.506	8.622	5.829
référence	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 2 travées,	Poutrelle à 2 travées,

III.2.4.Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le 1er typedes poutrelles,

c'est le cas le plus défavorable.

M_{tmax}=11.90 kN.m

M_{amax}=8.043 kN.m

T_{max}=16.506kN

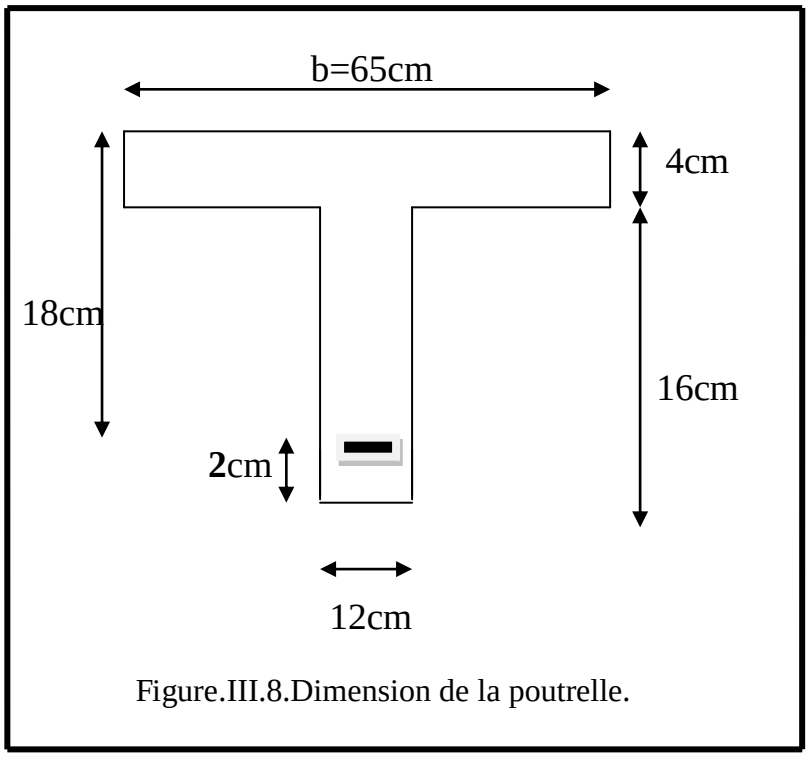


Figure.III.8.Dimension de la poutrelle.

Position de l'axe neutre :

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

Avec:b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0$ = 59.072 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×h) = (65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{8.043\times10^6}{14.2\times120650\times18^2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.971⇒ $A=\frac{M_t}{\beta\cdot d\cdot\sigma_s}=\frac{8.043\times10^6}{348\times0.987\times180}=1.30$ cm².

On adopte: A=3HA10=2.36 cm².

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$$A = 2.36\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$$ **……. (C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.36 cm².

Aux appuis :

$M_0 > M_t$ d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b_0 × h)= (12 × 20) cm² en flexion simple.

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{11.90\times10^6}{14.2\times120\times18^2} = 0.215 < \mu_l = 0.392$$

Donc A' = 0

Tableau : ß=0.803 ⇒ $A=\frac{M_t}{\beta\cdot d\cdot\sigma_s}=\frac{11.90\times10^6}{0.877\times180\times348}=$ 2,16 cm²

On adopte: A =2HA12 =2.26cm².

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$$A = 2.26\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$$ **……(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.26 cm².

Tableau III.14. Calcul des sections d'acier de la poutrelle.

	$M_u(KN.m)$	$A\ (cm^2)$	A' (cm^2)	$A_{adopté}\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$
En travée	8.043	1.30	0	3HA10= 2.36	1.3
Aux appuis	11.90	2.16	0	2HA12= 2.26	1.3

III.2.4.1.Armatures transversales :

Vérification de contrainte de cisaillement :

$V_{u\,max}$=16.506KN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.506x10^3}{120\times180} = 0.76\,\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.76MPa≤3.33MPa……**(C.V)**

III.2.4.2. Escapement S_t :(RPA99Version2003)►►Art [7.5.2.2] ◄◄

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

Donc: S_t=15 cm

At_{min} ≤0.003. S_t ×b= 0.54cm².

III.2.4.3.Diamètre des armatures transversales ϕ_t :(CBA 93)►►Art [A.6.4.2] ◄◄

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;12;12\}$$

On adopte : ϕ_t≤ 5.71, on prend : ϕ_t=6mm$\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27mm²

a_t : section d'une barre;

n_t: nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => A_t=a_t ×n_t=0.56 cm².

$A_t \ge At_{min}$ =>0.56≥0.54 ……. **(C.V).**

Tableau.III.15.les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

A transversales	Espacement
2ϕ6	15cm

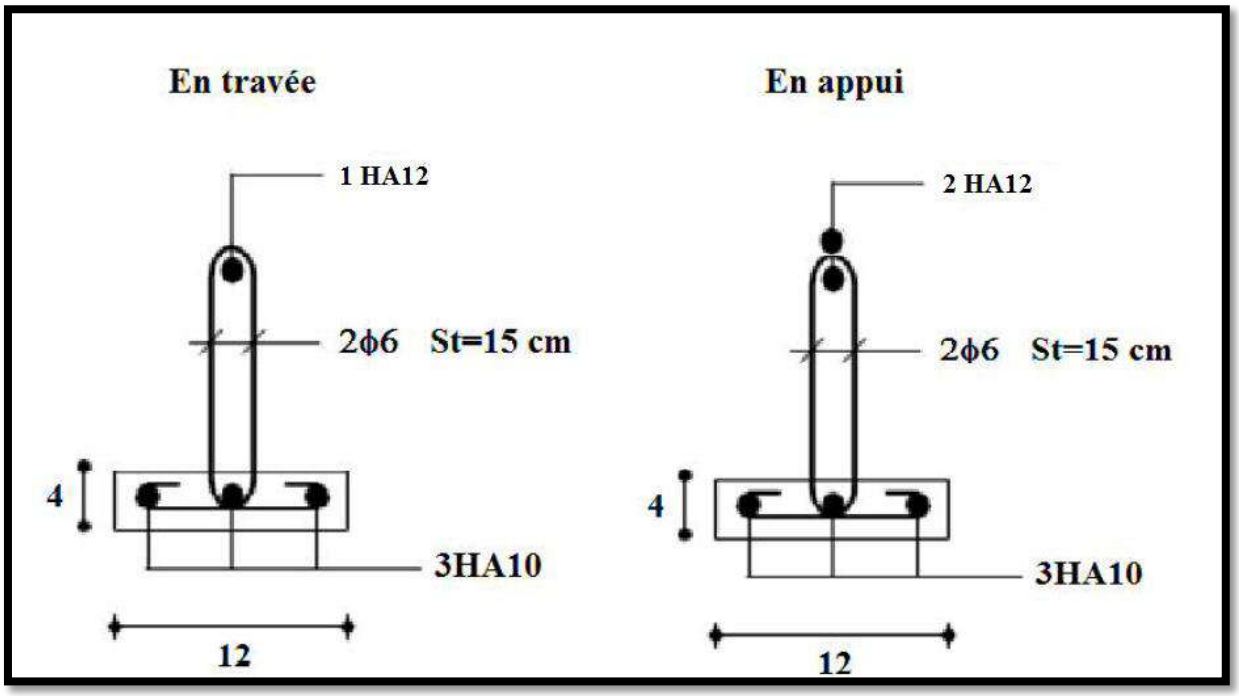


Fig.III.9. : Ferraillage des poutrelles

III.2.4.4.Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

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

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow 0.0031 > 0.00041 \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1→ flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)

α=90° Pour les armatures transversales.

III.2.4.4.1. Vérification à l'ELS :

En travée :

M_{ser}=5.829 KN.m

Position de l'axe neutre :

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

On a: b=65 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=2.36cm².

$$y_1 = \frac{-30(A'+A)+\sqrt{900(A'+A)^2+120b(A'C+Ad)}}{2b} \Rightarrow y_1 = 3.91 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3\right) + 15A(d-y_1)^2$$

$$I_{xx'} = 8337.15 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}} = 0.070 \frac{N}{mm^3}$$

$$\sigma_b = K_1 \times y_1 = 0.070 \times 39.1 = 2.73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow 2.73 < 15 \text{ ……..(C.V).}$$

Aux appuis:

Tableau III.16. Vérification de la contrainte " σ_b" à l'E.L.S de la poutrelle.

M_{ser} (KN.m)	A_u (cm^2)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
8.622	2.16	7.64	5432.60	0.158	12.12	15	(CV)

III.2.4.4.2.Etat limite de déformation :

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

Tableau .III.17.vérification de la flèche.

1er condition	2eme condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{0.2}{4.60} = 0.043 \geq \frac{5.829}{15 \times 11.267} = 0.034$	$\frac{2.36}{12\times18} = 0.010 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Remarque :

Puisque il y'a, la condition ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

III.2.4.4.3.Calcul de la flèche:

M_{ser} = 5.829 KN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12.18} = 0.0109$$

ρ = 1.1 % $\Rightarrow \beta_1 = 0.856$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{5.829\times10^6}{0.856\times236\times180} = 160.30 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0141} = 3.77$$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.508$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 25}{4 \cdot 0.0109 \cdot 160.30 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.595$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=7.32cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2=20021.06\ \mathbf{cm^4}$$

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}\Rightarrow I_{fi}=6790.67cm^4$$

$$I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}\Rightarrow I_{fv}=11607.87cm^4$$

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}=32164.195$ MPa ; $E_v=\frac{1}{3}E_i=10721.398$ MPa

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}}=\frac{5.829\times10^6\times4600^2}{10.(32164.195x6790.67\times10^4)}=5.64\ mm$$

$$f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}}=\frac{5.829\times10^6\times4600^2}{10(10721.398x11607.87\times10^4)}=9.91\ mm$$

$\Delta f=f_v-f_i\Rightarrow\Delta f_t=9.91-5.64=4.27$ mm

Il faut avoir : $\Delta f<\bar{f}$

Avec: $\bar{f}=\frac{L}{500}=\frac{4600}{500}=9.2$ mm.

Donc: $\Delta f=4.27$ mm$<\bar{f}=9.2$mm …… **(C.V).**

Tableau III.18.Récapitulation des résultats de la flèche.

M_t(kN.)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s(MPa)	**μ**	λ_i	λ_v
5.829	2.36	7.10	0.0109	0.856	160.30	0.595	3.77	1.508
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{vi}(cm^4)	L(m)	F_i(mm)	F_v(mm)	Δf (mm)	$\bar{f}$(mm)	**Δf<$\bar{f}$**
20021.6	6790.67	11607.87	4600	5.64	9.91	4.27	9.2	C.V

III.3.3.L'acrotère :

III.3.3.1. Introduction:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

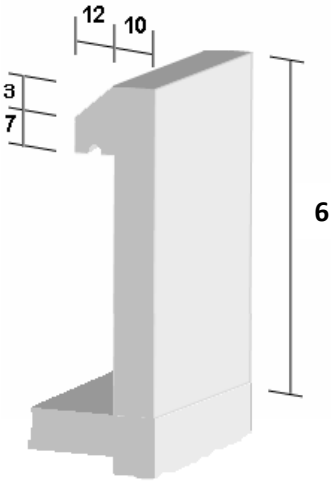


Figure III.10.L'acrotère

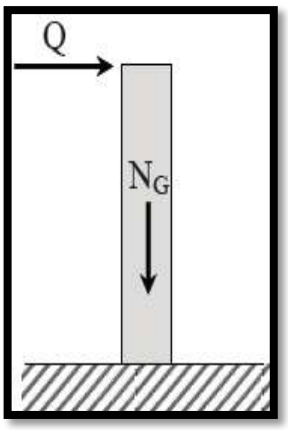


Figure III.11.Schéma statique de l'acrotère

III.3.3.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.3.3.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.19. Combinaison des charges de L'acrotère.

Charge permanent
Poids propre : $G = \left[(0,6.0,1) + (0.12 \times 0.07) + (\frac{0.12 \times 0.03}{2}) \right].25 = 1.755\,KN$
Charge d'exploitation
Q = **1** KN

. Tableau.20.les effort a l'ELU et l'ELS.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35×G = 1,35×1.755 = 2.37 KN
Moment d'encastrement : M_U =1,5×Q×h = 1,5×1×0,6 = 0.9 KN.m	
L'effort tranchant :	T_U =1,5Q = 1,5×1 = 1.5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N_{ser} = G = 1.755 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q×h =1×0,6 =0.6 KN.m	
L'effort tranchant :	T_U = Q = 1KN

III.3.4.Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm^2 soumise à la flexionComposée et en situation durable.

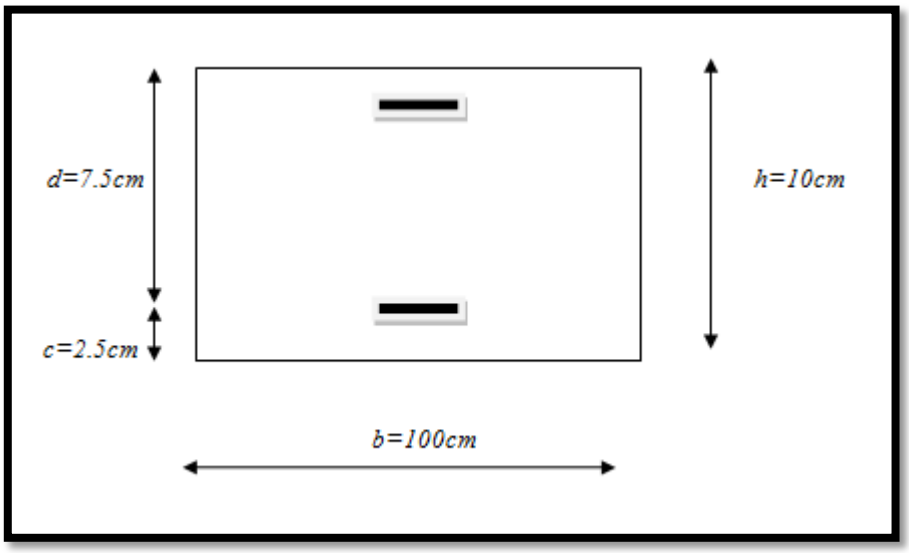


Figure III.12 Les dimensions de l'acrotère.

Tableau. III.21.Les données.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	F_{c28}	25	MPa
H	10	Cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	Cm	Sollicitations		
C_2	2,5	Cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			N_u	2,37	KN
Notations	Valeurs	Unités	M_u	0,9	KN.m
$\mathbf{L_0}$ = H	0,6	M	N_{ser}	1,755	KN
$\mathbf{L_f}$=2×L0	1,2	M	M_{ser}	0,6	KN.m

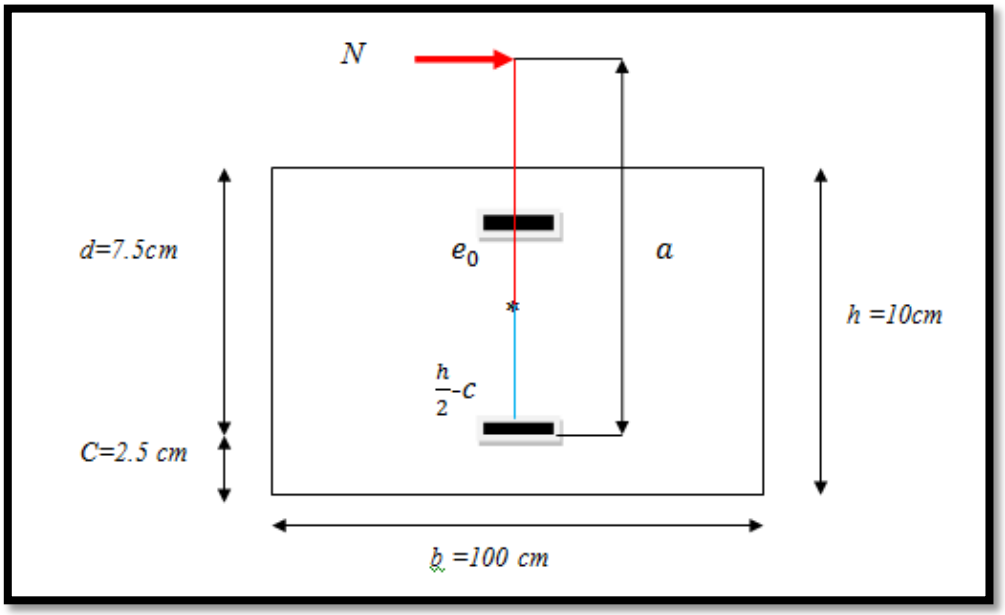


Figure.III.13. Section de Béton Armé à ELU.

III.3.4.1.A'E.L.U :

Calcul de l'excentricité:

$M_u = 0.9$ KN.m

$N_u = 2.37$ KN

À l'attention de :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,37} \Rightarrow \quad e_0 = 37,97\text{cm}$$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5cm

On a e_0=37,97 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
Alors :
On a une section partiellement comprimée (SPC).

III.3.4.2. Calcul du moment de flexion

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

$a = e_0 + (\frac{h}{2} - c) = 40,47$cm.
$M_1 = N_u \times a = 0,96$KN.m.

Le calcul se fera en flexion simple a l'état limite ultime:

Mu =M_1=0,96KN.m

$$\mu = \frac{M_1}{(\sigma_{bc} \times \beta \times d^2)} \Rightarrow \frac{0.96 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 75^2} \Rightarrow \mu = 0.012 \Rightarrow A' = 0.$$

Donc : ß = 0,994 (tableau).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{0.96 \times 10^6}{0.994 \times 75 \times 348} \Rightarrow \quad A = 37,00 \text{ mm}^2$$

N: effort de compression, alors: $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30 \text{ cm}^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow \quad A' = 0$

Donc : $\begin{cases} A_2 = 0.30\,\text{cm}^2 \\ A_1 = 0 \end{cases}$

III.3.4.3. Condition de non fragilité:

$A_{tot} = A_1 + A_2 = 0.30\ cm^2$

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

$0.30 Cm^2 \geq 1\ cm^2$……**(CNV)**

Donc: $A = A_{min} = 1\ cm^2$

On adoptera: $A_2 = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

III.3.4.4. Armatures de répartition:

On a: $A_{rep} \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0.5025\ cm^2$

Donc, on prendra $A_{rep} = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

III.3.4.5. Espacement :

$$S_t = 25cm \leq S_{min} = \min[3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm$$

$$S_{rép} = 15\ cm \leq S_{min} = \min[4h = 40\ cm;\ 40\ cm] = 40\ cm.$$

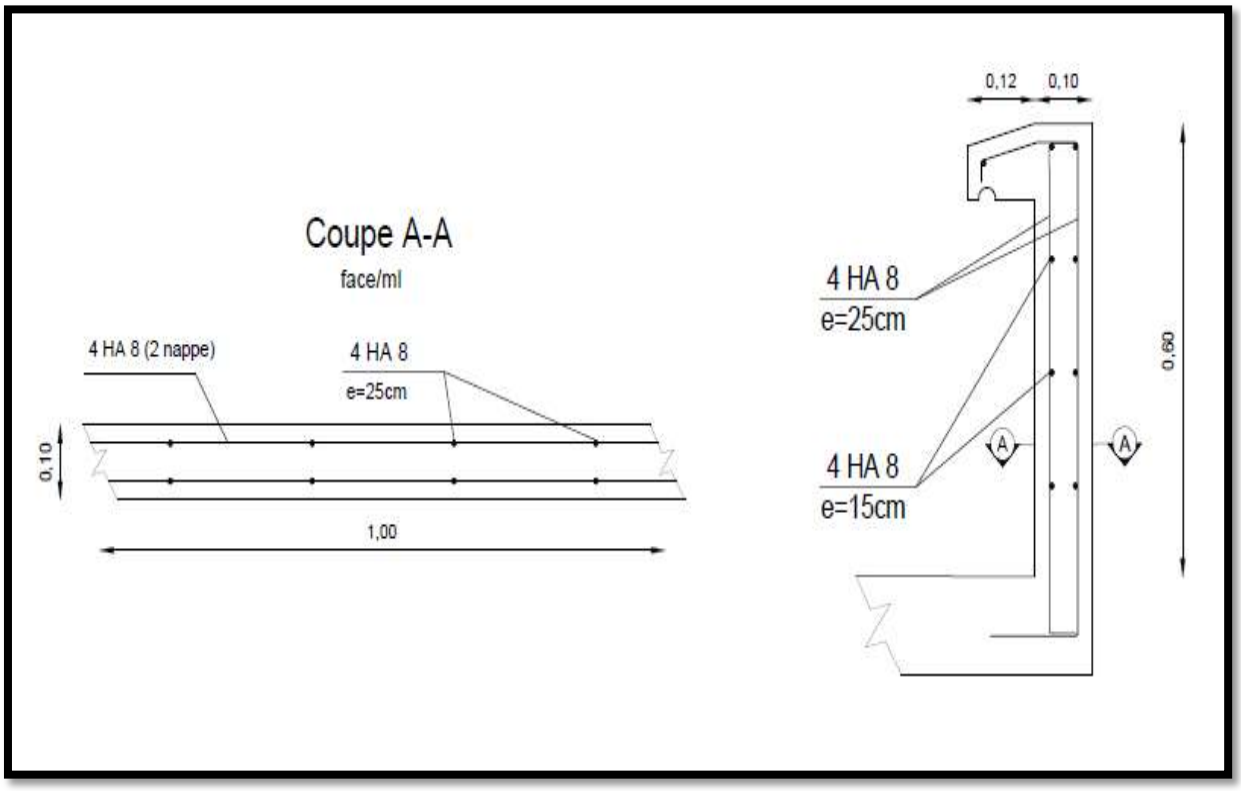


Figure.III.14. Ferraillage de l'acrotère.

III.3.4.6.Vérification à l'ELS :

Calcul de l'excentricité:

Données: $N_{ser} = 1.755$ KN

$M_{ser} = 0.6$ KN.m

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1,755} = 34,18cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.18\,cm$

Il faut vérifier que : $e_0 \leq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) \Rightarrow \quad B_0 = 1030.15$ cm²

$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d)\right] \Rightarrow \nu_1 = 5.073$cm

$v_2 = h - \nu_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4.926$cm.

$I_{G'} = \frac{b}{3}(v_{1+}^3 v_2^3) + 15\,[A_1(\upsilon\,1\text{-}c1))^2 + A_2(\upsilon 2\text{-}c2)^2] \Rightarrow I_{G'} = 8513.68 cm^4$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.67$cm.

M'G = $N_{ser} \times$CG'

CG'= CG+GG'= 34.18+(ν_1-$\frac{h}{2}$)= 34.18+ 0.073= 34.253 cm

e_0=34.253 cm $\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ =1,67 cm$\Rightarrow$on a une section partiellement comprimée.

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

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$; $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

y_2**:**distance entre le centre de pression "C" et l'axe neutre.

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = \frac{h}{2} - e$ = -29.18 cm < 0 ".

$P = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c' - C) + \frac{90A}{b}(d - C) \Rightarrow p = -2488.06\ cm^2$

$q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c' - C)^2 - \frac{90A}{b}(d - C)^2 \Rightarrow q = 47258.06\ cm^3$

Donc l'équation devient :

$$y_2^3 - 2488.06y_2 + 47258.06 = 0$$

$.\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27} = -4.84 \times 10^7 < 0$

Donc : $\begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.61° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.59cm \end{cases}$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31.19\ cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -57.52\ cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26.32\ cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < Y_1 = Y_2 + C < h$$

Y_1**:** Distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve:

$y_2^{'}$ = 31,19cm

$y_2^{''}$ = -57.52cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

$y_2^{'''}$ = 26.32cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

D'où alors:0<y_1= 31, 19 + (-29.18) =2.01cm< h = 10cm

Donc : $\begin{cases} y_2 = 31.19\ cm \\ y_1 = 2.01\ cm \end{cases}$

En revanche on a : $K = \frac{N_{ser}}{S_G'}$

Avec $S_G' = \frac{bY_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$ $S_G' = 36.48\ cm^3$.

D'où alors : $K = \frac{1.755\times10^3}{36480} = 0.0481 \frac{N}{mm^3}$

Donc : $\sigma_b = K.y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.966$ MPa

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61$MPa

Donc on obtient :σ_b = 0.966 MPa$\leq \overline{\sigma}_b$= 0, 6 f_{c28} = 15 MPa……**(CV).**

σ_s=39.61 MPa$\leq \overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66MPa\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63MPa\right]$….**(CV)**.

Donc **:** on adoptera les sections calculées à ELU.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

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

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

III.3.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times75} = 0{,}02\,\text{MPa}$$

Et: $\overline{\tau}$ = min [0, 15 $\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors: $\tau_u = 0{,}02\,\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa}$

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

III.3.4.9.Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: F = 4.A.C_p.W_p**. (Art.6.2.3)**

A**:** coefficient d'accélération; A = 0.25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone III)

C_p: facteur de force horizontal; C_p = 0.8 (R.P.A 99 page 43 tab. 6.1)

W_p: poids propre de l'élément **:**W_p= 1.755 KN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.25 x 0.8 x 1.755

F_p = 1.404 N < Q = 1.5kN……**(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

III.4.Poutre palière:

III.4.1.Introduction :

La poutre palière: c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'2épaisseur du palier. On a une poutre brisé.

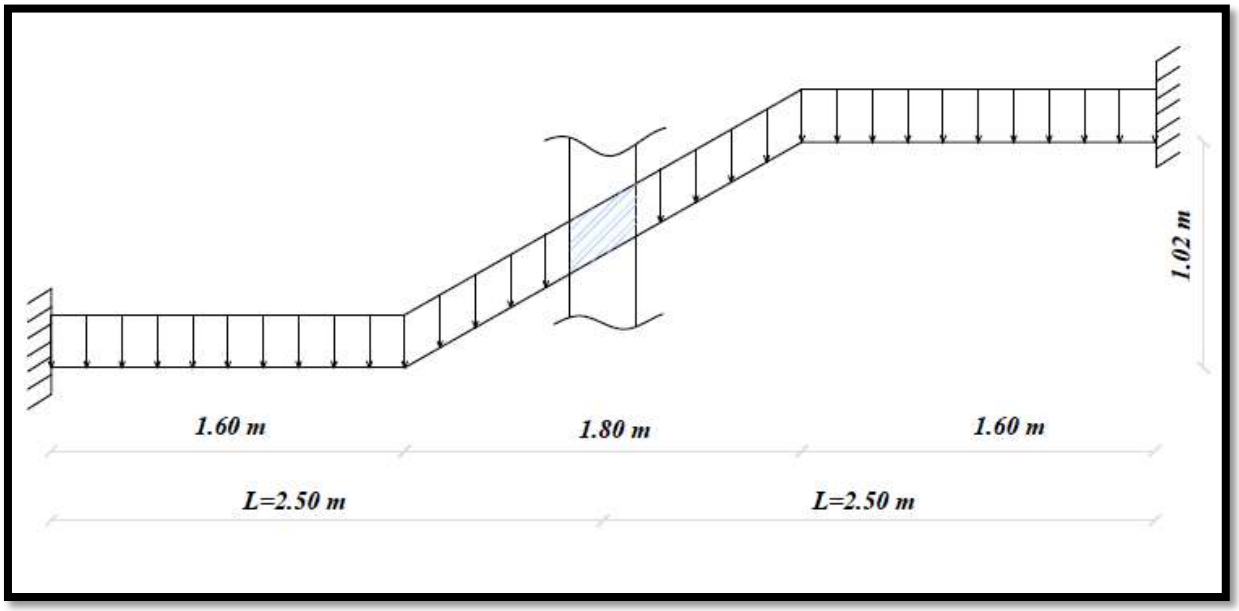


Figure.III.15. Schémas de la poutre palière.

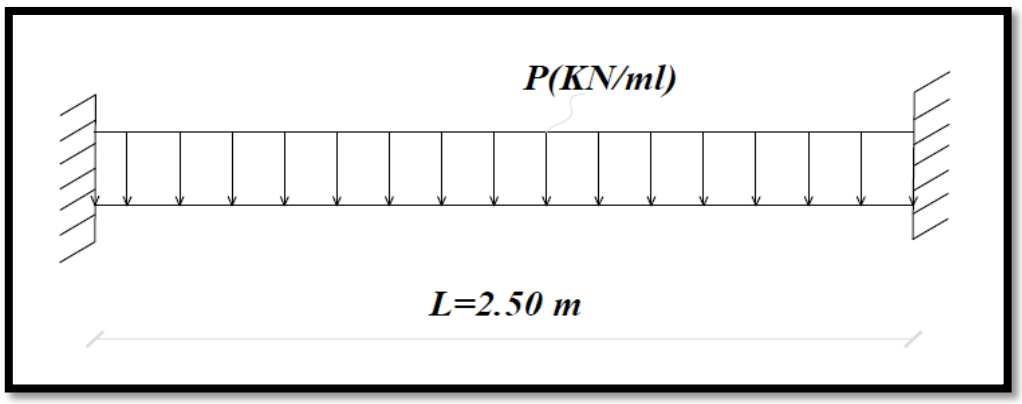


Figure.III.16.Schémas statique de la poutre palière

III.4.2.Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2.5m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow$ 16.66cm ≤ h ≤ 25 cmon prend h=35 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cmon prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 35)cm^2.

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:(ART 7.5.1)

b = 30cm ≥ 20cm (Condition vérifiée).

h = 35cm ≥ 30cm (Condition vérifiée).

$\frac{h}{b}$ = 1.16 < 4 (Condition vérifiée).

III.4.3.Charges et surcharges :

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35 x 25 =2.625 KN/ml.
Poids de la double cloison : 2.52 x1.64 = 4.13 KN/ml

$G_{Paillasse}$ =(S × $G_{Paillasse}$)

$G_{Paillasse}$ = ($\frac{2.34}{2}$+ 0.663) × 9.04 =16.57 KN

G_{Palier} =(S × G_{Palier})

G_{Palier} = (1.742 ×6.24) =10.87 KN

$G = \frac{G_{Paillasse} + G_{Palier}}{2.5} = \frac{16.57+10.87}{2.5}$ = 10.98KN/ml

G_{total} = 10.98+4.13+2.625= 17.735 KN/ml

Surcharges d'exploitations : Q=2.5 KN/m².

S_{total} = ($S_{Paillasse}$ + S_{Palier})

S_{total} = (1.833+1.742) = 3.575 m^2

Q = (S_{total} × Q)

Q = (3.575× 2.5) = 8.937 KN

Q = $\frac{8.937}{2.5}$ = 3.575 KN/ml

Donc: p_u =1.35G+1.5Q=> p_u = 29.305 kN/ml

p_{ser} = G + Q=> p_{ser} = 17.735 + 3.575 => p_{ser} = 21.31 KN/ml

III. 4.4.Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne **:**

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{pl}{2}$

Moment fléchissant : $M_a = M_b = \frac{pl^2}{12} M_t = \frac{pl^2}{24}$

A / l'E.L.U:

$R_A = R_B = \frac{29.305 \times 2.5}{2} = 36.63KN$

$M_a = M_a = M_b = \frac{29.305 \times 2.5^2}{12} = 15.26$ KN.m

$M_t = \frac{29.305 \times 2.5^2}{24} = 7.63$ KN.m

B/L'ELS:

$R_A = R_B = \frac{21.31 \times 2.5}{2} = 26.64KN$

$M_a = M_a = M_b = \frac{21.31 \times 2.5^2}{12} = 11.10KN.m$

$M_t = \frac{21.31 \times 2.5^2}{24} = 5.55$ KN.m

Représentation des sollicitations :

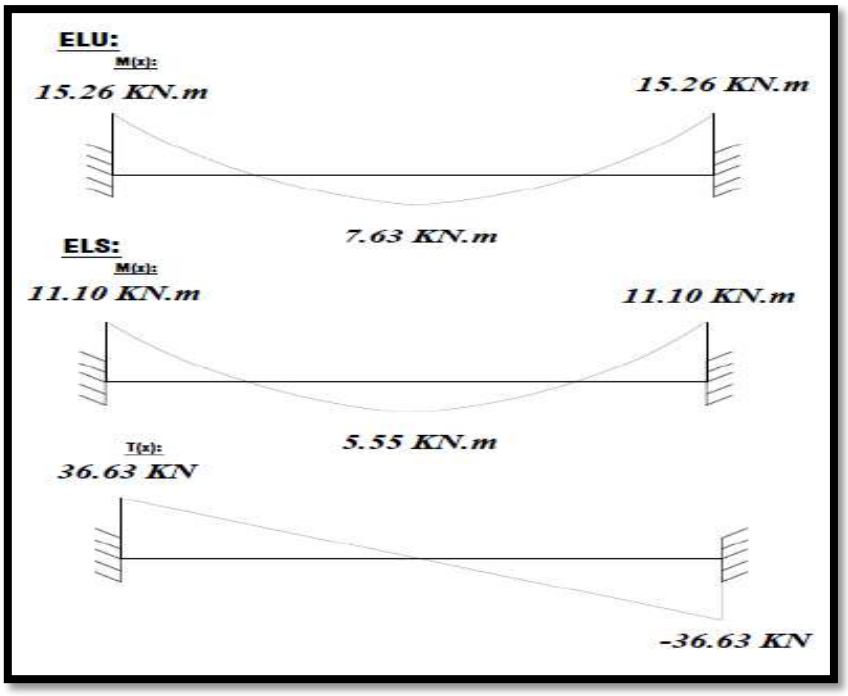


Figure.III.17. Diagramme des sollicitations.

III.4.5.Ferraillage de la poutre palière:

Tableau.22.Les données de calcul.

Béton	$\mathbf{f_{c28}}$=25 MPa	$\boldsymbol{\gamma_b}$=1,5	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=30 cm	h=35 cm	d=32.5cm	
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

III.4.5.Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$; $A=\frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d}$ (cm^2)

$\mu < \mu_l$=0.392 alors : A'=0

Tableau. III.23.Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	M_u (KN. m)	μ	β	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
En Travée	7.63	0.017	0.991	0	0.68	3HA14= 4.62
En Appuis	15.26	0.034	0.983	0	1.37	3HA14= 4.62

III.4.6.1.Condition de non fragilité : (CBA93)

$A_{choisi} \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$ avec : B= (b×h)

$4.62 \geq \frac{30\times35}{1000} = 1.05$……..**(CV)**

III.4.6.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau.III.24.Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M_{ser} (KN. m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En Travée	5.55	4.62	10.16	45073.66	0.0123	1.25	**CV**
En Appuis	11.10	4.62	10.16	45073.66	0.0246	2.50	**CV**

RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

A_{min} = 0,5% b×h
A_{max} = 4% b×h zone courante
A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.25. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum$ A cm²	A_{min}= 5.25 cm²	A_{max}= 4.2 cm²
En travée En appuis	9.24	cv	cv

III.4.6.3.Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$

Avec :Vu =36.63 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{36.63 \times 10^3}{300x325} = 0.37$ MPa

la fissuration est peu nuisible :

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right] = 3.333$ MPa

donc : $0.37 \leq 3.33 \Rightarrow \quad \tau_u \leq \overline{\tau_u}$ **……(C V)**

III.4.6.4.Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \Longrightarrow 4.62 \geq 1.05$…… **(C.V)**

III.4.6.5.Armatures transversales:

$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10\ ; \varphi_1 = 10\ ; \frac{b_0}{10} = 30\ ;\ \varphi_1 = 14\right] = 10$ mm

On prendre$\varphi_t = 8$ mm

$A_t = \frac{\pi\ .\ \varphi_t^2}{4} = 0.5024\ cm^2$

$A_t = a_t \times n_t (n_t = 4)$.

A_t =2,0096cm² , A_t=4HA8=2.01 cm².

Vérification du R.P.A 99:

$A_{t\,min}$= 0.003.St .b

$S_t = Min\left[\frac{h}{4}\ ; 12\varphi_1\ ;\ 30\right]$

S_t = Min [8.75 ; 9.6 ; 30] = 8.75 cm (en zone nodale)

$S_t \leq h/2$ = 17.5 cm (en zone courante)

On adopte les valeurs suivantes:

-St = 5 cm (zone nodale)

- St = 15 cm (zone courante)

$S_t \leq \overline{s_t}$= Min[0.9d ; 40 cm] = 29.25 cm **……..**(CV)

On doit vérifier**:**

Zone nodale :

A_t = 2.01 cm² ≥ $A_{t\,min}$ = 0.003 × 5 × 30 = 0.45 cm²**……..(CV)**

Zone courante :

A_t = 2.01 cm² ≥$A_{t\,min}$ = 0.003 × 15 × 30 = 1.35 cm²**……(CV)**

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants**:**

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}.K)}{0.9\,f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec

k = 1 (flexion simple) $\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2.01\times10^2}{300\times50} \geq \frac{1.15(0.37-0.3\times(2.1)\times1)}{0.9\times400(0+1)}$

$0.0134 \geq -0.00083$ …….. (CV)

Zone courante: $\frac{2.01\times10^2}{300\times150} \geq \frac{1.15(0.37-0.3\times(2.1)\times1)}{0.9\times400(0+1)}$

$0.0044 \geq 0.00083$ ……... (CV)

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4\times b_0\times S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 15\ mm^2$

$2.01\ cm^2 \geq 0.15\ cm^2$ ……(CV)

Zone courante: $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 45\ mm^2$

$2.01\ cm^2 \geq 0.45\ cm^2$ ……. (CV)

III.4.6.6.Vérification de la flèche:

$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{2.5} \geq \frac{1}{16} = 0.0625$……. (CV)

$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{2.5} = 0.14 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{5.55}{10\times16.65} = 0.033$……. (CV)

$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.62}{30\times32.5} = 0.0047 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$……. (CV)

III.5.Escaliers :

III.5.1.Introduction :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui est une suite de plans horizontaux dispos en gradins afin de se déplacer a pied d'un Niveau à un autre.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé c'est : les escaliers à trois volée avec deux paliers de repos.

III.5.2.Terminologie :

Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives.
  La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

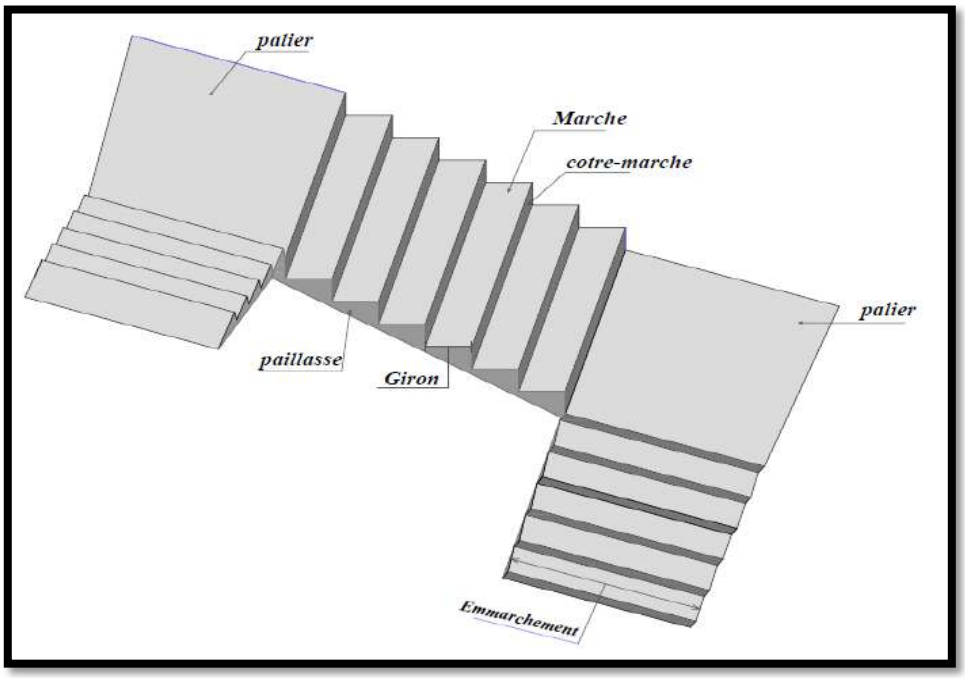


Figure.III.18. Vue en 3D de l'escalier.

III.5.3.Caractéristiques géométriques :

1er et 3éme Volée :

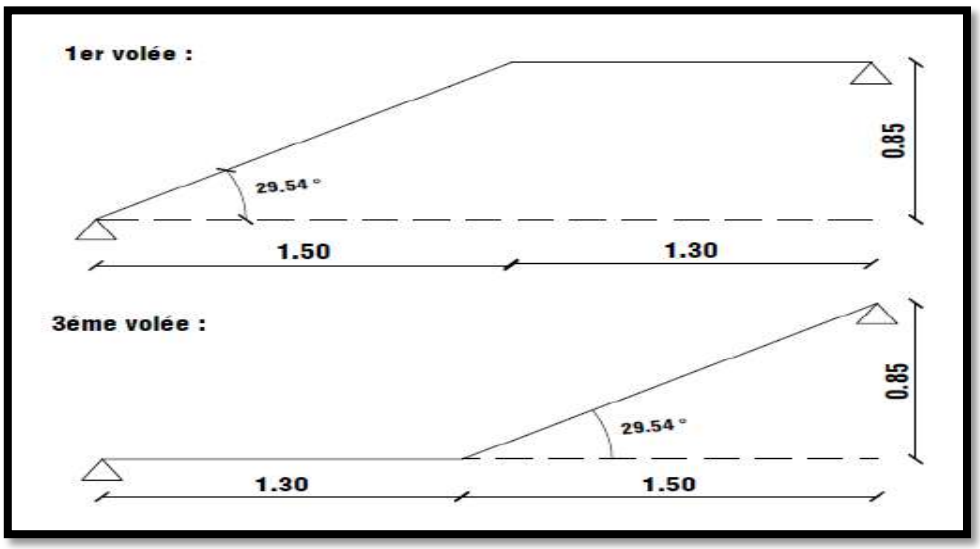


Figure.III.19. Schéma statique de la 1er et 3éme Volée d'escalier.

Calcul de l'angle d'inclina9ison α :

$\tan \alpha = \frac{0.85}{1.5} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54°$

Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{0.85}{0.493} \Rightarrow L_0 = 1.72$ m

$2^{éme}$ Volée :

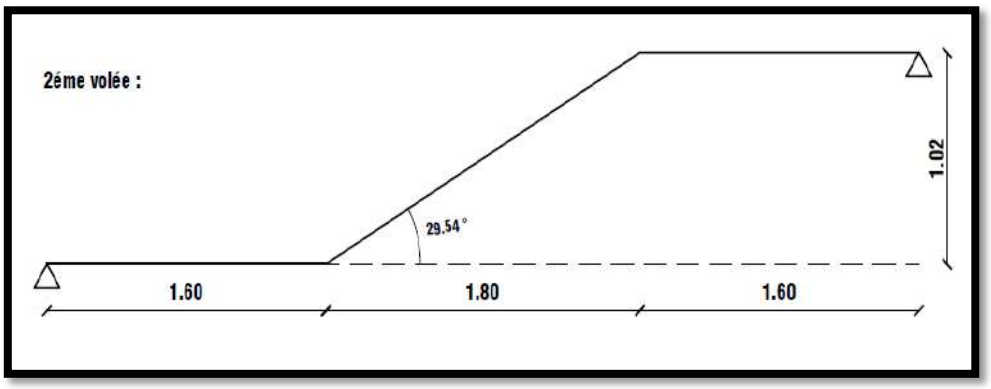


Figure.III.20. Schéma statique de la $2^{éme}$ Volée d'escalier.

Calcul de l'angle d'inclinaison α :

$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.8} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54°$

Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{0.493} \Rightarrow L_0 = 2.07$ m

On prend la volée le plus défavorable (2éme volée).

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

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

$L_{total} = 2.07 + (2 \times 1.60)$ $L_{total} = 5.27$ m

$$\frac{L_{total}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{total}}{30} \qquad 0.15 \leq e_p \leq 0.18.$$

On adopte: $e_p = 18$ cm.

III.5.4.Vérification de la formule de BLONDEL:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL**:** 59 cm≤ g + 2h ≤ 66 cm
Il porte deux paliers et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$ Avec **:**

n**:** nombre de contres marches.(n-1)**:** nombre de marches.

h : Hauteur de la marche g : Largeur de la marche.
L : Longueur horizontale de la paillasse H : Hauteur verticale de la paillasse.

On pose : $x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$
$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$

Pour la formule générale: $59\ cm \leq g + 2h \leq 66\ cm$
on prend $g + 2h = 64\ cm$
$64.n^2 - (64 + 2\times102 + 180).n + 2\times102 = 0$
$64n^2 - 448n + 204 = 0$

La résolution de l'équation donne :
n1= 6; n2=0.489…….. (Refusé).

On adopte **:** n = 6 .

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\ cm \quad et \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{5} = 36\ cm$$

On choisit **:** h = 17 cm et g = 30 cm

Conclusion :

59 m ≤ g + 2h = 64 cm ≤ 66 cm la formule est bien vérifiée.

III.5.5.Evaluation des charges permanentes et d'exploitation
Palier :
A. Charge permanentes :

Tableau.III.26.Charge permanentes de palier.

N	Composant	Epaisseur	poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
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	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				G=6.24

B. surcharges d'exploitations : Q =2.5 KN/m².

Paillasse :

A. Charge permanentes :

Tableau.III.27.Charge permanentes de paillasse.

N	Composant	Epaisseur	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	Poids propre de la paillasse	0.18 /cos α	25	5.17
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				G =9.04

B. surcharges d'exploitations : Q=2.5 KN/m^2.

[DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation]

Détermination des sollicitations :

À l'E.L.U : Pu =1.35 G + 1.5 Q.

À l'E.L.S : P_{ser} = G + Q.

Tableau.III.28. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_{ultime} (KN/m^2)	$P_{servise}$ (KN/m^2)
Palier	6.24	2.5	12.174	8.74
Paillasse	9.04	2.5	15.954	11.54

III.5.6.Détermination des efforts :

1er et 3éme Volée :

A. Etat Limite Ultime :

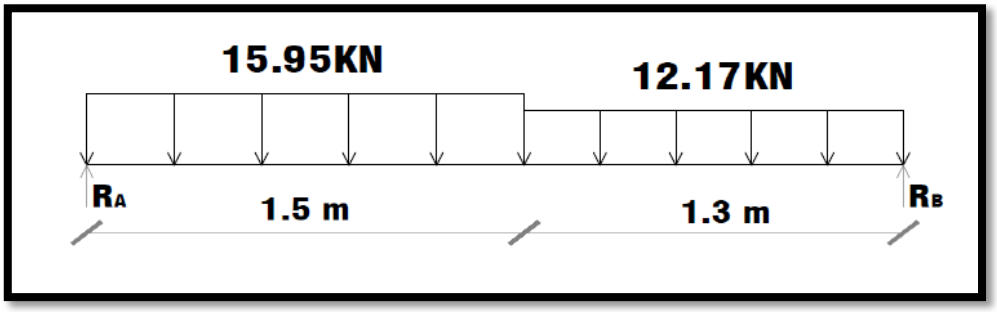


Figure.III.21. Schémas statique de 1er et 3éme Volée a L'ELU.

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0$

$R_A + R_B - (15.95 \times 1.5) - (12.17 \times 1.3) = 0$

$R_A + R_B = 39.75\ KN$

$\sum M/A = 0$

$2.8\ R_B - (15.95 \times 1.5 \times \frac{1.5}{2}) - \left(12.17 \times 1.3 \times (\frac{1.3}{2} + 1.5)\right) = 0$

$R_B = 18.56$ KN
$R_A = 21.19$ KN

Effort tranchant:

Pour $0 \leq x \leq 1.5$ m : $T(x) = 21.19 - 15.95\ X$ $\begin{cases} T(0) = 21.19 \text{ KN} \\ T(1.5) = -2.73\ KN \end{cases}$

Pour $1.5 \text{ m} \leq x \leq 1.3$ m : $T(x) = -2.73 - 12.17\ X$ $\begin{cases} T(0) = -2.73 \text{ KN} \\ T(1.3) = -18.55\ KN \end{cases}$

Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq 1.5$ m : $M(x) = 21.19\ X - 15.95\frac{X^2}{2}$ $\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 13.84 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $1.5 \text{ m} \leq x \leq 1.3$ m : $M(x) = 21.19\ (X + 1.5) - \left(23.92 \times (\frac{1.5}{2} + X)\right) - (12.17 \times \frac{X^2}{2})$

$\begin{cases} M(0) = 13.84 \text{ KN} \\ M(1.3) = 0.012KN \end{cases}$

Pour : $0 \leq x \leq 1.5$ m : $T(x)=0$

Alors : $X = 1.33$ m $M_{Max} = 14.07$ KN.m.

2éme Volée :

B. Etat Limite Ultime :

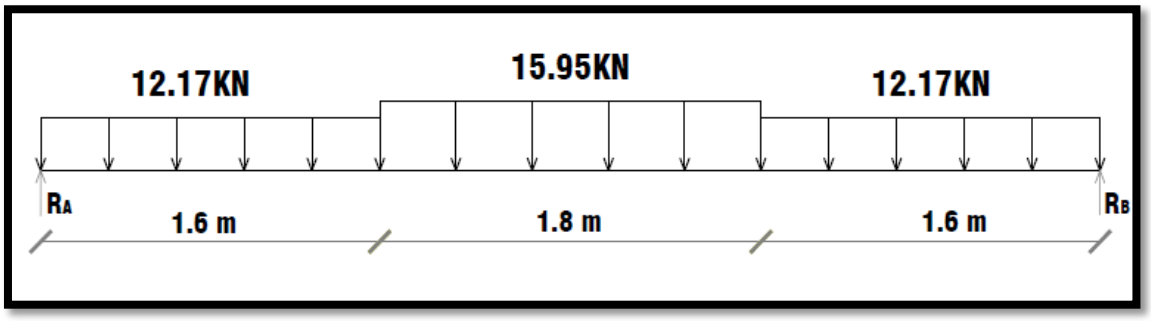


Figure.III.22. Schémas statique de2éme Volée a L'ELU.

Les réactions d'appuis:

∑ F = 0

$R_A + R_B - (12.17 \times 1.6) \times 2 - (15.95 \times 1.8) = 0$

$R_A + R_B = 67.67$ KN

∑M/A = 0

$$5R_B - (12.17 \times 1.6 \times \frac{1.6}{2}) - \left(15.95 \times 1.8 \times (\frac{1.8}{2} + 1.6)\right) - \left(12.17 \times 1.6 \times (\frac{1.6}{2} + 3.4)\right) = 0$$

$R_B = 33.83$ KN.

$R_A = 33.83$ KN.

Effort tranchant:

Pour $0 \leq x \leq 1.6$ m : $T(x) = 33.83 - 12.17\ X$ $\begin{cases} T(0) = 33.83 \text{ KN} \\ T(1.6) = 14.35\ KN \end{cases}$

Pour $1.6 \text{ m} \leq x \leq 1.8$ m : $T(x) = 14.35 - 15.95\ X$ $\begin{cases} T(0) = 14.35 \text{ KN} \\ T(1.8) = -14.36\ KN \end{cases}$

Pour $1.8 \text{ m} \leq x \leq 1.6$ m : $T(x) = 33.83 - 12.17\ X$ $\begin{cases} T(0) = 14.35 \text{ KN} \\ T(1.6) = 33.83\ KN \end{cases}$

Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq 1.6$ m : $M(x) = 33.83\ X - 12.17\frac{X^2}{2}$ $\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 38.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $1.6 \text{ m} \leq x \leq 1.8$ m : $M(x) = 33.83\ (X + 1.6) - \left(19.48 \times (\frac{1.6}{2} + X)\right) - (15.95 \times \frac{X^2}{2})$

$\begin{cases} M(0) = 38.54 \text{ KN} \\ M(1.8) = 38.54\ KN \end{cases}$

Pour 1.8 m ≤ x ≤ 1.6 m : $M(x) = 33.83\ X - 12.17\frac{X^2}{2}$ $\begin{cases} M(0) = 38.54KN \\ M(1.6) = 0\ KN \end{cases}$

Pour 1.6 m ≤ x ≤1.8 m : T(x)=0

Alors : X= 0.9 mM_{Max} = 45 KN.m

Pour :**1er et 3éme Volée :**	M_{Max} =14.07 KN.m
Pour **:2éme Volée :**	M_{Max} =45.00 KN.m

On choisit la volée la plus défavorable :

On prendre :

M_{Max} = 45 KN.m

M_a=0.5 × 45 = 22.50 KN.m

M_t=0.85 × 45 = 38.25 KN.m

$T_W = \frac{PL}{2} + \frac{(M_W - M_e)}{L}$= 33.83 KN ; T_e= - $\frac{PL}{2} + \frac{(M_W - M_e)}{L}$ = - 33.83 KN.

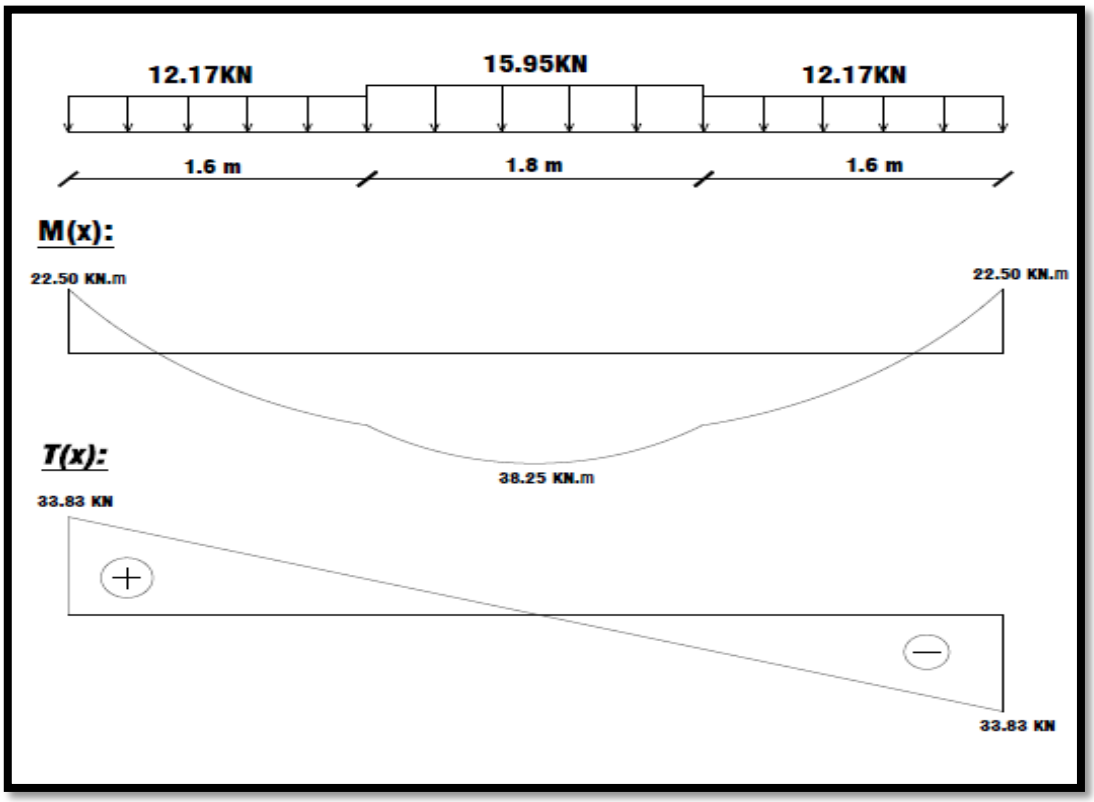


Figure.III.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

C. Etat Limite de service :

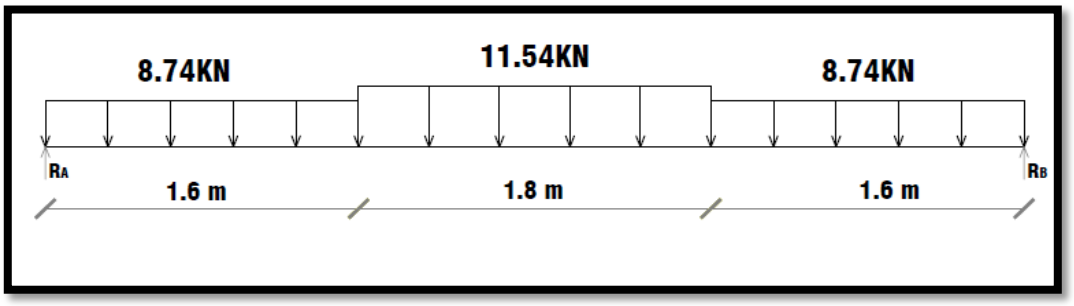


Figure.III.24.Schémas statique de2^{éme} Volée à L'ELS.

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0$

$R_A + R_B - (8.74 \times 1.6) \times 2 - (11.54 \times 1.8) = 0$

$R_A + R_B = 48.74$ KN

$\sum M/A = 0$

$$5R_B - (8.74 \times 1.6 \times \frac{1.6}{2}) - \left(11.54 \times 1.8 \times (\frac{1.8}{2} + 1.6)\right) - \left(8.74 \times 1.6 \times (\frac{1.6}{2} + 3.4)\right) = 0$$

$R_B = 24.37$ KN

$R_A = 24.37$ KN

Effort tranchant:

Pour $0 \leq x \leq 1.6$ m : $T(x) = 24.37 - 8.74\,X$ $\begin{cases} T(0) = 24.37 \text{ KN} \\ T(1.6) = 10.39\ KN \end{cases}$

Pour $1.6 \text{ m} \leq x \leq 1.8$ m : $T(x) = 10.39 - 11.54\,X$ $\begin{cases} T(0) = 10.39 \text{ KN} \\ T(1.8) = -10.39\ KN \end{cases}$

Pour $1.8 \text{ m} \leq x \leq 1.6$ m : $T(x) = 33.83 - 12.17\,X$ $\begin{cases} T(0) = 10.39 \text{ KN} \\ T(1.6) = 24.37\ KN \end{cases}$

Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq 1.6$ m : $M(x) = 24.37X - 8.74\frac{X^2}{2}$ $\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 27.80 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $1.6 \text{ m} \leq x \leq 1.8$ m : $M(x) = 24.37\,(X + 1.6) - \left(13.98 \times (\frac{1.6}{2} + X)\right) - (11.54 \times \frac{X^2}{2})$

$\begin{cases} M(0) = 27.80 \text{ KN} \\ M(1.8) = 27.80\ KN \end{cases}$

Pour 1.8 m ≤ x ≤ 1.6 m : M(x) = 24.37X –8.74$\frac{X^2}{2}$ $\begin{cases} M(0) = 27.80KN \\ M(1.6) = 0\ KN \end{cases}$

Pour 1.6 m ≤ x ≤1.8 m : T(x)=0

Alors : X= 0.9 mM_{Max} = 32.48 KN.m

M_a = 0.5 × 32.48 = 16.24 KN.m

M_t = 0.85 × 32.48 = 27.61 KN.m

$T_W = \frac{PL}{2} + \frac{(M_W - M_e)}{L}$ = 24.37 KN

T_e = - $\frac{PL}{2} + \frac{(M_W - M_e)}{L}$ = - 24.37 KN

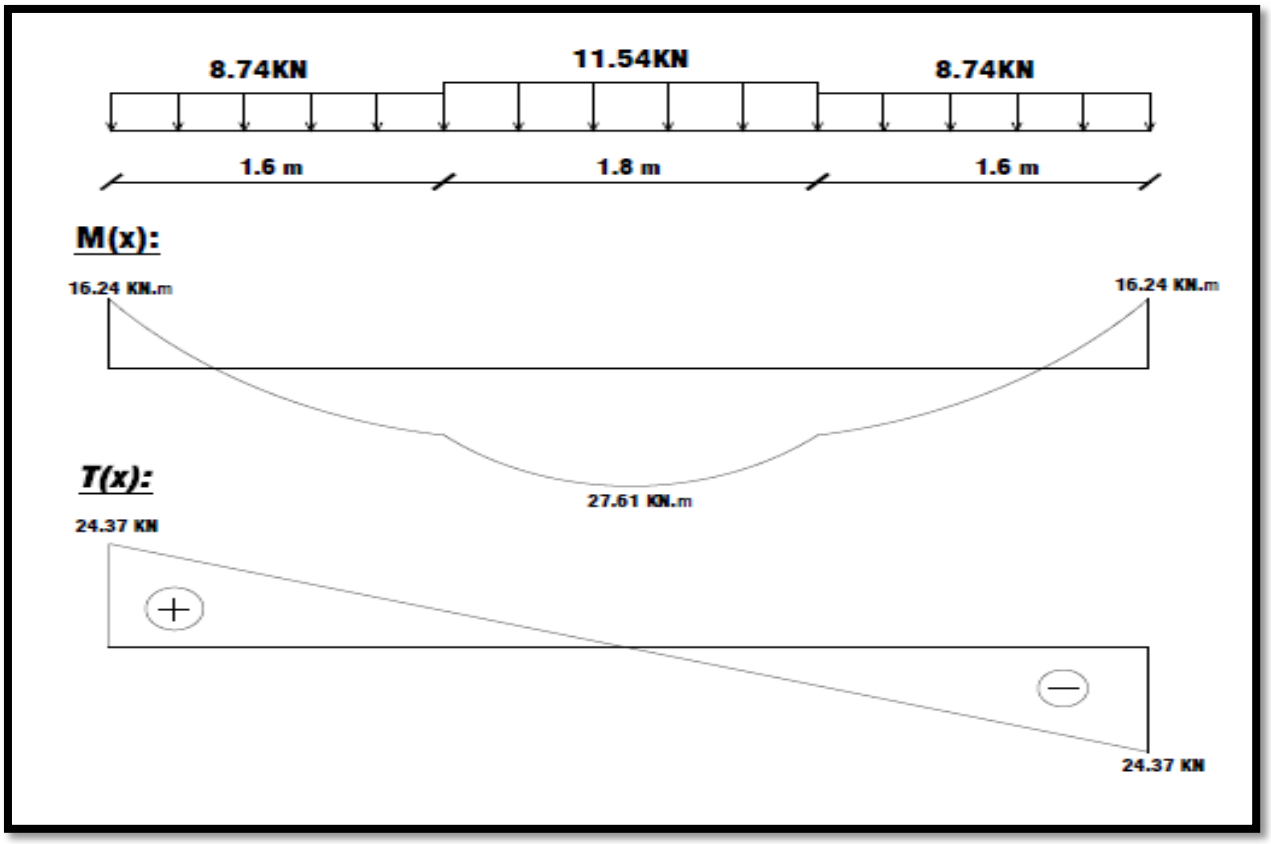


Figure.III.25. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

Tableau.III.29. Résultats de calcule

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	38.25	22.50	33.83
ELS	27.61	16.24	-

III.5.7.Calcul du ferraillage :

Tableau.III.30.les données.

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=15 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime.

$$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} \quad ; \quad A=\frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d}\,(cm^2);$$

$\mu < \mu_l$=0.392 alors : A'= 0

III.5.7.1Armature de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A}{4}$$

Tableau.III.31. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN. m)	M	β	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{répchoisi}$ (cm^2)
Travée	38.25	0.112	0.940	0	7.54	6HA14= 9.23	1.8	2.31	5HA12=5.65
Appuis	22.50	0.066	0.966	0	4.31	6HA14= 9.23	1.8	2.31	5HA12=5.55

III.5.8.Condition de non fragilité : CBA93

$A_{choisi} > A_{min} = \frac{B}{1000}$ avec : B= (b×h) ……(CV)

III.5.9.Vérification :

III.5.9.1.Vérification de l'espacement entre les aciers :

- ✓ **Armatures longitudinal :**

$S_t = \frac{100}{6} = 17$ cm

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases} 3h = 54\ cm \\ 33\ cm \end{cases}$ = 33cm

$S_{tmin} = 2.5$ cm

$$2.5\ cm \leq S_t = 17\ cm \leq 33\ cm \text{……}\textbf{(C.V)}$$

- ✓ **Armatures de répartitions :**

$S_t = \frac{100}{4} = 20\ cm$

$S_{t\,max} \leq Min\begin{cases} 4h = 72\ cm \\ 45\ cm \end{cases} = 45cm$

$S_{tmin} = 2.5$ cm

$$2.5cm \leq S_t = 20\ cm \leq 45\ cm \text{……}\textbf{(C.V)}$$

III.5.9.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$$

Avec :Vu =33.83 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{33{,}83 \times 10^3}{1000 \times 155} = 0.21$ MPa

la fissuration est peu nuisible :

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right] = 3.333\ MPa$

donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ …… **(C V).**

III.5.9.3Vérification des contraintes à l'état limite de service :

En prend la section calculée à L'ELU.

$$Y=\frac{-30\,A+\sqrt{900\,A^2+120\,b\,A\,d}}{2b}$$

$$I=\frac{b.y^3}{3}+15\,A\,(d-y)^2$$

$$K=\frac{M_{ser}}{I} \quad ; \sigma_b=K\times y.$$

Tableau.III.32. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	9.23	9.23
Y (cm)	5.31	5.31
I(cm^4)	19366.82	19366.82
M_{ser}(KN.m)	27.61	16.24
K (KN/m^3)	0.143	0.084
$\overline{\sigma_b}$(MPa)	15	15
σ_b(MPa)	7.59	4.46
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Conclusion :
Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.5.9.4Vérification de la flèche : CBA 93 Art B.6.5.3

$$\frac{h}{l}=\frac{0,18}{5}=0.036 \quad \geq \frac{M_t}{20M_0}=\frac{27,61}{20\times32,48}=0.0425 \ldots\ldots \textbf{(C.N.V).}$$

$$\frac{A}{b_{0.d}}=\frac{9,23}{100\times15,5}=0.006 \leq \frac{2}{f_e}=0.005\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(C.N.V).}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

M_{ser} = 27.61 KN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{9.23}{100 \times 15.5} = 0.006$$

$\rho = 0.6\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0.884$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{27.61 \times 10^6}{0.884 \times 155 \times 923} = 218.31 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.006} = 3.5$$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.4$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 218.31 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.499$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + 15}$$

$$y = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 15.5}{100 \times 18 + 15} = 10.11 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale*:*

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + 15A(y - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3}\left[10.11^3 + (18 - 10.11)^3\right] + 15 \times 9.23 \times (10.11 - 15.5)^2 = 54840.04 \text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1.1\frac{54840.04}{1+3.5\times 0.515} = 21525.08 cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1.1\frac{54840.04}{1+1.4\times 0.515} = 35051.74\ cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 MPa$; $E_v = \frac{1}{3}E_i = 10721.398 MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{27.61\times 10^6 \times 5000^2}{10\times(32164.195\times 21525.08\times 10^4)} \Rightarrow f_i = 9.97cm$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{27.61\times 10^6 \times 5000^2}{10\times(10721.398\times 35051.74\times 10^4)} \Rightarrow f_v = 18.36cm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 8.39$ mm

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

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{ SiL} \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \text{ SiL} > 5m \end{cases}$$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10$ mm.

Donc:

$\Delta f_t = 8.39 < L_{limite} = 10$ mm …… (**Condition vérifiée**).

III.6.Plancher à dalles pleines :

III.6.1.Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.6.2.Méthode de calcul:

Le calcul des dalles pleines avec La méthode des lignes de rupture pour les charges élevées et les formes irrégulières des dalles.

Cette méthode est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.6.3. Principe de calcul :

a) Calcul des moments (principe du travail virtuel) :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

b) Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement :

$$T_{ext} = P.\ f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext}= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface.

$$T_{ext} = \iint q.y.dx = q.s.f$$

Avec :
q : charge totale.
S : surface de répartition de la charge.
f : flèche du centre de gravité de surface.

c) Travail interne :
Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = \Sigma\ Mi\ Li\ \theta i$$

Avec :
Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.
Li : la projection de la ligne de rupture sur un axe.
θi : la rotation de la ligne de rupture.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.6.4. Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

Application :
Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :
G = 7.45KN/m² Pu = 11.56 KN/m².
Q = 1 KN/m² P_{ser} = 8.45KN/m².

Plancher courant :
G = 6.95 KN/m² Pu= 11.63 KN/m²
Q = 1.5 KN/m² P_{ser} = 8.45 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable :
Pu = 11.63 KN/m²
P_{ser} = 8.45KN/m²

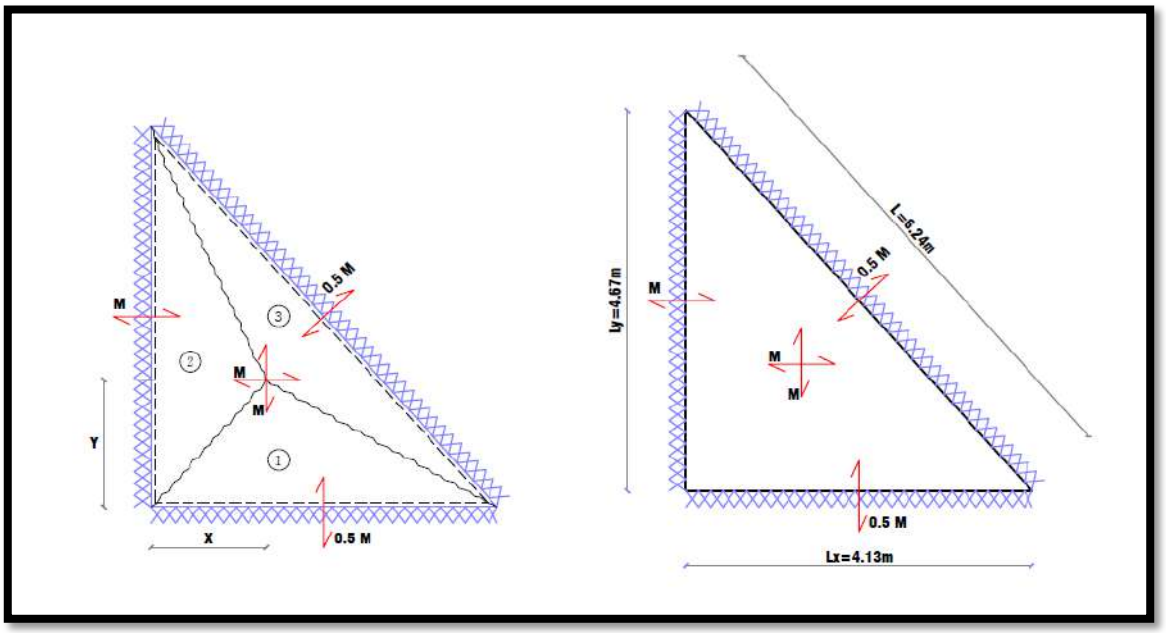


Figure.III.26. La rupture de la dalle.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

- ✓ **Travail externe :**

$\mathbf{T_{ext}} = P.f$

$\mathbf{T_{ext}} = q.s.\frac{f}{3}$

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = \mathbf{T_{ext_1}} + \mathbf{T_{ext_2}} + \mathbf{T_{ext_3}}$

$\mathbf{T_{ext_1}} = q \times (\frac{L_x \times y}{2}) \times \frac{f}{3}$ $\quad$ $\mathbf{T_{ext_1}} = q \times (\frac{4.13\ y}{2}) \times \frac{f}{3}$

$\mathbf{T_{ext_2}} = q \times (\frac{L_y \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$ $\quad$ $\mathbf{T_{ext_2}} = q \times (\frac{4.67\ x}{2}) \times \frac{f}{3}$

$\mathbf{T_{ext_3}} = q \times \left(S_t - (\frac{4.67\ x}{2} + \frac{4.13\ y}{2})\right) \times \frac{f}{3}$

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = q \times \frac{f}{3}. \left[(\frac{4.67\ x}{2} + \frac{4.13\ y}{2}) + \left(9.64 - (\frac{4.67\ x}{2} + \frac{4.13\ y}{2})\right)\right]$

$$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = 3.21\ q\ f$$

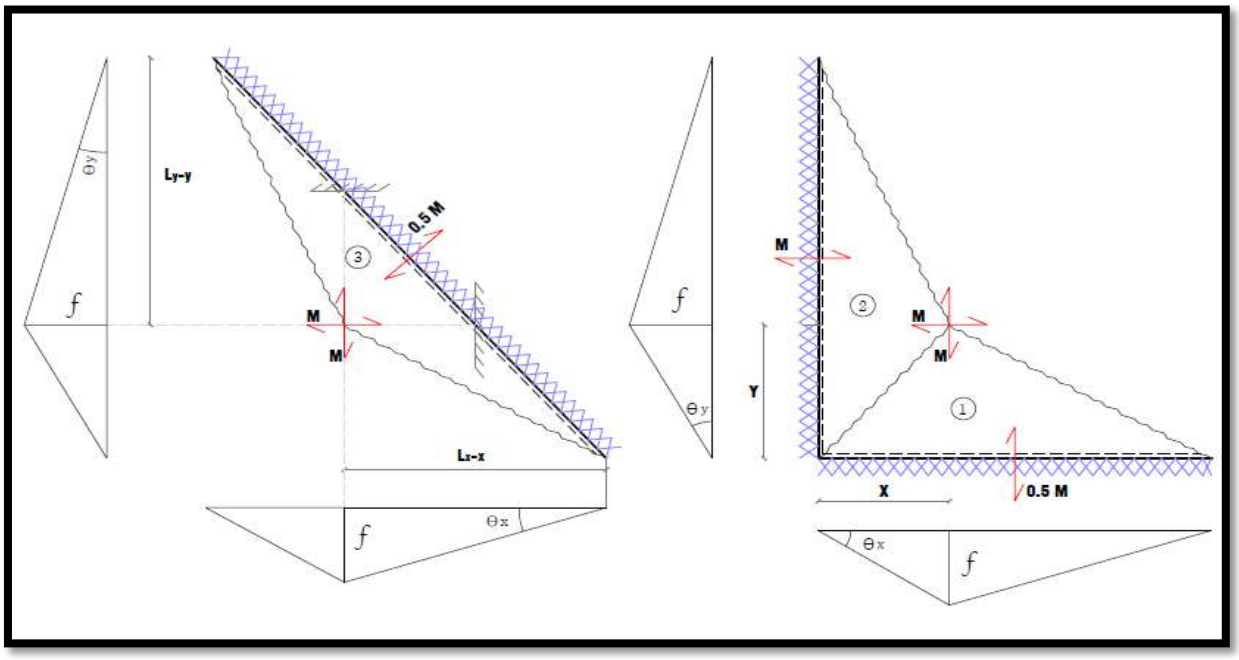


Figure.III.27. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle.

- ✓ **Travail interne :**

$T_{int} = \Sigma\ Mi\ Li\ \theta i$

$\Sigma \mathbf{T_{int}} = \mathbf{T_{int_1}} + \mathbf{T_{int_2}} + \mathbf{T_{int_3}}$

$\tan \theta x \approx \theta x = \frac{f}{x}$, $\tan \theta y \approx \theta y = \frac{f}{y}$

$\mathbf{T_{int_1}} = M\ L_x \theta y\ +\ 0.5M.\ L_x.\ \theta y$

$\mathbf{T_{int_1}} = M\ L_x . \frac{f}{y} +\ 0.5M.\ L_x . \frac{f}{y}$

$\mathbf{T_{int_1}} = \frac{6.195}{y} M\ .\ f$

$\mathbf{T_{int_2}} = M\ L_y \theta x\ +\ M.\ L_y.\ \theta x$

$\mathbf{T_{int_2}} = M\ L_y . \frac{f}{x} +\ M.\ L_y . \frac{f}{x}$

$\mathbf{T_{int_2}} = \frac{9.34}{x} M\ .\ f$

$\tan \theta x \approx \theta x = \frac{f}{(L_x - x)}$, $\tan \theta y \approx \theta y = \frac{f}{(L_y - y)}$

$\mathbf{T_{int_3}}$= M L_y θx + 0.5M.L.θ_x + M L_x θy + 0.5M.L.θ_y

$$\mathbf{T_{int_3}} = M\ f\left(\frac{4.67}{(4.13-x)}+\frac{3.12}{(4.13-x)}+\frac{4.13}{(4.67-y)}+\frac{3.12}{(4.67-y)}\right)$$

$$\mathbf{T_{int_3}} = M\ f\left(\frac{7.79}{(4.13-x)}+\frac{7.25}{(4.67-y)}\right)$$

$$\Sigma\mathbf{T_{int}} = M\ f\left(\frac{9.34}{x}+\frac{6.195}{y}+\frac{7.79}{(4.13-x)}+\frac{7.25}{(4.67-y)}\right)$$

$$\boxed{\Sigma\mathbf{T_{ext}} = \Sigma\ \mathbf{T_{int}}}$$

$$3.21q\ f = M\ f\left(\frac{9.34}{x}+\frac{6.195}{y}+\frac{7.79}{(4.13-x)}+\frac{7.25}{(4.67-y)}\right)$$

$$q = \left[\frac{2.91}{x}+\frac{1.93}{y}+\frac{2.43}{(4.13-x)}+\frac{2.26}{(4.67-y)}\right] M$$

$$q = f(x,y)dx \begin{cases} \frac{dq}{dx} = 0 \\ \frac{dq}{dy} = 0 \end{cases} \begin{cases} -\frac{2.91}{x^2}+\frac{2.43}{(4.23-x)^2} = 0 \\ -\frac{1.93}{y^2}+\frac{2.26}{(4.67-y)^2} = 0 \end{cases}$$

Après le calcul on trouve : $\begin{cases} x = 2.21 \\ y = 4.41 \end{cases}$

$$q = 11.71\ M$$

$$\begin{cases} p_u = 11.63\ KN \\ p_{ser} = 8.45\ KN \end{cases} \begin{cases} p_u = 11.71\ M_u \\ p_{ser} = 11.71\ M_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = \frac{p_u}{11.71} \\ M_{ser} = \frac{p_{ser}}{11.71} \end{cases}$$ Alors : $\begin{cases} M_u = 0.99\ KN.m \\ M_{ser} = 0.72\ KN.m \end{cases}$

III.6.4.1.Calcul de ferraillage de la dalle pleine :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime.

Tableau III.33. : Les données de calcul.

Béton	$\mathbf{f_{c28}}$=25 MPa	$\boldsymbol{\gamma_b}$=1,5	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=15 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\boldsymbol{\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa}$

$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$; $A=\frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d}(cm^2)$; $A_{min}=\frac{B}{1000}$ avec :B= (b×h)

Tableau.III.34. Calcul des sections d'acier de la dalle pleine.

	M_u (KN. m)	μ	β	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	0.99	0.045	0.998	0	0.22	1.5	5HA12=5.6	5.65	1.41	5HA12=5.56	20
Appuis	0.99	0.045	0.998	0	0.22	1.5	5HA12=5.6	5.65	1.41	5HA12=5.56	20

Avec :

$\mu = 0.045 < \mu_l = 0.392$ alors : A'=0

$A_{choisi} = 5.56 > A_{min} = 1.5$ .....**(CV)**

III.6.5.Vérification :

III.6.5.1.Vérification de l'espacement entre les aciers :

- ✓ **Armatures longitudinal :**

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

$S_{t\,max} \leq \text{Min}\begin{cases} 3h = 45\text{ cm} \\ 33\text{ cm} \end{cases} = 33\text{cm}$

$S_{t\,min} = 2.5$ cm

$$2.5\text{ cm} \leq S_t = 20\text{ cm} \leq 33\text{ cm}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{(C.V)}$$

- ✓ **Armatures de repartions :**

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

$S_{t\,max} \leq \text{Min}\begin{cases} 4h = 60\text{ cm} \\ 45\text{ cm} \end{cases} = 45\text{cm}$

$S_{t\,min} = 2.5$ cm

$$2.5\text{ cm} \leq S_t = 20\text{ cm} \leq 45\text{ cm}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{(C.V)}$$

III.6.5.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\text{ MPa}\right]$$

$V_x = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{11.63 \times 4.13 \times 4.67}{2 \times 4.67 + 4.13} = 16.65$ KN

$V_y = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y} = \frac{11.63 \times 4.13 \times 4.67}{3 \times 4.67} = 16.01$ KN

On choisit la plus défavorable : Vu max =16.65 KN

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{16.65 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.133$ MPa

la fissuration est peu nuisible :

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\text{ MPa}\right] = 3.333$ MPa

donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ …… **(C V)**

III.6.5.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

En prend la section calculée à L'ELU.

- ✓ **Détermination de la valeur de (y) :**

$$Y=\frac{-30\ A+\sqrt{900\ A^2+120\ b\ A\ d}}{2b}$$

Y = 3.83 cm

- ✓ **Moment d'inertie :**

$$I=\frac{b.y^3}{3}+15\ A\ (d-y)^2$$

$$I = 8243.29\ cm^4$$

- ✓ **Détermination de la valeur de (K) :**

$$K=\frac{M_{ser}}{I}=\frac{0.72\ x10^6}{8243.29x10^4}$$

$K = 0.0087\ KN/m^3$

$$\sigma_b=K \times y$$

$\sigma_b = 0.033$ MPa $< \overline{\sigma_b} = 15$ MPa …… **(C.V)**

La même Vérification pour travée et appuis.

Conclusion :

Les armatures déterminées à L'état limite ultime conviennent.

III.6.5.4.Vérification de la flèche : CBA 93

$$M_0 = M_x = \frac{q_{ser}\ x\ L_x^{\ 2}}{8} = 18.01\ KN.m$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{4.13} = 0.036 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{0.99}{20\times18.01} = 0.0027 \ldots\ (\textbf{C.V})$$

$$\frac{A}{b_0\times d} = \frac{5.65}{100\times12.5} = 0.0045 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ (\textbf{C.V})$$

CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à **:**

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses Une caractéristique dynamique propre. Ceci est obtenu en considérant son comportement. En vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les Déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent Très complexe et demande calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison Qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin D'examiner son comportement dynamique et sur tous les déplacements engendrés par les Forces dues à l'action sismique, pour cela on utilise le logiciel « SAP 2000 » qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

Modèle des nœuds maîtres.

- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque Plancher au niveau de centre de gravité.

IV.3. Choix de la méthode :

D'après le « RPA99 version 2003 » : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes **:**

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrames.

IV.3. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.3.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la

Carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit **:**

- ZONE 0 **:** sismicité négligeable.
- ZONE I **:** sismicité faible.
- ZONE II_a et II_b**:** sismicité moyenne.
- ZONE III **:** sismicité forte.

Dans notre cas le projet et situé dans une zone de forte sismicité zone III.

IV.3.2. Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 2) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses oud 'argile moyennement raide.

IV.3.2. Classification de site :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A **:** ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B **:** ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 **:** ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 **:** ouvrages de faible importance.

Dans ce projet ouvrages courant ou d'importance moyenne. Groupe 2

IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.4.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante **:**

$$XG = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

Avec **:**

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.4.2.Analyse de notre structure :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

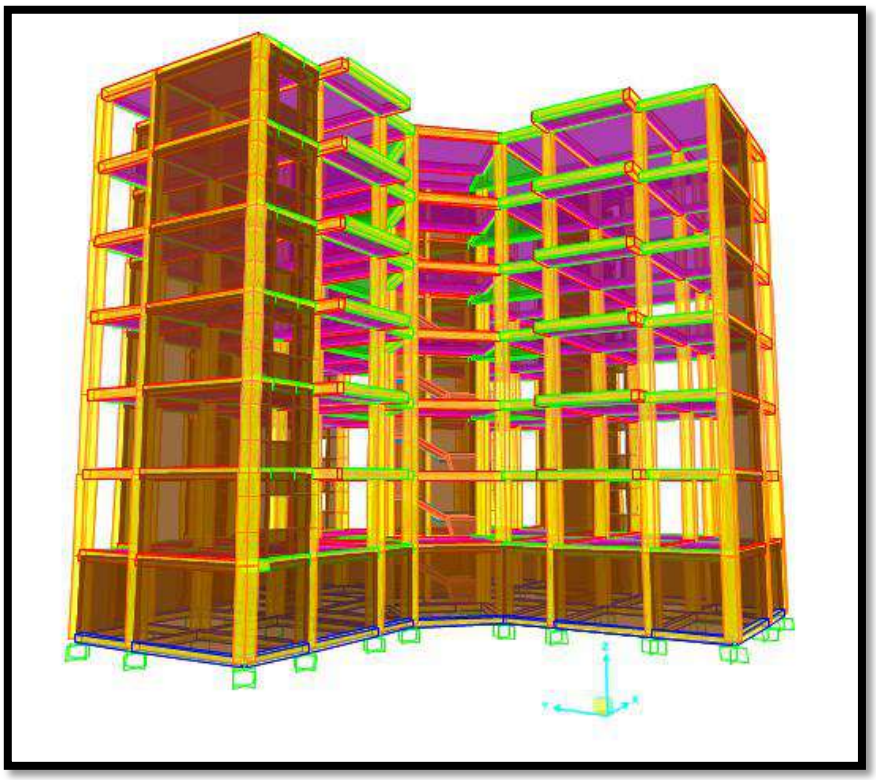


Figure IV1 : Vue de la Structure en 3D.

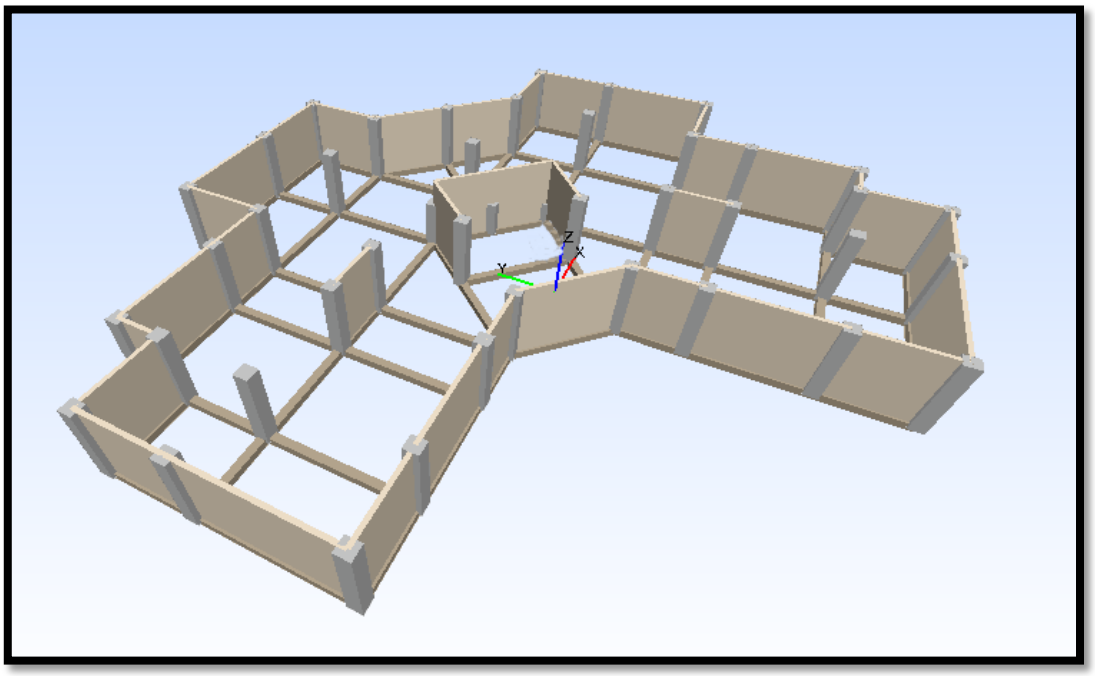


Figure IV 2 : disposition des voiles de sous sol.

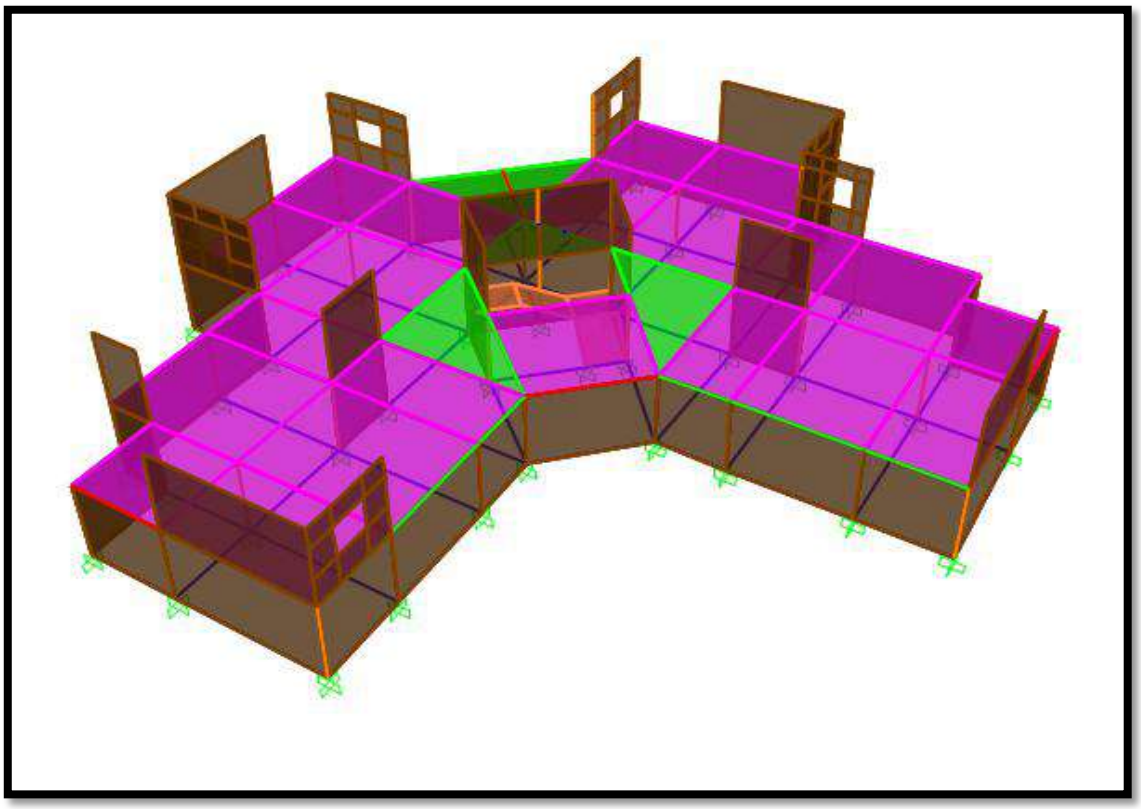


Figure IV 3 : disposition des voiles au RDC+S.SOL.

IV.4.3. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :
Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec **:**

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que **:**

Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux **:** $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

Pour les voiles **:** $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

IV.5. Calcul d'excentricité : selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1.a] ◄◄ :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.5. 1.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 26.24 m
Largeur du bâtiment = 26.24 m

IV.5. 2.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.93 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.93 m

IV.5. 3.Centre de Rigidité et Centre de Masse :

Tableau IV 1 : Calcule Centre de Rigidité et Centre de Masse.

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (KN)	XG (m)	YG (m)
G_ DIAPH_ 3.06	3.06	1.543E+07	6.823E+07	14.206	15.846	5577.137	13.813	13.958
F_ DIAPH_ 6.12	6.12	1.719E+06	1.190E+07	13.595	13.853	5209.472	13.605	13.814
E_ DIAPH_ 9.18	9.18	7.596E+05	8.513E+06	13.476	14.180	5125.459	13.571	13.832
D_ DIAPH_ 12.24	12.24	4.183E+05	4.776E+06	13.467	14.385	5125.459	13.571	13.832
C_ DIAPH_ 15.3	15.3	2.447E+05	2.282E+06	13.545	14.534	5065.304	13.575	13.833
B_ DIAPH_ 18.36	18.36	1.360E+05	9.507E+05	13.698	14.781	5004.377	13.580	13.840
A_ DIAPH_ 21.42	21.42	6.509E+04	2.849E+05	14.279	15.481	4104.112	13.665	13.933

IV.6. Excentricité :

Tableau IV 2 : Calcule d'excentricité théorique.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15%Lx	15%Ly	Ex<15%Lx	Ey<15%Ly
3.06	0.019	0.067	3.93	3.93	cv	cv
6.12	0.039	0.089	3.93	3.93	cv	cv
9.18	0.095	0.348	3.93	3.93	cv	cv
12.24	0.104	0.553	3.93	3.93	cv	cv
15.3	0.030	0.701	3.93	3.93	cv	cv
18.36	0.118	0.941	3.93	3.93	cv	cv
21.42	0.614	1.248	3.93	3.93	cv	cv

IV.6.1. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV 3 : Calcule d'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Excentricité accidentelle		Vérification	
			5%Lx	5%Ly	Ex<5%Lx	Ey<5%Ly
3.06	0.019	0.067	1.31	1.31	cv	cv
6.12	0.039	0.089	1.31	1.31	cv	cv
9.18	0.095	0.348	1.31	1.31	cv	cv
12.24	0.104	0.553	1.31	1.31	cv	cv
15.3	0.030	0.701	1.31	1.31	cv	cv
18.36	0.118	0.941	1.31	1.31	cv	cv
21.42	0.614	1.248	1.31	1.31	cv	cv

IV.7. Choix de la méthode de calcul :

IV.7.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la hauteur est 21.42 m, ≪selon le RPA Art 4.1.2≫, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse ≪sap 2000 version 17≫.

IV.7.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.7.2.1. Principe :

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

IV.7.2. 2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap 2000 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.7.2. 3.Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV 4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	N/observé	observé	N/observé
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	-	0.05	-
2	Redondance en plan	0.05	-	0.05	-
3	Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4	Régularité en élévation	0.05	-	0.05	-
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	-	0.05	-
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.10	-	0.10
total		1.15		1.15	

En récapitulant les résultats on trouve **:**

Q_x= 1+0.15=1.15

Q_y= 1+0.15=1.15

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site}\,S_2.$$

IV.7.2. 4.Justification du coefficient de comportement R :

RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

Suivant X :

Tableau IV 5 **:** Justification du coefficient de comportement R Suivant x.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	N_z /Poteaux (KN)	N_z /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
A_ DIAPH_ 21.42	4183.270	3199.409	983.861	1315.794	0.000	1315.794
B_ DIAPH_ 18.36	8685.015	6500.748	2184.267	2162.133	0.000	2162.133
C_ DIAPH_ 15.3	13707.791	10592.903	3114.888	2943.158	0.000	2943.158
D_ DIAPH_ 12.24	18582.544	14374.748	4207.796	3595.883	0.000	3595.883
E_ DIAPH_ 9.18	23449.810	18161.709	5288.101	4149.066	0.000	4149.066
F_ DIAPH_ 6.12	29204.488	22947.069	6257.419	4707.246	0.000	4707.246
G_ DIAPH_ 3.06	31440.008	19313.678	12126.330	7341.887	0.000	7341.887

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV 6 **:** Justification du coefficient de comportement R en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 21.42	100 %	76.481 %	23.519 %	100 %	0.000 %	100.000 %
B_ DIAPH_ 18.36	100 %	74.850 %	25.150 %	100 %	0.000 %	100.000 %
C_ DIAPH_ 15.3	100 %	77.277 %	22.723 %	100 %	0.000 %	100.000 %
D_ DIAPH_ 12.24	100 %	77.356 %	22.644 %	100 %	0.000 %	100.000 %
E_ DIAPH_ 9.18	100 %	77.449 %	22.551 %	100 %	0.000 %	100.000 %
F_ DIAPH_ 6.12	100 %	78.574 %	21.426 %	100 %	0.000 %	100.000 %
G_ DIAPH_ 3.06	100 %	61.430 %	38.570 %	100 %	0.000 %	100.000 %

Suivant Y :

Tableau IV 7 **:** Justification du coefficient de comportement R Suivant y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
A_ DIAPH_ 21.42	4306.840	3199.409	1107.431	1453.906	0.000	1453.906
B_ DIAPH_ 18.36	8933.765	6500.748	2433.017	2452.304	0.000	2452.304
C_ DIAPH_ 15.3	14064.257	10592.903	3471.354	3326.923	0.000	3326.923
D_ DIAPH_ 12.24	19067.715	14374.748	4692.967	4039.087	0.000	4039.087
E_ DIAPH_ 9.18	24065.340	18161.709	5903.631	4612.312	0.000	4612.312
F_ DIAPH_ 6.12	29367.684	22947.069	6420.615	5027.734	0.000	5027.734
G_ DIAPH_ 3.06	31806.626	19313.678	12492.948	6289.146	0.000	6289.146

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV 8 **:** Justification du coefficient de comportement R en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	T_x /Poteaux (%)	T_x /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 21.42	100 %	74.287 %	25.713 %	100 %	0.000 %	100.000 %
B_ DIAPH_ 18.36	100 %	72.766 %	27.234 %	100 %	0.000 %	100.000 %
C_ DIAPH_ 15.3	100 %	75.318 %	24.682 %	100 %	0.000 %	100.000 %
D_ DIAPH_ 12.24	100 %	75.388 %	24.612 %	100 %	0.000 %	100.000 %
E_ DIAPH_ 9.18	100 %	75.468 %	24.532 %	100 %	0.000 %	100.000 %
F_ DIAPH_ 6.12	100 %	78.137 %	21.863 %	100 %	0.000 %	100.000 %
G_ DIAPH_ 3.06	100 %	60.722 %	39.278 %	100 %	0.000 %	100.000 %

IV.7.2. 5.Classification des systèmes de contreventement :

IV.7.2. 6.Coefficient de comportement R :

Le Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R = 3.5)
Le système de contreventement est constitué des voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

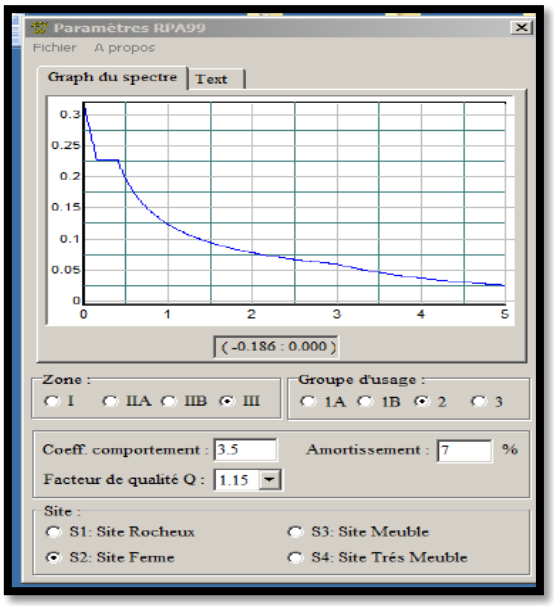


Figure IV 4 : Spectre de réponse.

IV.8.Résultats de l'analyse dynamique :

IV.8.1.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

IV.8.2.Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

IV.8.2.Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans le poteau

IV.8.3.Édification du comportement modal de la structure :

Tableau IV 9: Le comportement des trois premiers modes.

Mode	comportement	Période(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	translation suivant l'axe x	0.373	57.793 %	5.17 %	0.733 %
Mode 2	translation suivant l'axe y	0.352	4.955 %	58.682 %	0.504 %
Mode 3	rotation autour de l'axe Z	0.259	1.111 %	0.175 %	61.493 %

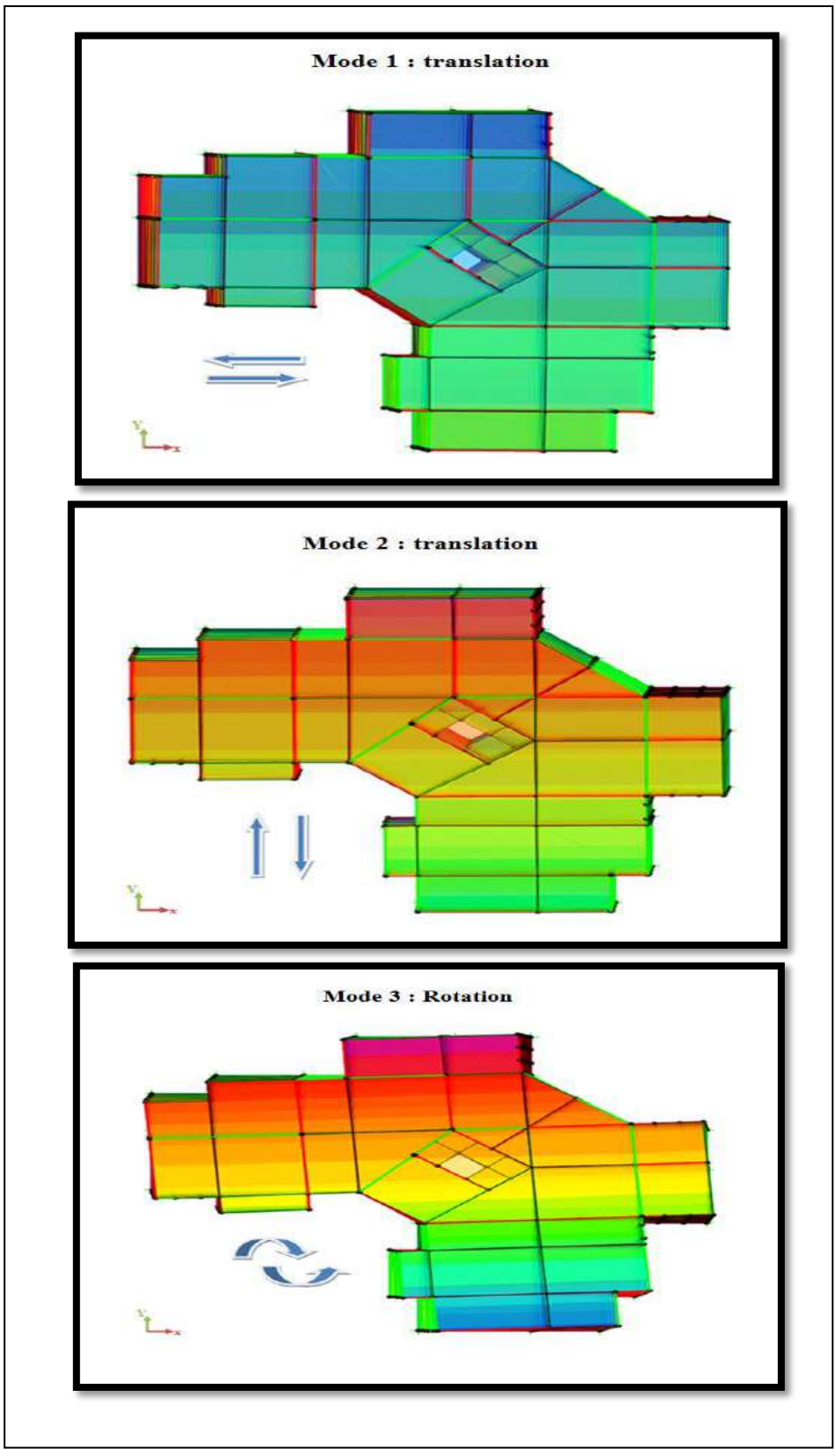


Figure IV 5 : Le comportement des trois premiers modes.

IV.8.4. vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après ≪RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. ≫

Tableau IV 10 : vérification de participation massique.

Mode(i)	Période (s)	U_x(%)	U_y(%)	R_z(%)	Cumulée de U_x(%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z(%)
1	0.373	57.793	5.17	0.733	57.793	5.17	0.733
2	0.352	4.955	58.682	0.504	62.748	63.852	1.237
3	0.259	1.111	0.175	61.493	63.859	64.027	62.73
4	0.107	0.001	0.011	0.001	63.86	64.039	62.731
5	0.097	0	0.005	0	63.861	64.043	62.731
6	0.096	0	0.001	0	63.861	64.044	62.731
7	0.096	0	0	0	63.861	64.044	62.731
8	0.096	0	0	0	63.861	64.044	62.731
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
41	0.048	0.019	0.042	0.024	83.999	84.338	84.322
42	0.047	0.001	0.001	0.001	84	84.339	84.323
43	0.046	0.002	0.001	0.001	84.002	84.34	84.324
44	0.045	0.003	0.071	0.002	84.005	84.411	84.326
45	0.044	0.168	0.003	0	84.173	84.414	84.326
46	0.043	4.258	0.839	0.02	88.431	85.253	84.346
47	0.043	0.519	0.676	0.004	88.951	85.929	84.35
48	0.043	1.164	4.15	0.005	90.114	90.079	84.356
$\sum$ période	3.921						

Commentaire : renversement

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke ou 48 modes suivant l'axe x et y.

Donc le mode retenu égale 48.

On a plusieurs modes (48modes) parce que dans le sous-sol on a des voiles périphériques (rigides).

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20$ sec
Où :

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

N= 7 donc : $K \geq 3\sqrt{7} = 7.93$ on prend K = 8

T= 0,096 ≤ 0,20 sec……..Condition vérifier

IV.8.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{E_d}{V_s} > 80\%$

IV.8.6.Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄ :

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

T_2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec siteS_2).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4] .

T = 0.37 s.

D_x = 2.205.

D_y = 2.205.

R : coefficient de comportement global de la structure

R =3.5

Q : facteur de qualité

Q_x=Q_y=1.15

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2

Tableau IV 11 : Calcul de la force sismique.

	Type	F_x (KN)	F_y	F_z
Text	Text	KN	KN	KN
Ed_x	Max	**5223.845**	539.341	41.017
Ed_y	Max	517.824	**5302.380**	48.982
G+βQ	Max	0	0	**39258.362**

Tableau IV 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.**

	A	D	R	Q	∑**Wi** (KN)	V_S (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$ (%)	$\frac{E_d}{V_s}$ ≥80%
X	0.25	2.205	3.5	1.1 5	39258.362	7110.671	5223.84	73.52	CNV
Y	0.25	2.205	3.5	1.15	39258.362	7110.671	5302.38	74.82	CNV

Pour les deux directions (x, y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$S_{fx} = \frac{80}{73.516} = 1.09$

$S_{fy} = \frac{80}{74.621} = 1.07$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Ed_x) dans la Combinaison, par le coefficient 1.09

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (Ed_y) dans la Combinaison, par le coefficient 1.07

Donc : $Ed_x = E_{dx} \times S_{fx} = 5693.991$ KN.
$Ed_y = E_{dy} \times S_{fy} = 5694.756$ KN.

Alors: $\frac{E_{dx}}{V_{SX}} = \frac{5693.991}{7105.764} = 0.801 \geq 0.8$ CV

$\frac{E_{dy}}{V_{Sy}} = \frac{5694.756}{7105.764} = 0.801 \geq 0.8$ CV

IV.8.7.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec : F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G \times Wi$, $Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

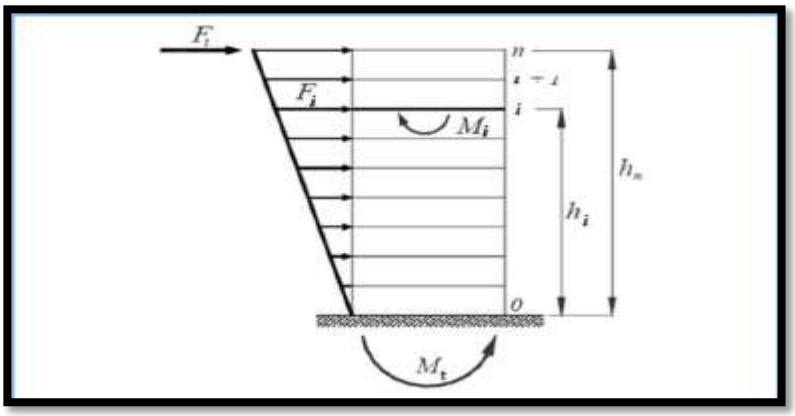


Figure IV 6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.8.8.Distribution de la résultante des forces sismiques :

Selon la RPA version2003 : ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a:

T_x = 0.373 s → Ft = 0 KN

T_y = 0,352 s → Ft = 0 KN

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y - Ft = \alpha_Y.V_Y$$

Tableau IV 13 : forces sismiques suivant (x) et (y).

Diaphragme N°	Wi (kN)	hi (m)	Wi. hi(KN.m)	Fi_x (KN)	Fi_y (kN)	M r xi (kN.m)	M r yi (kN.m)
A_ DIAPH_ 18.36	4104.11	21.42	87910.04	1203.19	1203.36	25772.43	25775.89
B_ DIAPH_ 15.03	5004.38	18.36	91880.42	1257.54	1257.70	23088.36	23091.46
C_ DIAPH_ 12.24	5065.30	15.30	77499.09	1060.70	1060.85	16228.77	16230.95
D_ DIAPH_ 9.18	5125.46	12.24	62735.63	858.64	858.76	10509.77	10511.18
E_ DIAPH_ 6.12	5125.46	9.18	47051.72	643.98	644.07	5911.74	5912.54
F_ DIAPH_ 3.06	5209.47	6.12	31881.96	436.36	436.42	2670.51	2670.87

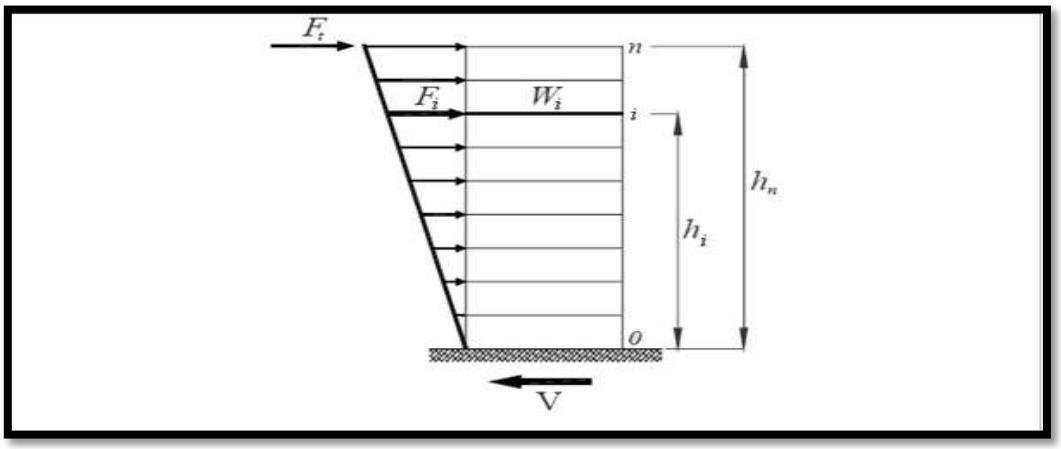


Figure IV 7 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

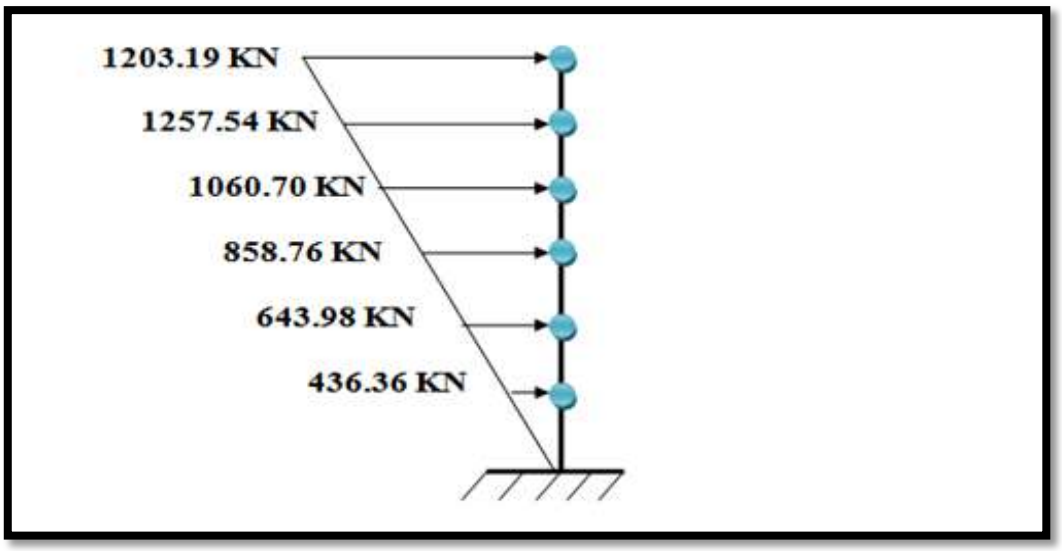


Figure IV 8 : Distribution de la force sismique.

IV.9.Moment de renversement :

Tableau IV 14: calcul du moment de renversement.

Niveau(m)	W (KN)	h (m)	W.h (KN.m)	Fx (KN)	Fy (KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
3.06	5577.227	3.06	17066.314	233.577	233.608	714.84	714.746
6.12	5209.556	6.12	31882.482	436.358	436.416	2670.866	2670.511
9.18	5125.542	9.18	47052.477	643.981	644.067	5912.535	5911.746
12.24	5125.542	12.24	62736.636	858.641	858.756	10511.173	10509.766
15.3	5065.386	15.3	77500.402	1060.704	1060.847	16230.959	16228.771
18.36	5004.457	18.36	91881.837	1257.535	1257.704	23091.445	23088.343
21.42	4104.178	21.42	87911.49	1203.195	1203.357	25775.907	25772.437
		$\sum W.h$	416031.68		$\sum M_R$	84907.725	84896.32

IV.10. Moment stabilisant :

Tableau IV 15 : calcul du moment stabilisant.

Niveau(m)	W (KN)	XG	YG	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
3.06	5577.227	13.813	13.958	77846.9345	77038.2366
6.12	5209.556	13.605	13.814	71964.8066	70876.0094
9.18	5125.542	13.571	13.832	70896.4969	69558.7305
12.24	5125.542	13.571	13.832	70896.4969	69558.7305
15.3	5065.386	13.575	13.833	70069.4845	68762.615
18.36	5004.457	13.58	13.84	69261.6849	67960.5261
21.42	4104.178	13.665	13.933	57183.5121	56083.5924
		$\sum M_S$		488119.416	479838.44

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau IV 16 : Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{Sx}/M_{Rx}	M_{Sy}/M_{Ry}	$\frac{M_S}{M_r} \geq 1.5$
488119.42	479838.44	84907.72	84896.32	5.75	5.65	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.10.1. Vérification des déplacements :

Déplacement en tête :

Pour le calcule des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. (CBA 93 Article : B.6.5.3)

Avec :

- $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

  δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.
  h : la hauteur totale des étages.

Tableau IV 17 : Vérification déplacement en tête.

	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{he}{250}$ (cm)	Vérification $\delta_{réél} \leq \delta_{adm}$
δ_x	1.251	3.5	4.38	8.57	Ok
δ_y	1.051	3.5	3.68	8.57	Ok

Commentaire :

Le déplacement en tète de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.10.2. Déplacement inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

[RPA99ver2003: Art 4.4.3]: $\delta_K = R\delta_{ek}$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA99ver2003: Art 5.10] :

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01\ h_e$$

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :

$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01 h_e$.

Tableau IV 18 : Vérification les déplacements inter étages Sens X.

Niveau (m)	δ théorique (cm)	R	δ réel(cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification	Déformation	Déformation admissible
21.42	1.25	3.5	4.38	0.81	3.06	ok	2.65	3.5
18.36	1.02	3.5	3.57	0.84	3.06	ok	2.75	3.5
15.3	0.78	3.5	2.73	0.8	3.06	ok	2.61	3.5
12.24	0.55	3.5	1.93	0.77	3.06	ok	2.52	3.5
9.18	0.33	3.5	1.16	0.64	3.06	ok	2.09	3.5
6.12	0.15	3.5	0.52	0.45	3.06	ok	1.47	3.5
3.06	0.02	3.5	0.07	0.07	3.06	ok	0.23	3.5

Tableau IV 19 : Vérification les déplacements inter étages Sens y.

Niveau (m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification	Déformation	Déformation admissible
21.42	1.05	3.5	3.68	0.67	3.06	ok	2.19	3.5
18.36	0.86	3.5	3.01	0.7	3.06	ok	2.29	3.5
15.3	0.66	3.5	2.31	0.7	3.06	ok	2.29	3.5
12.24	0.46	3.5	1.61	0.63	3.06	ok	2.06	3.5
9.18	0.28	3.5	0.98	0.52	3.06	ok	1.7	3.5
6.12	0.13	3.5	0.46	0.36	3.06	ok	1.18	3.5
3.06	0.03	3.5	0.1	0.1	3.06	ok	0.33	3.5

Commentaire :

La déformation ε ne pas dépassé la limite élasto plastique (domaine élasto plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[Art 2.5.5] ◄◄ RPA2003 ►►**

IV.10.3.Vérification cisaillement des éléments :

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres : selon CBA93 [Art A.5.1].

$\tau_{MAX} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$= Min $[0.2\times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 Mpa]

Il faut vérifier que : $\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV 20 : Vérification du cisaillement des éléments.

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	Combinaison	τ (MPA)	τ_{adm}(MPA)	vitrification
PP (30×40)	0.3	0.4	133.247	1,35.G+1,5.Q	1.184	3.33	CV
PS (30×35)	0.3	0.35	83.21	1,35.G+1,5.Q	0.853	3.33	CV
LONG (30×30)	0.3	0.3	7.819	1,35.G+1,5.Q	0.095	3.33	CV

Commentaire **:** pour les charges horizontal on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.

IV.10.4. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \ \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV 21 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	Poids N_z(KN)	Fix (KN)	Effort tranchant Tx (kN)	δ inter-étage (cm)	θ	θ ≤ 0.10
21.42	4183.27	233.577	1315.794	0.81	0.001	C V
18.36	8685.015	436.358	2162.133	0.84	0.002	C V
15.3	13707.791	643.981	2943.158	0.8	0.002	C V
12.24	18582.544	858.641	3595.883	0.77	0.003	C V
9.18	23449.81	1060.704	4149.066	0.64	0.004	C V
6.12	29204.488	1257.535	4707.246	0.45	0.005	C V
3.06	31440.008	1203.195	7341.887	0.07	0.001	C V

Tableau IV 22 : Vérification l'effet P-Δ sent Y.

h_k (m)	P_k (KN)	Fiy (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
21.42	4183.27	233.608	1453.906	0.67	0.001	C V
18.36	8685.015	436.416	2452.304	0.7	0.001	C V
15.3	13707.791	644.067	3326.923	0.7	0.002	C V
12.24	18582.544	858.756	4039.087	0.63	0.002	C V
9.18	23449.81	1060.847	4612.312	0.52	0.003	C V
6.12	29204.488	1257.704	5027.734	0.36	0.003	C V
3.06	31440.008	1203.357	6289.146	0.1	0.002	C V

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.10.5.Vérification de l'effort normal réduit à la base :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 7.1.3.3] ◄◄

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi\, f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV 23 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Elément	b (m)	h (m)	N (KN)	Bc (cm²)	combinaison	$\frac{N_d}{B_c \chi\, f_{c28}}$	Vérification
POT50×50	0.5	0.5	1511.958	230400	G+Q+Ed_y	0.262	0.3
POT50×50	0.5	0.5	1639.6	230400	G+Q+Ed_x	0.285	0.3

IV.10.6.Conclusion générale:

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure. La structure à une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage.

On va adoptes les sections des poteaux **:**

sous. sol et RDC étage de poteau : (50×50) cm

1er et 2^{éme} et 3^{éme} étage poteau : (45×45) cm.

4^{éme} et 5^{éme} étage poteau : (40×40) cm.

CHAPITRE V

Calcul des éléments résistants

V.1.Introduction :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont Atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément. Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le Ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple. à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

V.2.1.Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes **:**

D'après le CBA 93[2] (situation durable) **:**

- E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art. A.3.3.2) [2]
- E.L.S: G + Q (Art. A.3.3.3) [2]

D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

- G+Q ± E
- 0.8G ± E
- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : charge sismique.

Les sections:

Poutres principales (b x h) = (30x40) cm^2.

Poutres secondaires (b x h)= (30x35) cm^2.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations **:**

V.2.2.Recommandation du RPA99 :

Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :

Tableau V.1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de **:**

- 4% en zone courante.
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

La longueur minimale de recouvrement est de :

50Φen zone III.

- A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA
- A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable).

V.2.3.Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

A_t = 0, 003×St × b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit **:**

St ≤ $\frac{h}{2}$ en Zone courante.

St ≤min ($\frac{h}{4}$; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants **:**

V.2.4.Selon le CBA93 :

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b \times h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que : $S_t \leq$ min [0,9d; 40cm]

$$\frac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\ Mpa$$

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} . K)}{0.9\ f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple)
$\alpha = 90°$

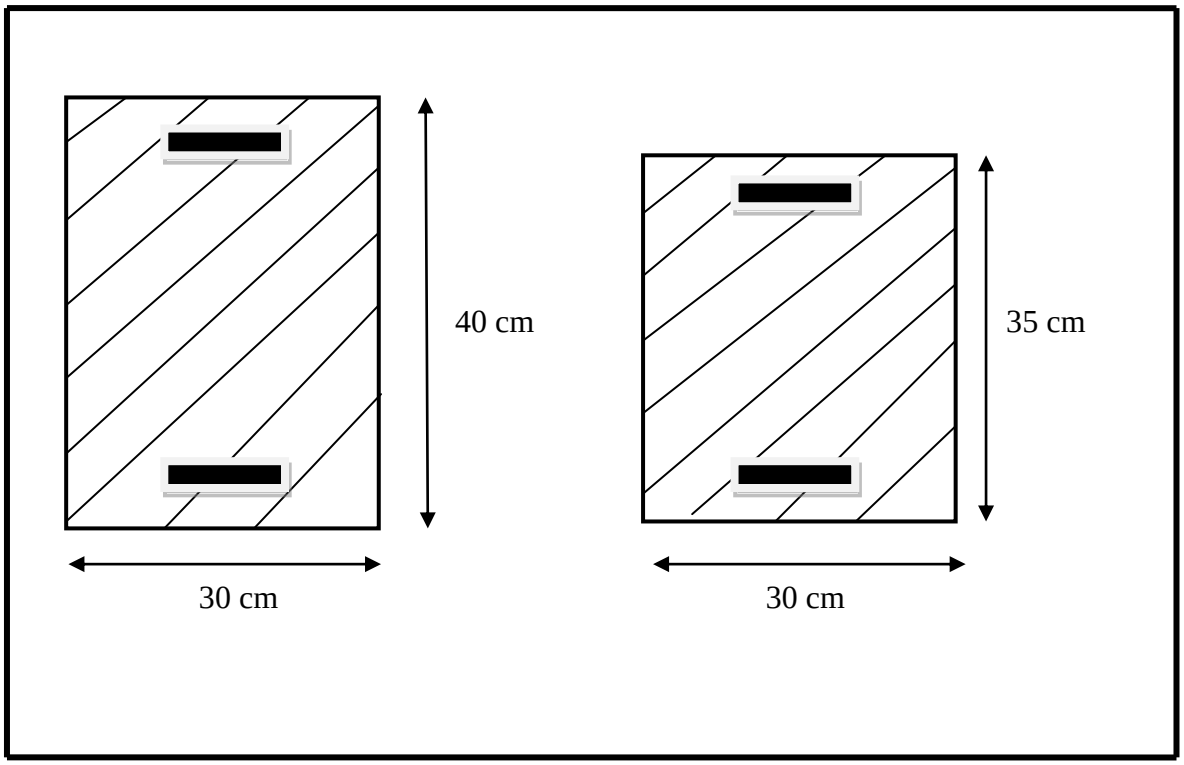


Figure V.1. La section des poutres principales et poutres secondaires.

V.2.5.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

V.2.5.1. Armatures longitudinales:

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants **:**

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

Niveau	type	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A $_{calcul}$ (cm^2)	A $_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	intermédiaire	Travée	67.54	ELU	0.00	5.5	3T14+2T12=6.88
		Appui	-122.76	G+Q+E_{dx}	0.00	9	3T14+3T14=9.24
	rive	Travée	39.79	0.8G+E_{dx}	0.00	2.7	3T14+2T12=6.88
		Appui	-82.69	G+Q+E_{dy}	0.00	5.8	3T14+2T12=6.88
courant	intermédiaire	Travée	69.75	ELU	0.00	5.7	3T14+2T12=6.88
		Appui	-127.67	G+Q+E_{dx}	0.00	9.4	5T14+2T12=9.96
	rive	Travée	45.00	0.8G+E_{dy}	0.00	3.1	3T14+2T12=6.88
		Appui	-90.63	G+Q+E_{dy}	0.00	6.4	3T14+2T12=6.88

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A $_{calcule}$ (cm^2)	A $_{choisies}$ (cm^2)
Terrasse	intermédiaire	Travée	35.65	G+Q+E_{dx}	0	2.8	3T12=3.39
		Appui	-60.34	G+Q+E_{dx}	0	4.9	3T14+2T12=6.88
	rive	Travée	44.56	G+Q+E_{dx}	0	3.6	3T12=3.39
		Appui	-59.76	G+Q+E_{dx}	0	4.9	3T14+2T12=6.88
courant	intermédiaire	Travée	38.82	G+Q+E_{dx}	0	3.1	3T12=3.39
		Appui	-61.61	G+Q+E_{dx}	0	5	3T14+2T12=6.88
	rive	Travée	49.38	0.8G+E_{dx}	0	4	3T14=4.62
		Appui	-75.38	G+Q+E_{dx}	0	6.2	3T14+2T12=6.88

V.2.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa.

et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min $(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ =201.63 MPa
  et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale.

Niveau	type	position	M_{ser} (KN.m)	A adoptée (m^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	intermédiaire	Travée	49.41	6.88	7.6	15	CV	-	-	-
		Appui	-83.50	9.24	11.7		CV	-		
	rive	Travée	21.44	6.88	3.3	15	CV	93.9	201.6	CV
		Appui	-38.88	6.88	6		CV	170.4		CV
courant	intermédiaire	Travée	50.44	6.88	7.8	15	CV	-	-	-
		Appui	-87.61	9.96	12		CV	-		
	rive	Travée	24.80	6.88	3.8	15	CV	108.7	201.6	CV
		Appui	-48.69	6.88	7.5		CV	212.8		CV

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire.

Niveau	Type	position	M_{ser} (KN.m)	A adoptée (m^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	intermédiaire	travée	16.26	3.39	4.1	15		-	-	-
		Appui	-19.41	6.88	3.8		CV	-	-	-
	Rive	travée	13.56	3.39	3.4	15		135.5	201.6	CV
		Appui	-21.31	6.88	4.2		CV	48.6		CV
courant	intermédiaire	travée	18.80	3.39	4.8	15		-	-	-
		Appui	-23.78	6.88	3.3		CV	-	-	-
	Rive	travée	13.45	4.62	3	15		100	201.6	CV
		Appui	-27.83	6.88	5.5		CV	141.8		CV

V.2.8. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

V.2.8.1.Selon CBA :

Tableau V.6. Les armatures totales des poutres principales.

Niveau	Section de l'armateur total
Terrasse	En travée : A=3T14+3T14+2T12=11.5 En appuis : A=3T14+3T14+3T14=13.86
Courant	En travée: A=5T14+3T14+2CH12=14.58 En appuis: A=5T14+3T14+2CH12=14.58

Tableau V.7. Vérification des poutres principales selon la condition CBA.

Niveau	Type	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Intermédiaire	Travée	11.5	1.2	CV
		appui	13.86	1.2	CV
courant	Intermédiaire	Travée	14.58	1.2	CV
		appui	14.58	1.2	CV

Tableau V.8. Les armatures totales des poutres secondaires.

Niveau	Section de l'armateur total
Terrasse	En appuis : A=3T14+3T12+2CH12+2CH12=12.53 En travée: A=3T14+3T12=8.01
Courant	En appuis: A=3T14+3T14+2CH12+2CH12 =13.76 En travée: A=3T14+3T14 = 9.24

Tableau V.9. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA.

Niveau	Type	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Intermédiaire	Travée	12.53	1.05	CV
		appui	8.01	1.05	CV
courant	Rive	Travée	13.76	1.05	CV
		appui	9.24	1.05	CV

V2.8.2.Selon RPA :

Tableau V.10. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA.

Niveau	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	intermédiaire	Travée	11.5	6	72	Oui
		appui	13.86		48	Oui
courant	intermédiaire	Travée	14.58	6	72	Oui
		appui	14.58		48	Oui

Tableau V.11. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA.

Niveau	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	intermédiaire	Travée	12.53	5.25	63	CV
		appui	8.01		42	CV
courant	intermédiaire	Travée	13.76	5.25	63	CV
		appui	9.24		42	CV

V2.9.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times b}$$

T_u: effort tranchant

Tableau V.12. Calcul de $\bar{\tau}_{u.}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Niveau	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Intermédiaire	123.88	1.35G+1.5Q	1.025	3.3	OUI
	Rive	61.28	1.35G+1.5Q	0.51	3.3	OUI
courant	Intermédiaire	133.24	1.35G+1.5Q	1.11	3.26	OUI
	Rive	75.49	1.35G+1.5Q	0.63	2.5	OUI

Tableau V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveau	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	intermédiaire	43.29	G+Q+E_{dx}	0.41	4.34	OUI
	rive	33.29	G+Q+E_{dy}	0.31	3.26	OUI
courant	intermédiaire	83.21	1.35G+1.5Q	0.79	4.34	OUI
	rive	48.12	G+Q+E_{dx}	0.46	3.26	OUI

V.2.10. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :
$\emptyset_t \leq$ Min [h/35; b/10 ; $\emptyset_l$] **selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ :**

D'après **RPA 99 version 2003 ►►Art 7.5.2.2 ◄◄:**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4} et 12\varphi\right) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

élément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
35×40	1.11	33.75	1.72	9.6	20	1.8	5	15	4Φ8=2.01
30×35	0.79	29.25	1.49	8.75	17.5	1.57	5	15	4Φ8=2.01

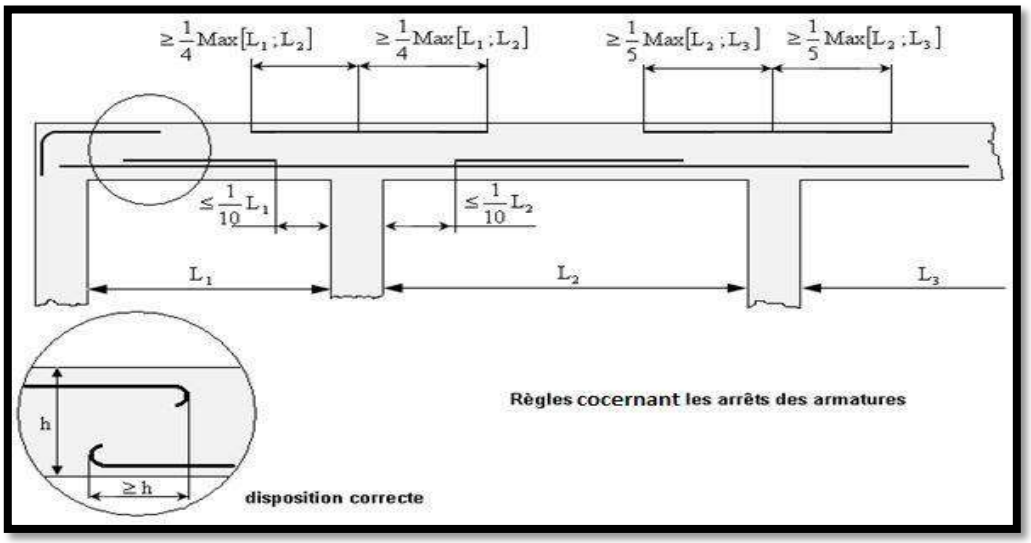


Figure V.2. Disposition des armatures pour les poutres.

V.2.11. Vérification de la flèche : Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes **:**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V.16. Vérification de la flèche des poutres.

section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP (30×40)	0.076	0.063	CV	0.076	0.075	CV	0.0061	0.0105	CV
PS (30×35)	0.076	0.063	CV	0.076	0.075	CV	0.0047	0.0105	CV

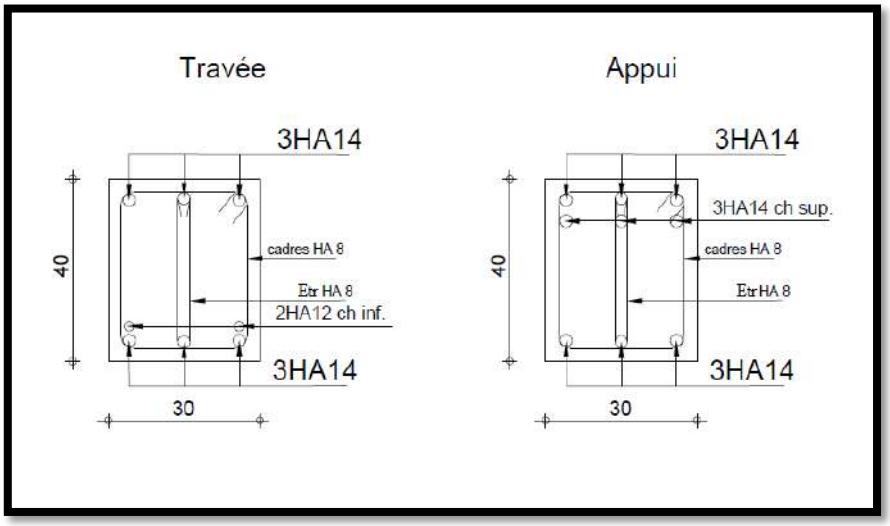


Figure V.3. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse.

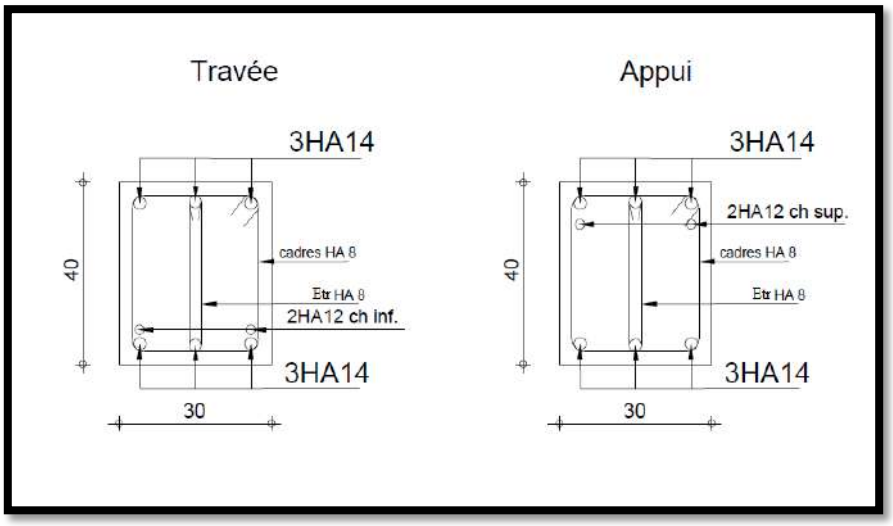


Figure V.4. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.

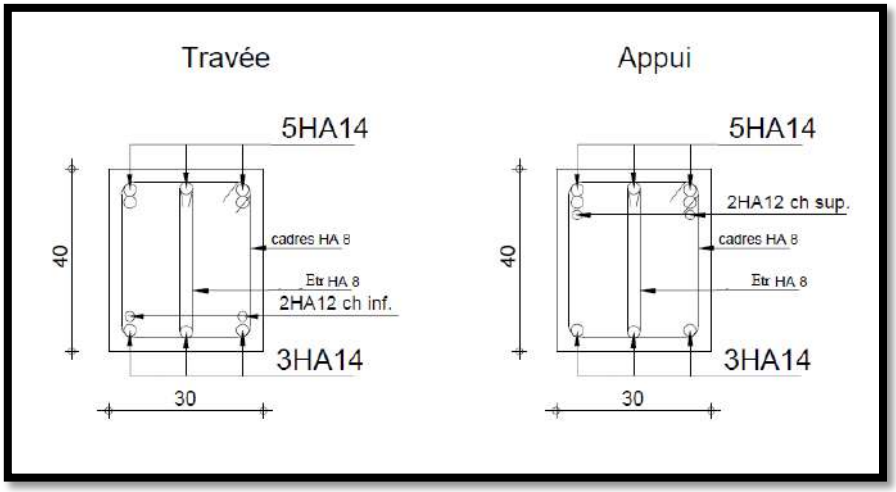


Figure V.5. Ferraillage des poutres principales intermédiaire d'étages.

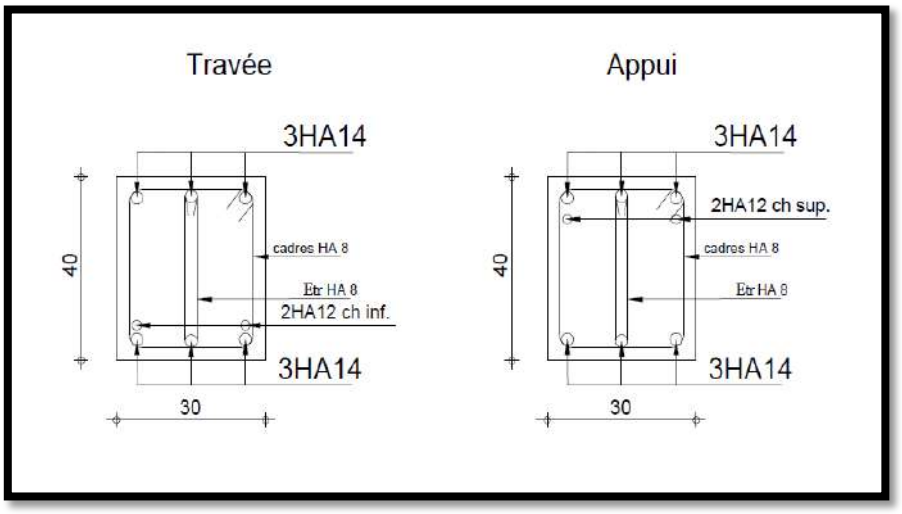


Figure V.6. Ferraillage des poutres principales de rive d'étages.

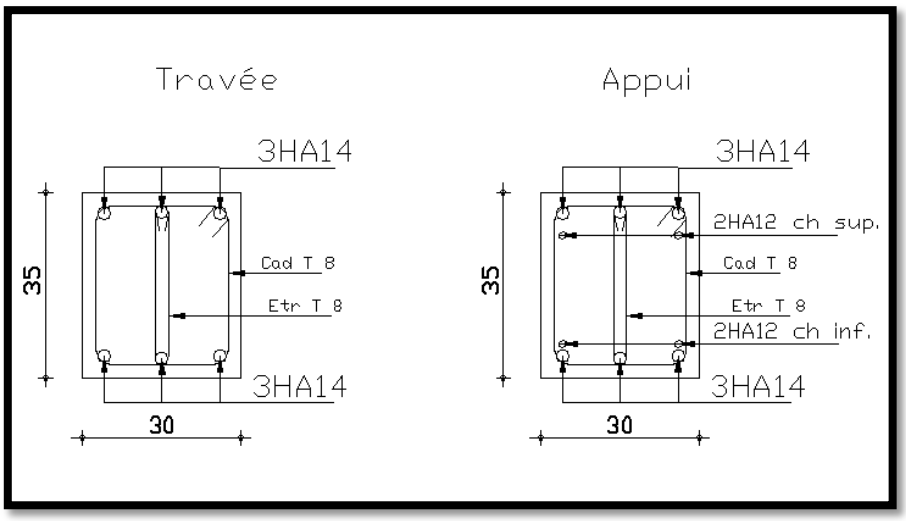


Figure V.7. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse.

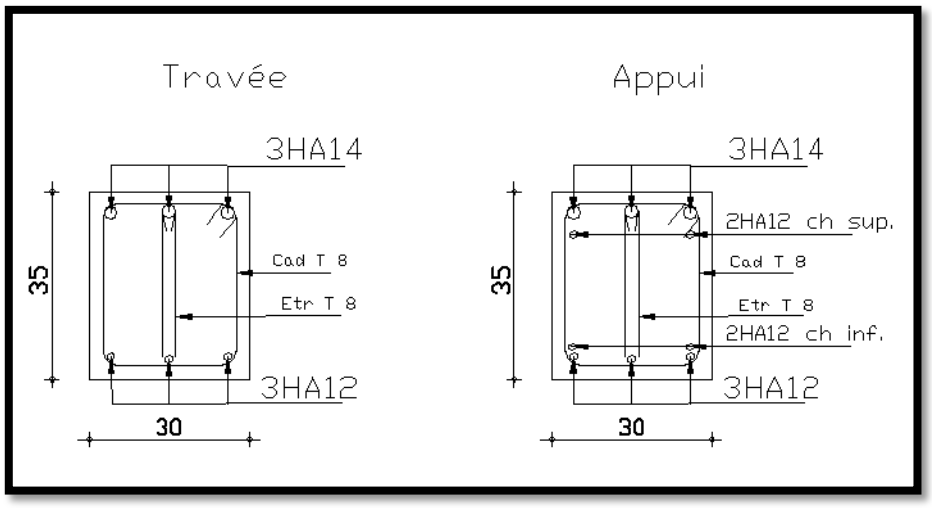


Figure V.8. Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse.

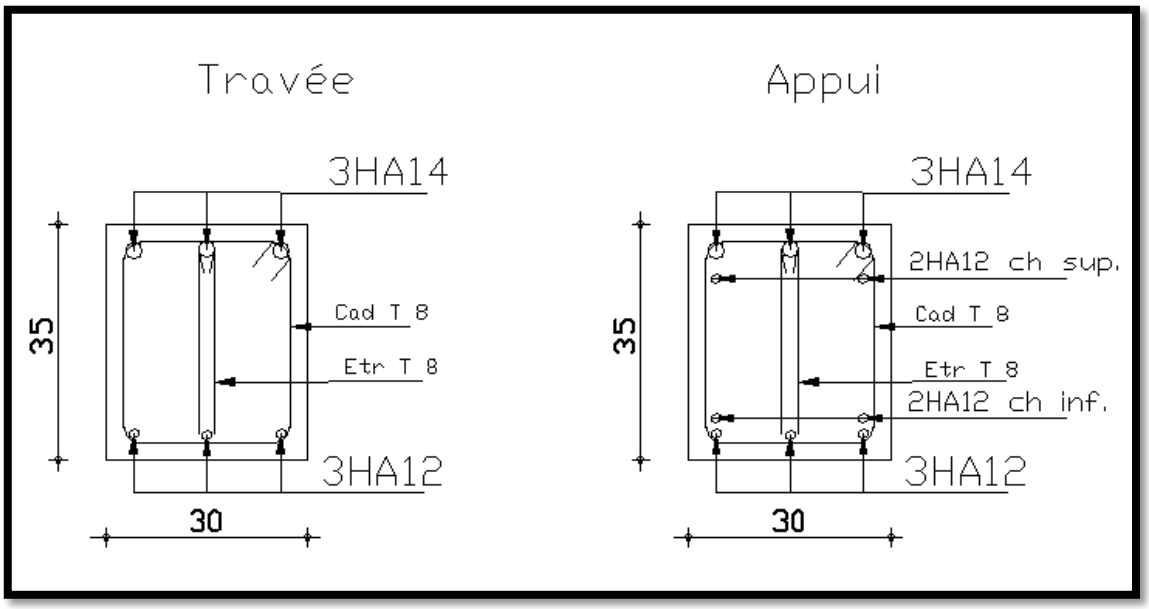


Figure V.9. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires d'étages.

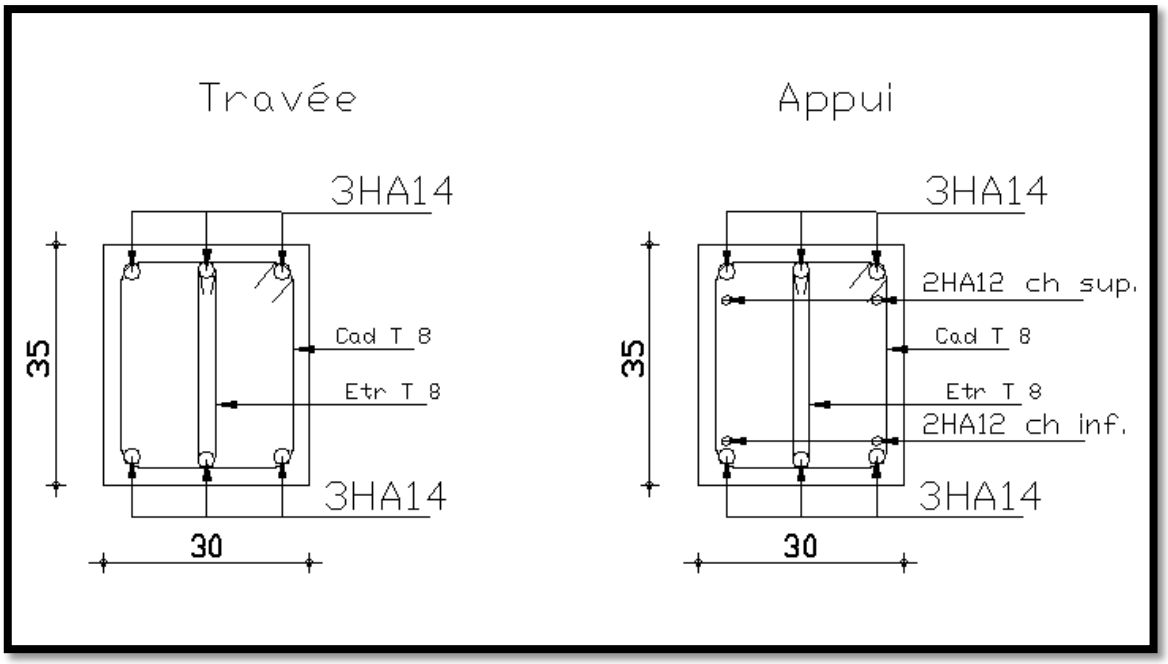


Figure V.10. Ferraillage des poutres secondaires de rive d'étages.

V.3.Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.3.Recommandations des règlements :

V.3.3.1.**Selon le CBA :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4cm^2 \text{ pour un metre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 0.5\% \qquad B: \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

V.3.3.2.Selon le RPA 99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄

La Zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h :

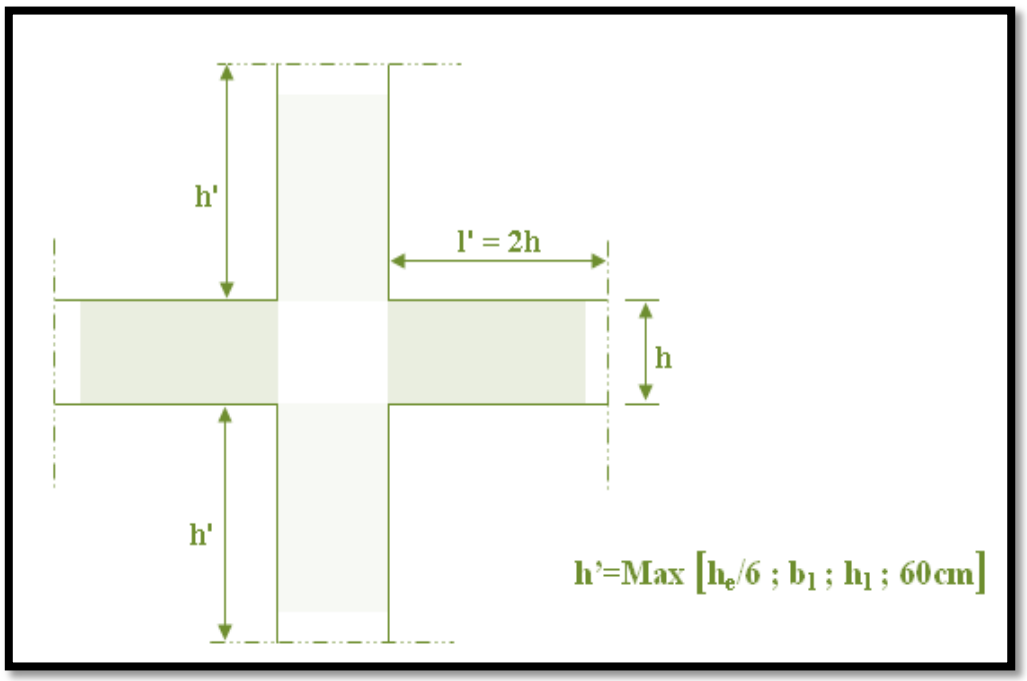


Figure V.11. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ En zone courante

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ En zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm. La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.

La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser **:** 20 cm en zone III.

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

h_e **:** La hauteur d'étage.

V.3.4. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

1er cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres} .

2eme cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres} .

3eme cas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres} .

V.3.5. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul **:**

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

e_2 : Excentricités du 2eme ordre aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$e_2 = \frac{3(L_f{}^2 + \alpha.\phi)}{10000 \times h}$ Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2 \qquad \text{(généralement pour le béton)}$$

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

L_f : Longueur de flambement.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ;\ 2\ \text{cm}]$$

On doit vérifier que : $\frac{L_f}{h} \leq$ Max (15 cm et $\frac{20 \times e_1}{250}$)

V.3.6. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau **V.17.** Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s= 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 Mpa

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées
Pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU.

Niveau	Section	Cas	Comb	N (kN)	M (kN.m)	sect	A calculé (cm²)	Amin (cm²)	A choisi (cm²)
$5^{éme}$	40×40	Nmin --> M corr	0.8G+EDY	-9.56	44.33	SPC	3.15	14.40	8HA12+4HA14=15.21
		Mmax --> Ncorr	G+Q+EDX	132.64	81.83	SPC	4.09	14.40	8HA12+4HA14=15.21
		Nmax --> Mcorr	1.35G+1.5Q	184.83	24.41	SEC	0	14.40	8HA12+4HA14=15.21
$4^{éme}$	40×40	Nmin --> Mcorr	0.8G+EDY	4.18	25.57	SPC	1.67	14.40	8HA12+4HA14=15.21
		Mmax --> Ncorr	G+Q+EDX	320.53	-66.87	SPC	0.76	14.40	8HA12+4HA14=15.21
		Nmax --> Mcorr	ELU	408	8.50	SEC	0	14.40	8HA12+4HA14=15.21
$3^{éme}$	45×45	Nmin --> Mcorr	0.8G+EDY	1.67	34.48	SPC	2.34	18.23	12HA14=18.47
		Mmax --> Ncorr	G+Q+EDX	519.18	87.82	SEC	0	18.23	12HA14=18.47
		Nmax --> Mcorr	ELU	639.19	-17.28	SEC	0	18.23	12HA14=18.47
$2^{éme}$	45×45	Nmax --> Mcorr	ELU	873.06	-17.41	SEC	0	18.23	12HA14=18.47
		Mmax --> Ncorr	G+Q+Edx	728.423	72.71	SEC	0	18.23	12HA14=18.47
		Nmin --> Mcorr	0.8G+EDY	11.15	26.19	SPC	1.41	18.23	12HA14=18.47
1^{er}	45×45	Nmin --> Mcorr	0.8G+EDY	26.79	20.83	SPC	0.85	18.23	12HA14=18.47
		Mmax --> Ncorr	G+Q+EDX	937.79	57.77	SEC	0	18.23	12HA14=18.47
		Nmax --> Mcorr	ELU	1111.74	-12.32	SEC	0	18.23	12HA14=18.47
RDC	50×50	Nmin --> Mcorr	0.8G+EDY	49.03	18.61	SPC	0.35	22.50	12HA16=24.13
		Mmax --> Ncorr	0.8G+EDX	231.89	62.78	SPC	0.44	22.50	12HA16=24.13
		Nmax --> Mcorr	ELU	1360.54	42.48	SEC	0	22.50	12HA16=24.13
$sous - sol$	50×50	Nmin --> Mcorr	0.8G+EDY	519.82	14.37	SEC	0	22.50	12HA16=24.13
		Mmax --> Ncorr	G+Q+EDX	918.52	23.45	SEC	0	22.50	12HA16=24.13
		Nmax --> Mcorr	ELU	1373.08	8.10	SEC	0	22.50	12HA16=24.13

Tableau V.19. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Niveau (m)	Section	Combinaison	N ser (KN)	M ser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_S}$
21.42	40×40	G+Q	35.61	5.95	0.5	2.9	15	201.63	CV	CV
21.42		G+Q	107.36	9.64	1.3	0.5	15	201.63	CV	CV
21.42		G+Q	135.54	17.76	2.1	6.2	15	201.63	CV	CV
18.36		G+Q	68.89	15.57	1.6	9.7	15	201.63	CV	CV
18.36		G+Q	235.38	6.76	1.9	26.8	15	201.63	CV	CV
18.36		G+Q	298.64	6.29	2.2	31.8	15	201.63	CV	CV
15.30	45×45	G+Q	121.72	20.23	1.6	6.3	15	201.63	CV	CV
15.30		G+Q	371.71	-8.32	2.1	32.1	15	201.63	CV	CV
15.30		G+Q	467.93	-12.73	2.8	42.1	15	201.63	CV	CV
12.24		G+Q	639.27	-12.79	3.6	54.1	15	201.63	CV	CV
12.24		G+Q	511.33	-10.98	2.9	43.8	15	201.63	CV	CV
12.24		G+Q	165.02	18.27	1.7	25.3	15	201.63	CV	CV
9.18		G+Q	209.61	14.58	1.7	25.6	15	201.63	CV	CV
9.18		G+Q	656.22	-13.88	3.7	56.1	15	201.63	CV	CV
9.18		G+Q	814.12	-9.09	4.2	63.4	15	201.63	CV	CV
6.12	50×50	G+Q	294.63	17.37	1.8	25.2	15	201.63	CV	CV
6.12		G+Q	813.42	-20.71	3.8	55.4	15	201.63	CV	CV
6.12		G+Q	996.46	-30.77	4.8	70.7	15	201.63	CV	CV
3.06		G+Q	237.03	5.45	1.1	15.8	15	201.63	CV	CV
3.06		G+Q	139.48	-1.42	0.6	8.4	15	201.63	CV	CV
3.06		G+Q	1001.21	5.73	3.9	57.8	15	201.63	CV	CV

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa

La fissuration est considérée :

Peu nuisible (poteaux intermédiaires)

Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

$\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort :

V.3.7.1. Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement.
$\overline{\tau_u}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.
La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

V.3.7.1.1. Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°).

Tableau V.20. Calcul de $\overline{\tau}_{u.}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$

V.3.7.1.2. Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

$$\overline{\tau_{ub}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$\rho_d = 0{,}075$……si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0{,}04$……si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction

considérée. B **:** Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau. Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant **:**

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté (a) l'élancement a pour valeur **:**

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

Tableau V.21. Valeurs des contraintes limites de cisaillement.

Niveau	Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
$5^{ème}$	40×40	G+Q+E_{dx}	51.10	0.34	18.52	0.075	1.875	4.34	CV
$4^{ème}$	40×40	G+Q+E_{dx}	42.31	0.28	18.52	0.075	1.875	4.34	CV
$3^{ème}$	45×45	G+Q+E_{dx}	55.73	0.29	16.46	0.075	1.875	4.34	CV
$2^{ème}$	45×45	G+Q+E_{dx}	47.78	0.24	16.46	0.075	1.875	4.34	CV
1^{er}	45×45	G+Q+E_{dx}	37.17	0.19	16.46	0.075	1.875	4.34	CV
RDC	50×50	G+Q+E_{dx}	44.98	0.18	14.82	0.075	1.875	4.34	CV
Sous sol	50×50	ELU	11.17	0.04	14.82	0.075	1.875	3.33	CV

V.3.9. Calcul des armatures transversales :

V.3.9.1. Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est Donnée par la relation suivante **:**

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St $\leq$ Min [0.9d ; 40cm]. Et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e =235 MPa.

On a $\emptyset_l min$ = 1.2 cm

V.3.9.2. Selon le RPA99 version 2003 : (A.7.4.2.2) :

$S_t = \frac{h \times A_t \times f_e}{\rho \times V_u}$

Avec**:**

$A_t = n_t \times a_t$ **:** avec nt est le nombre des barres transversales.

ρ: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par Effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

ρ = 2.5 si $\lambda g \geq 5$.

ρ = 3.75 dans les cas contraires.

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

Dans la zone nodale: St ≤ 10cm ……. En zone III.

Dans la zone courante: St ≤ Min ($\frac{b_1}{2}$; $\frac{h_1}{2}$; 10Ø$_l$)…….. En zone III.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5: & \frac{A_t}{S_t \times b_1} \ 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : & \frac{A_t}{S_t \times b_1} \ 0.8\% \\ \text{Si } : 3 < \lambda_g < 5 : & 0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\% \end{cases}$$

Tableau V.22. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ	S_t cal RPA	Zone	S_t RPA	S_t CBA	S_t choix	A_t Choix (cm²)
40× 40	51.10	2.01	5.35	2.5	14.7	Courante	12	33.75	15	4HA8=2.01
						Nodale	10	33.75	10	4HA8=2.01
45× 45	55.73	2.01	4.76	3.75	16.6	Courante	14	38.25	15	4HA8=2.01
						Nodale	10	38.25	10	4HA8=2.01
50× 50	44.98	2.01	4.28	3.75	18.5	Courante	16	42.75	15	4HA8=2.01
						nodale	10	42.75	10	4HA8=2.01

V.3.10. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

V.3.10.1. Selon le RPA 99 V(2003): ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau V.23. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \geq 0.3\%$	$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \geq 0.8\%$	$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$
40× 40	courante	0.33	5.35	CV	-	-
	nodale	0.50		CV	-	-
45× 45	courante	0.3	4.76	-	-	CV
	nodale	0.44		-	-	CV
50× 50	courante	0.35	4.28	-	-	CV
	nodale	0.40		-	-	CV

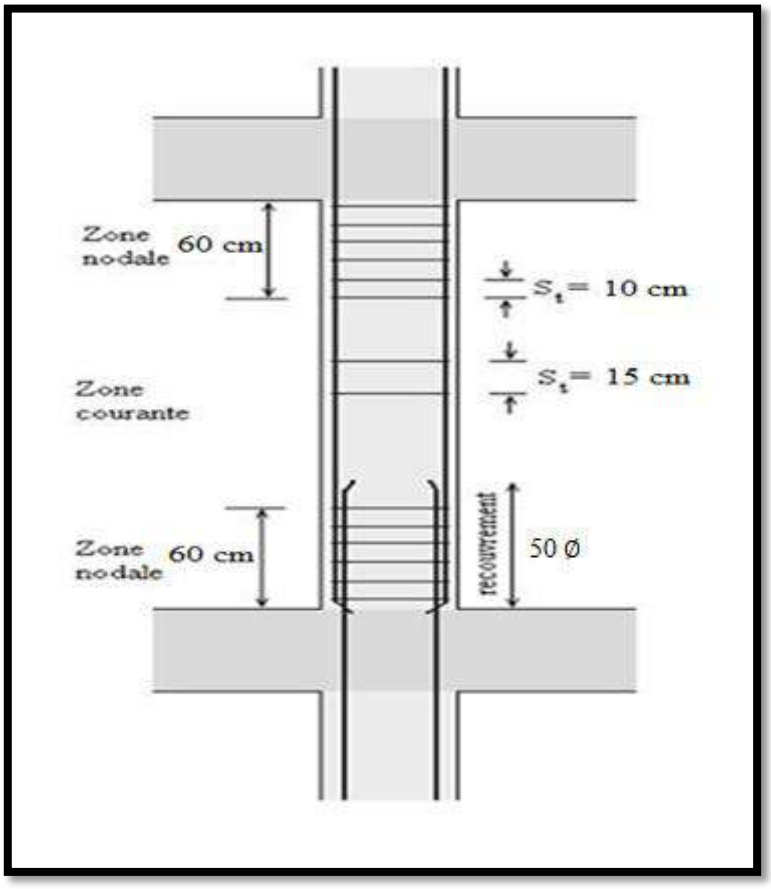


Figure V.12. Disposition des armatures dans les poteaux.

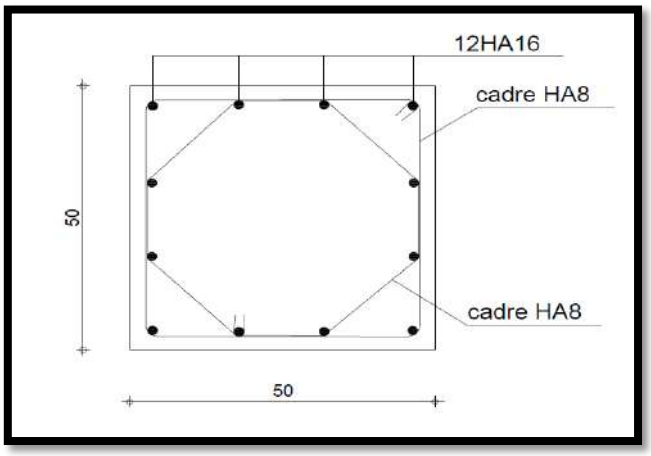


Figure V.13. Ferraillage des poteaux de sous-sol et RDC.

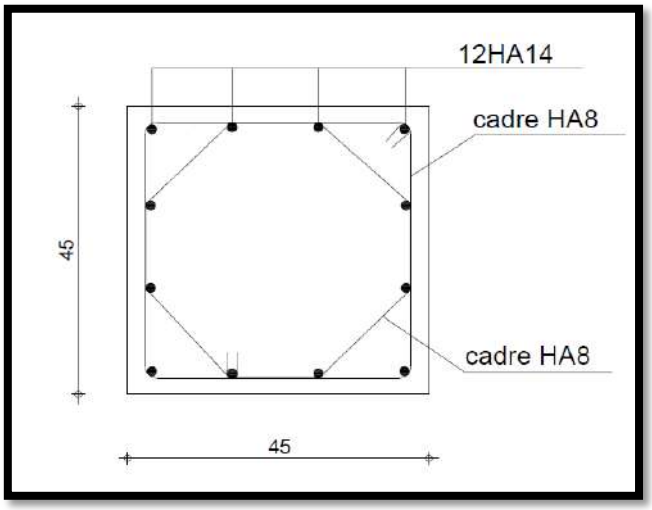


Figure V.14. Ferraillage des poteaux de 1^{er} ,$2^{ème}$, $3^{ème}$ étage.

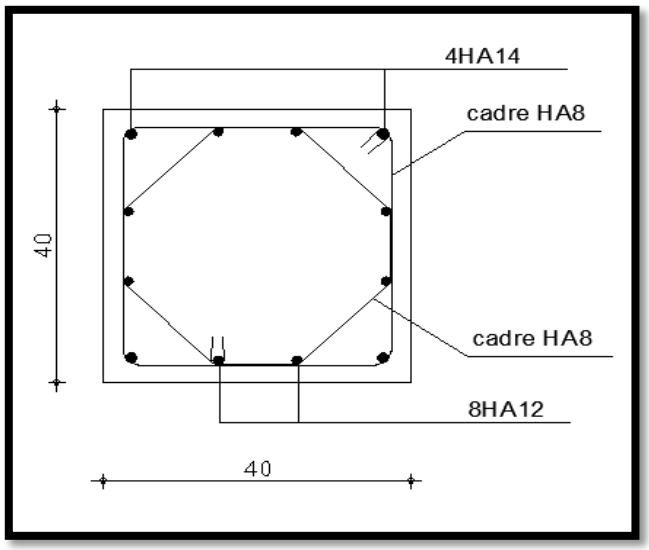


Figure V.15. Ferraillage des poteaux de $4^{ème}$, $5^{ème}$ étage .

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.2. Voiles avec files d'ouvertures:

V.2.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.2.2. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers armatures diagonales "A_D".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) "A_c".

Traitement du " SAP 2000 ":

Pour le traitement des voiles avec le logiciel SAP 2000, on a utilisé le bloc et
On a effectué un maillage pour mieux comprendre le comportement des voiles.

V.4.3. Recommandations règlementaires:

V.4.3.1. Armatures verticales A_v :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

Les aciers verticaux situés dans deux bandes, calculés en flexion composée et doivent respecter le pourcentage minimal et maximaux suivantes **:**

V.4.3.1. 1. Selon le CBA 93:

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

V.4.3.1.2. Selon le RPA 99 version 2003 :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de

0.20% de la section horizontale du béton tendu. $A_v = 0{,}2\%.B_t$

B_t **:** La section horizontale tendue du voile. ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié
Sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus
Égal à 15 cm.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est

Donné comme suit **:**

$A_v = 0{,}15\%.B$ B **:** la section globale du voile.
$A_v = 0{,}10\%.B$ En zone courante. } ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

V.4.3.2. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

V.4.3.2.1. Selon le CBA 93: selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales**:** $S_h \le \min[0.9d; 40cm]$

$$S_h \le \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a} \quad \text{Et} \qquad S_t \le \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right]$: Fissuration Préjudiciable

τ_b : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h: section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h: hauteur utile.

V.4.3.2.1. Selon le RPA 99 V(2003): ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \min\left[1.5a\,; 30\text{cm}\right]$$

V.4.3.3. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizont Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature. Ales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93).

La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ**:** pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ**:** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

V.4.4.1. Espacement des armatures verticales :

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

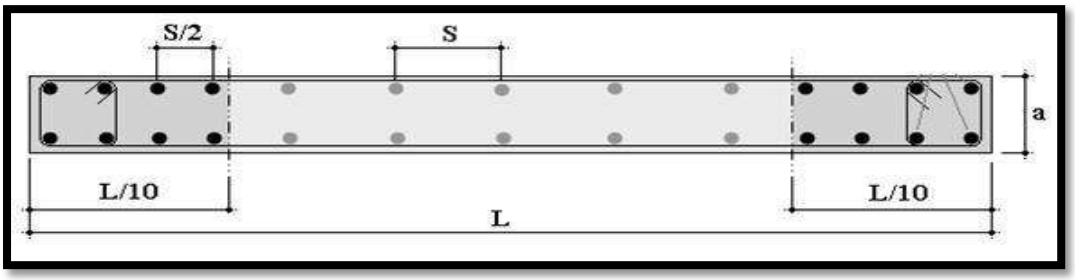


Figure V.16. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4.2. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.24. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s= 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 Mpa

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans les Tableaux Suivants **:**

Tableau V.25. Sens longitudinale : Voile 1 (VL1 : L= 5.25 m ; a = 15cm).

nivaux	L (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2%B_t	A choisie (cm^2)
5ème et 4ème	5.25	15 ×485	603.90	1129.87	0.8G+E_{dy}	20	20	7.27	10.91	14.55	2×(31HA12) =35.06
3ème $2^{ème}$ 1^{er}	5.25	15×480	1308.17	2935.71	0.8G+E_{dy}	19.8	19.8	7.2	10.80	14.40	2× (31HA12) =35.06
RDC	5.25	15×475	1892.12	4888.89	0.8G+E_{dy}	19.6	19.6	7.12	10.68	14.25	2× (31HA12) =35.06
S/SOL	5.25	15×475	821.18	2579.55	0.8G+E_{dx}	19.6	19.6	7.12	10.68	14.25	2× (31HA12) =35.06

Tableau V.26. Sens longitudinale : Voile 1 (VL2 : L= 4.60 m ; a = 15cm).

nivaux	L (cm)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2%B_t	A choisie (cm^2)
$5^{ème}$ $4^{ème}$	4.60	15×420	327.74	169.35	0.8G+E_{dy}	17.4	17.4	6.3	9.45	12.6	2× (28HA12) =31.67
$3^{ème}$ $2^{ème}$ 1^{er}	4.60	15×415	737.67	534.83	0.8G+E_{dy}	17.2	17.2	6.22	9.33	15.45	2× (28HA12) =31.67
RDC	4.60	15×410	787.78	685.27	G+Q+E_{dy}	17	17	6.15	9.22	12.3	2× (28HA12) =31.67

Tableau V.27. Sens longitudinale : Voile 1 (VL4 : L= 2.81 m ; a = 15cm).

Nivaux	L (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2%B_t	A choisie (cm^2)
$5^{ème}$ $4^{ème}$	2.81	15×241	433.98	390	0.8G+E_{dx}	10.2	10.2	3.61	5.42	7.23	2× (10HA12) =11.31
$3^{ème}$ $2^{ème}$ 1^{er}	2.81	15×236	1097.48	592.93	0.8G+E_{dx}	10	10	3.54	5.31	7.08	2× (10HA12) =11.31
RDC	2.81	15×231	1429.66	561.64	0.8G+E_{dy}	9.8	9.8	3.46	5.19	6.93	2× (10HA12) =11.31

Tableau V.28. Sens longitudinale: Voile 1 (VL3 : L= 2.40 m ; a = 15cm).

Nivaux	L (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$0.2\%B_t$	A choisie (cm^2)
5ème 4ème	2.40	15×200	327.74	169.35	$0.8G+E_{dy}$	8.6	8.6	3	4.5	6	2× (8HA12) =9.05
3ème 2ème 1er	2.40	15×195	737.67	534.83	$0.8G+E_{dy}$	8.4	8.4	2.92	4.38	5.85	2× (8HA12) =9.05
RDC	2.40	15×190	787.78	685.27	$0.8G+E_{dy}$	8.2	8.2	2.85	4.27	5.7	2× (8HA12) =9.05

Tableau V.29. Sens longitudinale : Voile 1 (VL5 : L= 1.62 m ; a = 15cm).

Nivaux	L (m)	S (cm^2)	N (KN)	M (KN. m)	Combinaison	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$0.2\%B_t$	A choisie (cm^2)
5ème 4ème	1.62	15×122	154.79	114.27	$G+Q+E_{dy}$	5.5	5.5	1.83	2.74	3.66	2× (6HA12) = 6.79
3ème 2ème 1er	1.62	15×117	351.41	256.02	$G+Q+E_{dy}$	5.3	5.3	1.75	2.63	3.51	2×(6HA12) = 6.79
RDC	1.62	15×112	368.52	465.27	$G+Q+E_{dy}$	7.8	7.8	1.68	2.51	3.36	2× (8HA12) = 9.05

V.4.4.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

V.4.4.3.1. Sens longitudinale : Voile 1 (L = 5.25 m ; a = 15cm)

Tableau V.30. Vérification à l'ELS de voile.

nivaux	L (m)	Combinaison	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
5ème 4ème	5.25	G+Q	422.01	235.42	35.06	0.8	15	CV	13.9	201.63	CV
3ème 2ème 1er	5.25	G+Q	973.48	272.10	35.06	1.8	15	CV	26.3	201.63	CV
RDC	5.25	G+Q	1055.54	174.28	35.06	1.7	15	CV	26.1	201.63	CV
S/SOL	5.25	G+Q	852.96	1.06	35.06	1	15	CV	15.7	201.63	CV

Voile 2 (L = 4.60 m ; a = 15cm)

Tableau V.31. Vérification à l'ELS de voile.

nivaux	L (m)	Combinaison	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
5ème 4ème	4.60	G+Q	368.66	162.60	31.67	0.8	15	CV	12.5	201.63	CV
3ème 2ème 1^{er}	4.60	G+Q	826.31	173.39	31.67	1.4	15	CV	23.2	201.63	CV
RDC	4.60	G+Q	797.08	101.98	31.67	1.3	15	CV	20.8	201.63	CV

Voile 3 (L = 2.81 m ; a = 15cm)

Tableau V.32. Vérification à l'ELS de voile.

nivaux	L (m)	Combinaison	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_{chiosir}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
5ème 4ème	2.81	G+Q	237.09	43.47	11.31	0.8	15	CV	-	201.63	-
3ème 2ème 1^{er}	2.81	G+Q	551.28	32.04	11.31	1.6	15	CV	-	201.63	-
RDC	2.81	G+Q	597.49	98.45	11.31	2.1	15	CV	-	201.63	-

Voile 4 (L = 2.40 m ; a = 15cm)

Tableau V.33. Vérification à l'ELS de voile.

nivaux	L (m)	Combinaison	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_{chiosir}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
5ème 4ème	2.40	G+Q	413.08	9.39	9.05	1.3	15	CV	-	201.63	-
3ème 2ème 1^{er}	2.40	G+Q	948.80	3.65	9.05	3	15	CV	-	201.63	-
RDC	2.40	G+Q	1021.56	6.43	9.05	3.3	15	CV	-	201.63	-

Voile 5(L = 1.62m ; a = 15cm)

Tableau V.34. Vérification à l'ELS de voile.

nivaux	L (m)	Combinaison	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
5ème 4ème	1.62	G+Q	330.23	18.05	6.79	2	15	CV	29.7	201.63	CV
3ème 2ème 1^{er}	1.62	G+Q	312.60	23.95	6.79	2.1	15	CV	31.6	201.63	CV
RDC	1.62	G+Q	136.51	28.65	6.79	1.3	15	CV	19.6	201.63	CV

V.4.4.3.2. Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible **:**

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v \leq \min\begin{cases} 1.5 \times 15 = 22.5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases} \qquad \text{En prendre } S_v = 15\text{cm}$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants**:**

St = 15 cm …. (En zone courante).

St = 7.5 cm en prendre St = 10 …..(En zone d'extrémité du voile).

V.4.4.3.3. Armatures horizontales :

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre L'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures Verticales.

V.4.4.4. Vérification des voiles a l'effort tranchant :

V.4.4.4.1. Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0 \ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2 \ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$.

Tableau V.35. Vérification des voiles à l'effort tranchant.

L(m)	e_p(cm)	V(KN)	$1.4V_u$	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
5.25	15	1313.33	1838.66	2.33	5	CV
4.60	15	1005.54	1407.75	2.04	5	CV
2.81	15	340	476	1.12	5	CV
2.40	15	253.54	354.95	1.09	5	CV
1.62	15	197.78	276.89	1.26	5	CV

Tableau V.36. Détermination des armatures horizontales.

L(m)	ep(m)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	$A_h$choisie (cm^2)
		RPA	CBA		
5.25	15	22.5	40	15	2× (18HA10) = 14.14
4.60	15	22.5	40	15	2× (19HA10)=14.92
2.81	15	22.5	40	15	2× (18HA10) = 14.14
2.40	15	22.5	40	15	2× (19HA10) = 14.92
1.62	15	22.5	40	15	2× (18HA10) = 14.14

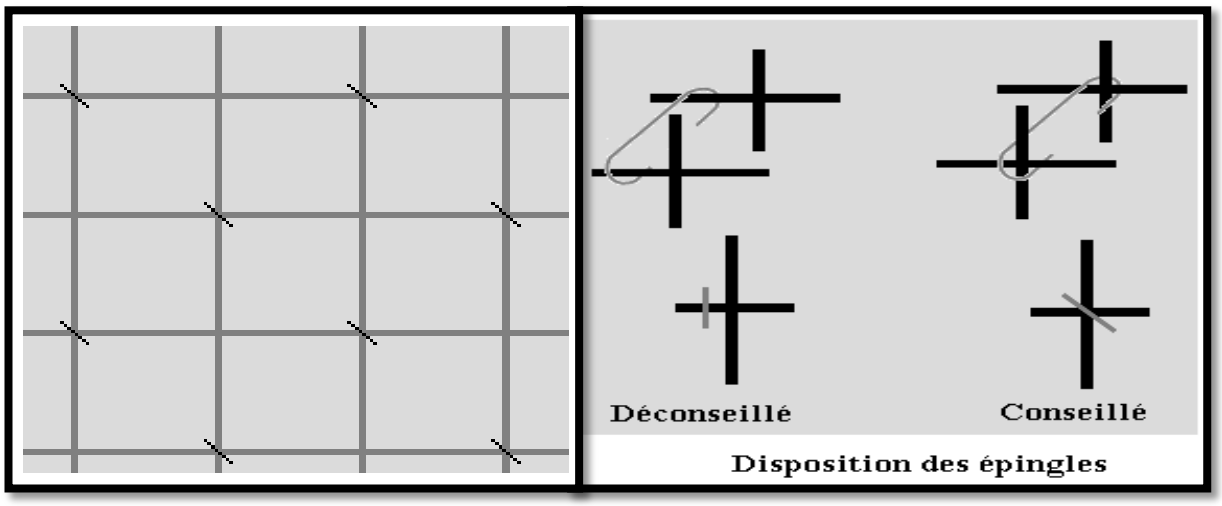


Figure V.17. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

V.4.5. Les Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les Règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

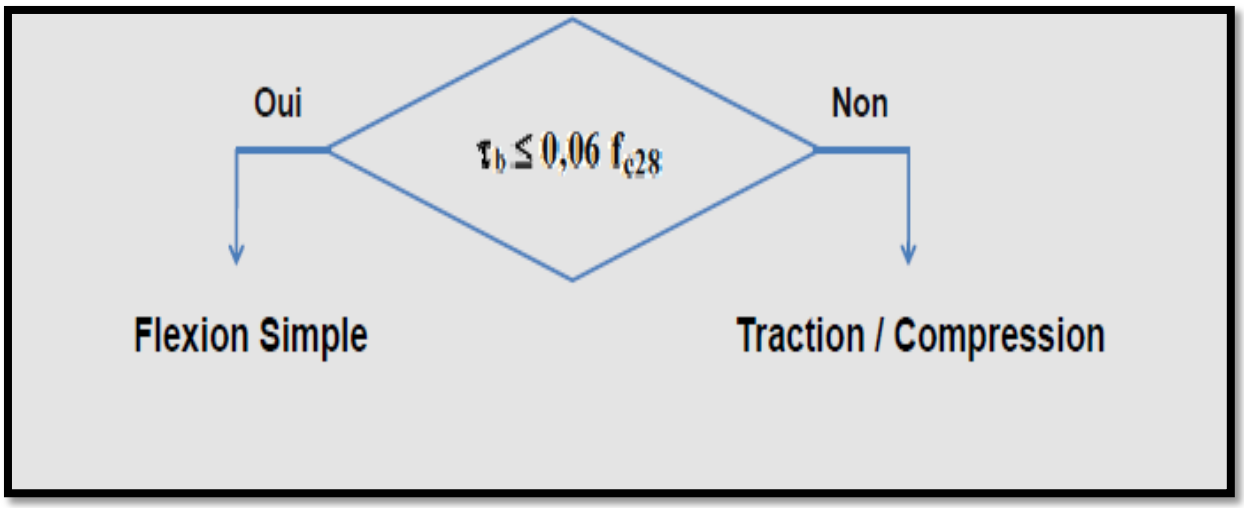


Figure V.18. Le ferraillage du linteau.

V.4.5.1. Recommandations réglementaires:

V.4.5.1.1. Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

V.4.5.1.2. Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$

Où **:**

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec **:** $\bar{V} = 1.4$ V

b_0: Épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d = 0.9×h.

Vu: effort tranchant ultime.

V.4.5.2. Ferraillage des linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.

On devra disposer **:**

- des aciers longitudinaux de flexion: Al
- des aciers transversaux: At
- des aciers en partie courante (acier de peau): Ac

Premier cas: $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$ **(RPA99 Art 7.7.3.1):**

V.4.5.2.1. Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule **:**

$A_t \geq \frac{M}{z \times f_e}$

Avec Z= h-2d'

M: moment du à l'effort tranchant **:** $\bar{V} = 1.4$ V

h: hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

V.4.5.2.2. Aciers transversaux:

Premier sous cas: linteau long ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

On a : St : Espacement entre les armatures transversales.

A_t: Section d'armatures transversales.
L: portée du linteau.
Z = h – 2 d'

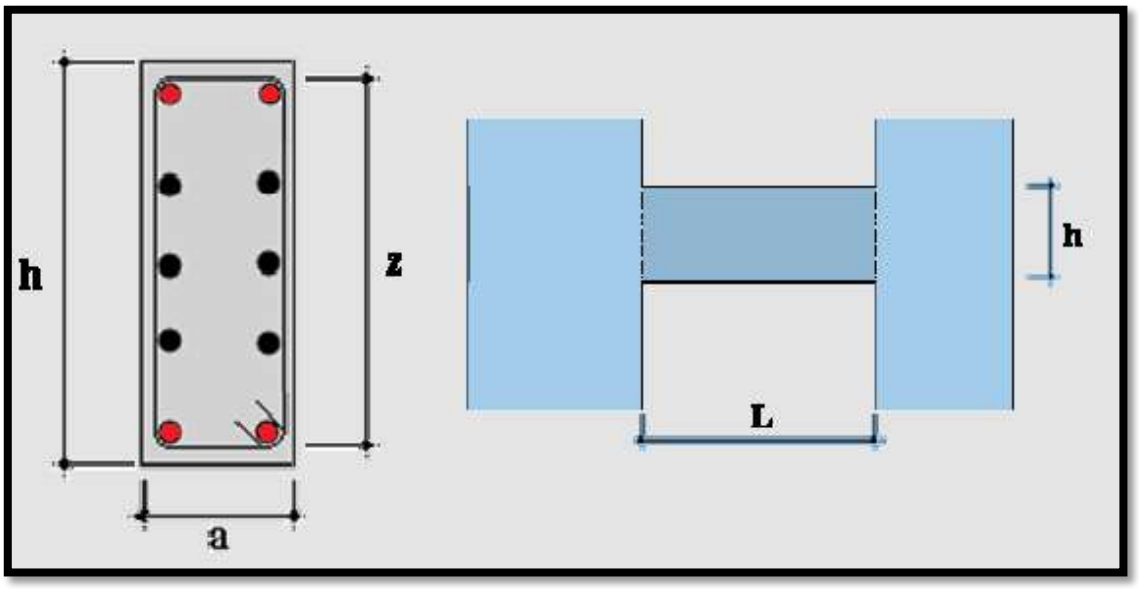


Figure V.19. Linteau long.

Deuxième sous cas: linteau courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

On doit avoir **:**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{\bar{V} + A_t \times f_e}$$

V = min (V1, V2).

$V2 = 2\times Vu_{calcul}$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

Avec Mci et Mcj moments « résistants ultimes »des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée Lij et calculés par **:**

$Mc = A_l \times f_e \times Z$

Avec z = h - 2d'

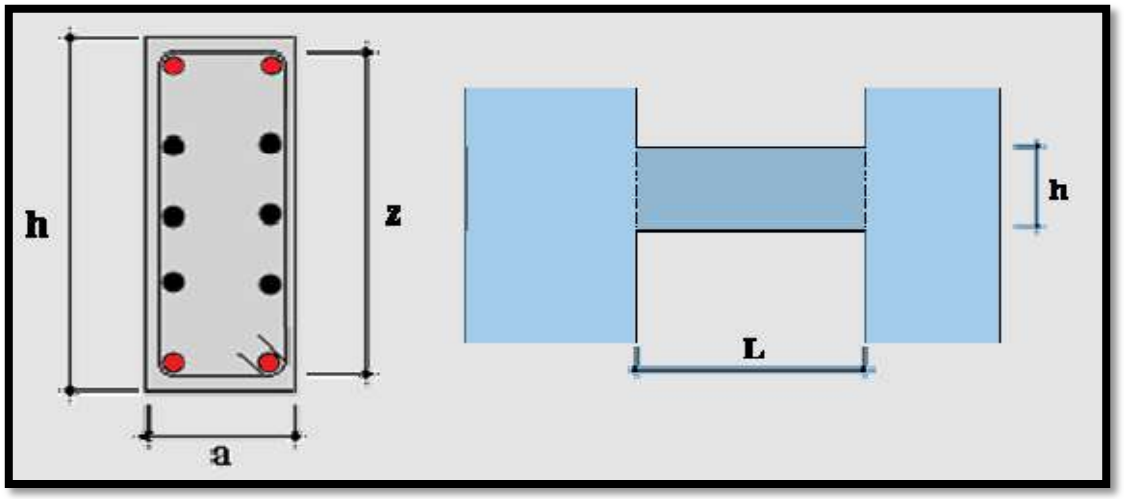


Figure V.20. Linteau courts.

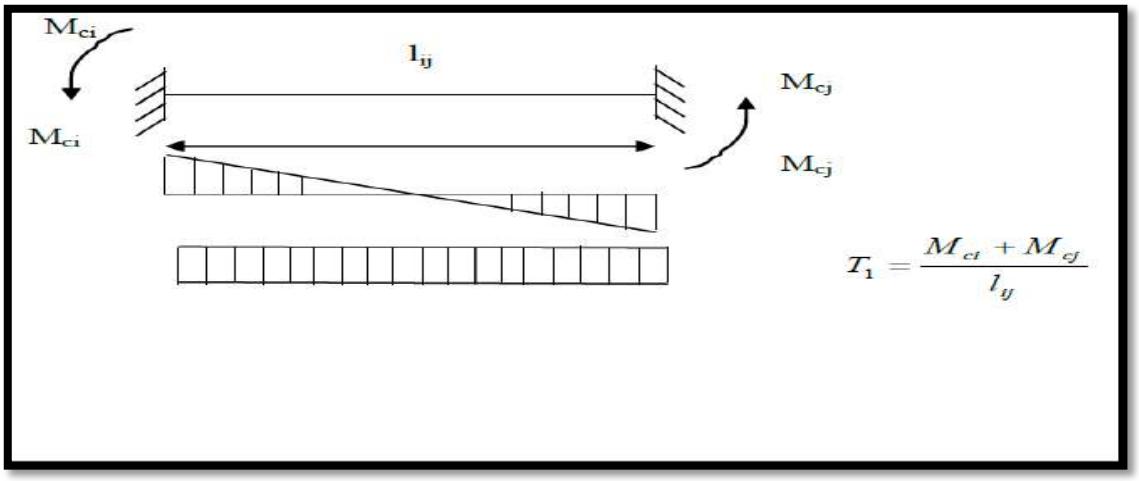


Figure V.21. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée L_{ij} .

Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$ **(RPA99 Art 7.7.3.2):**

- Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (Supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de Peau) suivant les minimum réglementaires.
- Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de Compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures Diagonales A_d à disposer obligatoirement.
- Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule**:**

$$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

Avec : $\frac{h-2d}{L}$ V = V calcul (sans majoration).

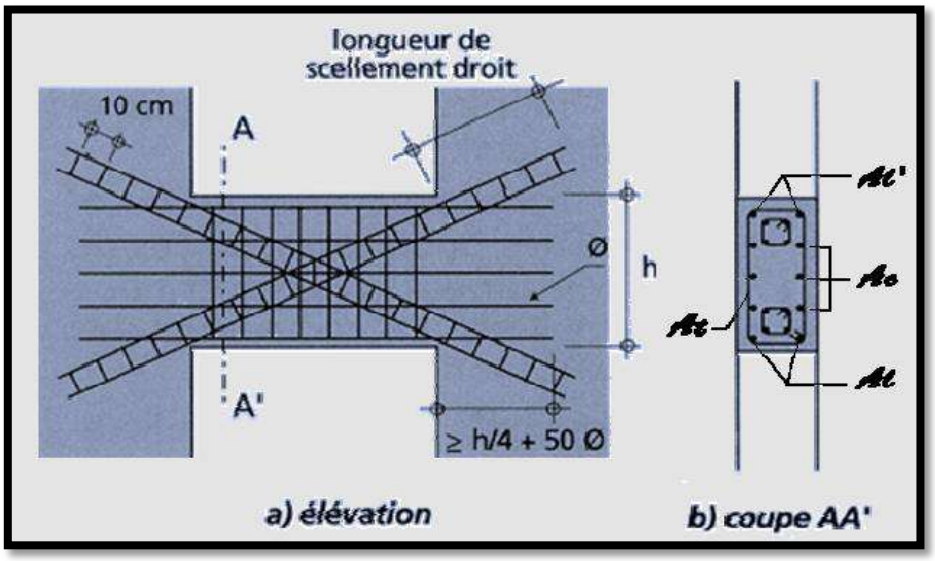


Figure V.22. Armatures de linteaux.

V.4.5.2.3. Ferraillage minimal :(RPA99 Art 7.7.3.3):

- Armatures longitudinales **:**

  $(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times b \times h$ (0, 15%)

- Armatures transversales **:**

  Pour $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$ **:**

  $A_t \geq 0,0015 \times b \times S$ (0, 15%)

  Pour $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$:

  $A_t > 0,0025 \times b \times S$ (0, 25%)

- Armatures de peau **:**

  $A_c \geq 0,002 \times b \times h$ (0, 20 %)

  A_c (2 nappes) doivent être au

  Total d'un minimum égal à 0.20%.

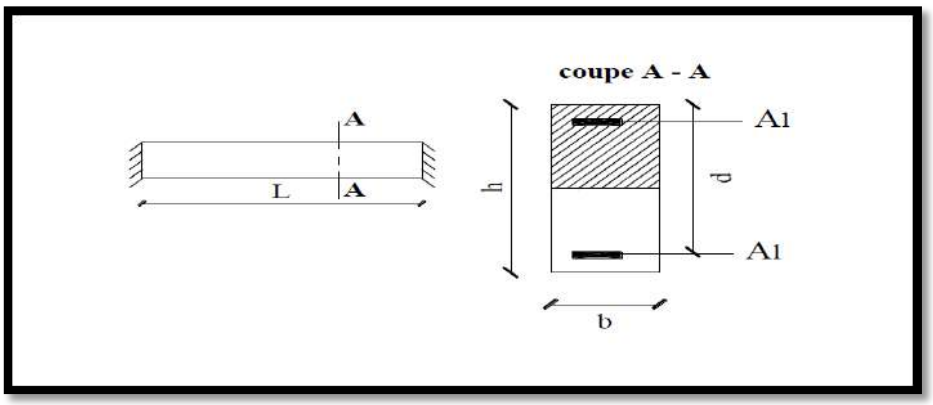


Figure V.23. Section du linteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant **:**

V.4.5.2.4. Armatures des linteaux:

Voiles avec ouverture 01 :(L=3.35m)

Tableau V.37. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

Niveau	voile	e (m)	h (m)	L (m)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
$4^{ème}$ et $5^{ème}$	V_1	0.15	1.86	1.20	111.13	0.62	38.93	Flexion simple
1^{er} et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	V_1	0.15	1.86	1.20	328.88	1.83	179.73	Traction/compression
RDC	V_1	0.15	1.86	1.20	396. 50	2.21	229.93	Traction/compression

Tableau V.38. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des Linteaux.

Niveau	Acalculer (cm²)				S (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	Ap		Ad	Al	At	Ap
$4^{ème}$ et $5^{ème}$	5.90	4.19	0.56	5.58	15	8HA12=9.05	8HA12=9.05	2HA8=1.01	5HA12=5.65
1^{er} et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	4.89	4.19	0.56	5.58	15	8HA12=05	8HA12=9.05	2HA8=1.01	5HA12=5.65
RDC	-	0.75	1.58	-	15	-	4HA10=3.14	4HA8=2.01	-

Voiles avec ouverture 02 : L= 2.40 m

Tableau V.39. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

Niveau	voile	E (m)	h (m)	L (m)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
$4^{ème}$ et $5^{ème}$	V_2	15	1.66	1.20	183.97	1.15	95.86	Flexion simple
1^{er} et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	V_2	15	1.66	1.20	364.33	2.28	211.24	Traction/compression
RDC	V2	15	1.66	1.20	391.45	2.45	268.69	Traction/compression

Tableau V.40. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des Linteaux.

Niveau	A calculé (cm²)				St(cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	Ap		Ad	Al	At	Ap
4ème et 5ème	6.04	3.74	0.56	4.98	15	8HA12=9.05	8HA12=9.05	2HA8=1.01	5HA12=5.65
1er et 2ème et 3ème	6.04	3.74	0.56	4.98	15	8HA12=9.05	8HA12=9.05	2HA8=1.01	5HA12=565
RDC	-	2.08	1.58	-	15	-	4HA10=3.14	4HA8=2.01	-

Voiles avec ouverture 03 : L = 3.00 m

Tableau V.41. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

Niveau	voile	E (m)	h (m)	L (m)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
$4^{ème}$ et $5^{ème}$	V3	15	1.86	1.20	95.99	0.54	2.64	Flexion simple
1^{er} et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	V3	15	1.86	1.20	229.32	1.28	2.38	Flexion simple
RDC	V3	15	1.86	1.20	250.80	1.40	2.08	Flexion simple

Tableau V.42. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des Linteaux.

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	Ap		Ad	Al	At.	Ap
4ème et 5ème	-	0.05	1.58	-	15	-	4HA10=3.14	4HA8=2.01	-
1er et 2ème et 3ème	-	0.05	1.58	-	15	-	4HA10=3.14	4HA8=2.01	-
RDC	-	0.04	1.58	-	15	-	4HA10=3.14	4HA8=2.01	-

V.4.5.2.5. Conclusion :

D ans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le Ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais Cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez Important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI

Etude de l’infrastructure

VI.1.Introduction:

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes **:**

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- L'importance des charges
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

VI.2.Choix du type de fondation :

En absence du rapport géotechnique et pour étudier l'infrastructure nous prias une contrainte de σ_s=2.0 bars *á* 2.0 m de profondeur *á* partir de niveau sous sol.
Et des voiles porteurs on aura donc les possibilités suivant **:**

- Semelle isolée.
- Semelle filantes.
- Radier.

VI.2.1.Semelle isolée:

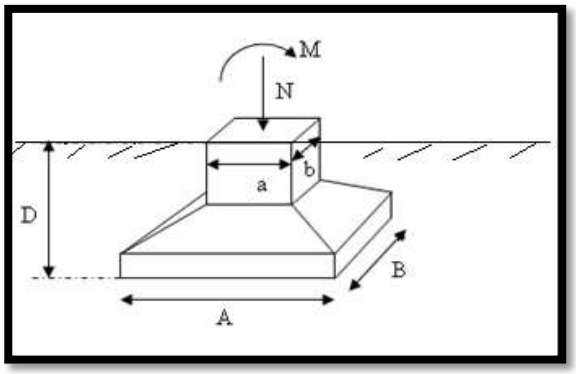


Figure VI 1**:** Semelle isolée.

$S=A\times B=\frac{Nser}{\sigma sol}$, $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\Rightarrow A=\frac{a}{b}\times B$, $B=\sqrt{\frac{Nser\times b}{\sigma_{sol}\times a}}$, $h\geq\frac{B-b}{4}+c$

$L\geq\frac{1.5(B+B')}{2}$

σ_{sol} = 0.2 MPa, a= b = 50 cm, c = 3 cm.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI 1 : Dimensionnement des semelles isolées.

Semelle	N_{ser} (kN)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	e (m)
S1	1021.97	2.5	2.26	2.8	2.8	70	0.65	0.03
S2	1059.26	2.5	2.26	2.8	2.8	0.7	0.65	0.03
S3	1061.37	2.5	2.26	2.8	2.8	0.7	0.65	0.03
S4	1065.16	2.5	2.26	2.8	2.8	0.7	0.65	0.03
S5	1066.99	2.5	2.26	2.8	2.8	0.7	0.65	0.03

Remarque:

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des déférents chevauchements dus aux dimensions de ces derniers

Ces résultats nous amène don ont opté des semelles filantes.

VI.3.Semelle filante sous voiles et poteaux :

VI.3.1.Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} = 0.2 Mpa (donnée par le rapport du sol).

$$\sigma_{semelle} = \frac{\sum N_{ser}}{S}$$

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \qquad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \qquad h = d+c$$

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculer la longueur élastique des semelles comme suit :

I : inertie de la semelle

E : module d'élasticité du béton

B : largeur de la semelle

K : coefficient de raideur du sol

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}}$$

Si $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si $L > \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition identique a celle d'une poutre sur appuis élastique.

VI.3.2.Disposition des semelles filantes :

Copte tenu des portées des poutres et des longueurs des voiles, nous nous trouvons face à deux types de semelles filantes, la figure suivante montre leur disposition :

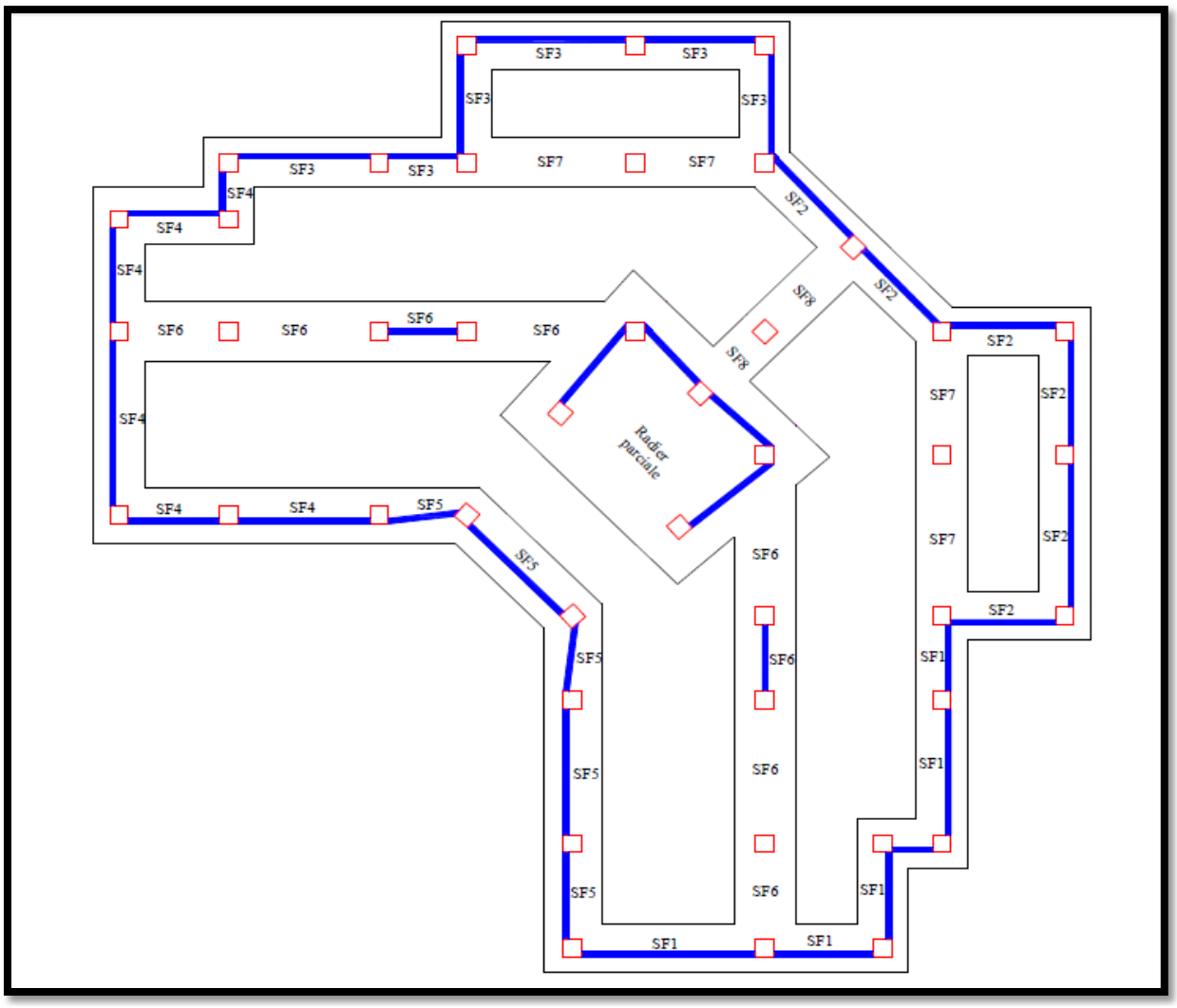


Figure VI 2 : Disposition des semelles filantes.

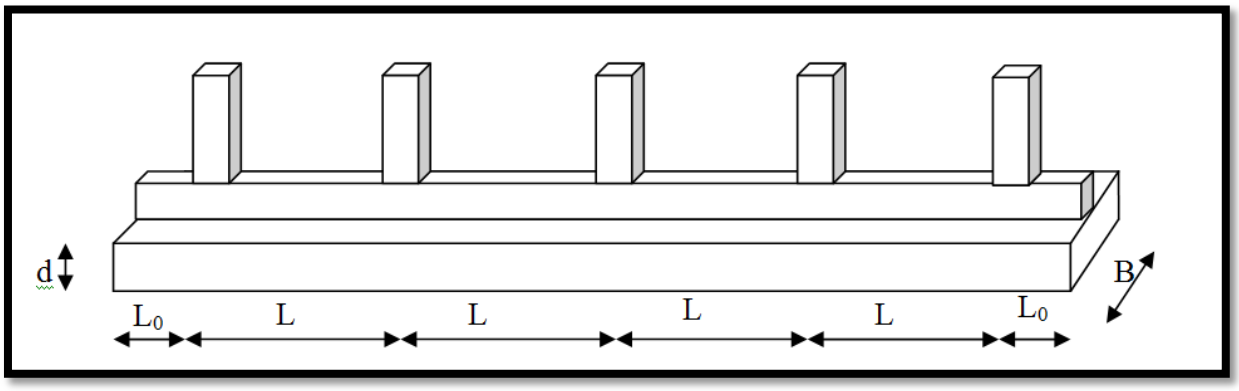


Figure VI 3 : Semelle filante sous poteaux.

VI.3.3.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

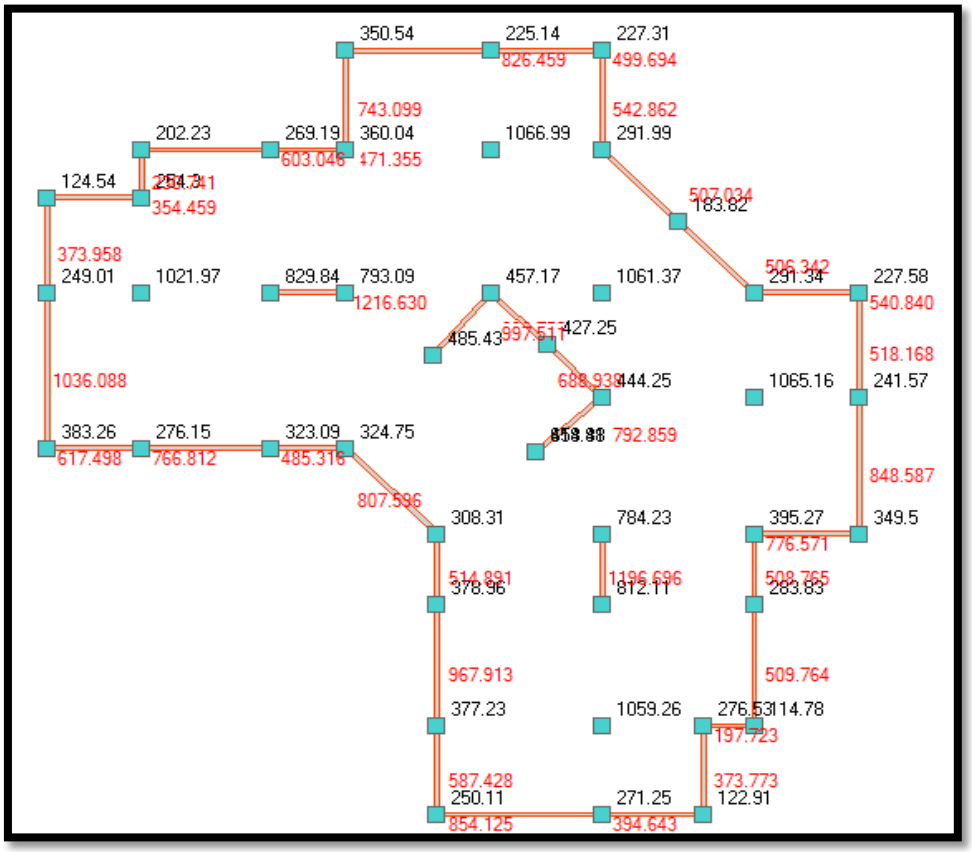


Figure VI 4 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} = 0.2 MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma_{semelle} = \frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ \ poteau} + P_{amorces\ \ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VI 2 **:** Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux.

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	N_{ser} /ml (kN/ml)	B_{calcul} (m)	$B_{choisir}$ (m)	h_{calcul} (m)	$h_{choisir}$ (m)	$\sigma_{semelle}$	σ_{sol}	$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$
SF1	21.40	4230.78	197.70	0.99	1.20	0.21	0.30	0.183	0.200	CV
SF2	24.54	5334.98	217.40	1.09	1.20	0.21	0.30	0.198	0.200	CV
SF3	22.20	5365.84	241.70	1.09	1.20	0.21	0.30	0.199	0.200	CV
SF4	22.18	4767.1	214.93	1.11	1.30	0.23	0.30	0.188	0.200	CV
SF5	17.88	5038.99	281.82	1.41	1.60	0.31	0.35	0.196	0.200	CV
SF6	14.60	4214.62	288.67	1.45	1.70	0.33	0.35	0.192	0.200	CV
SF7	8.63	1393.00	161.41	0.81	1	0.15	0.30	0.191	0.200	CV
SF8	6.41	1365.90	213.09	1.05	1.40	0.26	0.30	0.890	0.200	CV

Remarque: on a uniformisée les dimensions en plan des semelles pour les rais sans suivantes **:**

- Exécution (faciliter la tache à l'entreprise).
- Eviter les erreurs de façonnage des aciers.
- facilité de pose le coffrage.
- La facilité de réalisation.

Alors on adopte la dimension des semelles **:**

Pour : SF1, SF2, SF3, SF4, SF7, SF8 B_{adopte} =1.40m.

Pour : SF5 B_{adopte} =1.60m.

Pour : SF6 B_{adopte} =1.70m.

VI.3.4.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU :

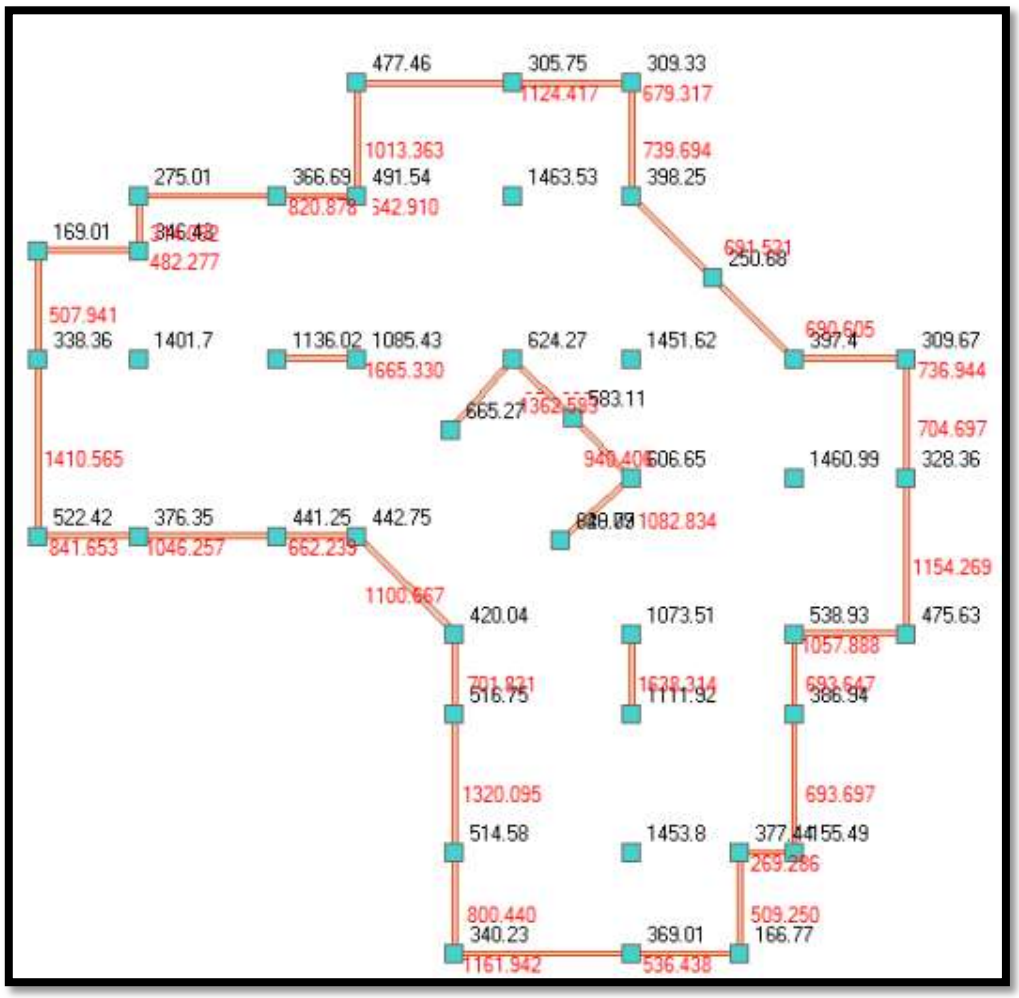


Figure VI 5: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

VI.4.Ferraillage des semelles :

VI.4.1.Armatures principale des semelles filantes :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$F=\frac{N(B-b)}{8d}$, $F=A\times\overline{\sigma_s}$ => $A=\frac{F}{\overline{\sigma_s}}$ => $A=\frac{N(B-b)}{8\times d\times\overline{\sigma_s}}$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. A=Max [A_{ELU} et A_{ELs}].

Tableau VI 3 : Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L(m)	N_{ult} (KN)	N_{ser} (KN)	N_u/ml (KN/ml)	N_{ser}/ml (KN/ml)	$A_{ult}(cm^2)$	A_{ser} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP
SFSV1	21.40	5759.42	4230.78	269.132	197.70	3.98	5.03	5.03	7HA12=7.92	15
SFSV2	24.54	7266.254	5334.98	296.098	217.40	4.37	5.53	5.53	7HA12=7.92	15
SFSV3	22.20	7307.979	5365.84	329.188	241.70	4.86	6.15	6.15	7HA12=7.92	15
SFSV4	22.18	6713.485	4767.1	302.681	214.93	4.34	5.31	5.31	7HA12=7.92	15
SFSV5	17.88	6870.132	5038.99	384.235	281.82	5.62	7.10	7.10	7HA12=7.92	15
SFSP6	14.60	6081.93	4214.62	416.570	288.67	5.98	7.14	7.14	7HA12=7.92	15
SFSP7	8.63	2397.32	1393.00	277.789	161.41	3.99	3.99	3.99	7HA12=7.92	15
SFSP8	6.41	1868.51	1365.90	291.500	213.09	4.18	5.27	5.27	7HA12=7.92	15

VI.4.2.Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition .

Tableau VI 4 : l'armature de répartition.

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép}$ choisie (cm^2)	Esp (cm)
SF1	2.37	8HA12 = 9.05	15
SF2	2.37	8HA12 = 9.05	15
SF3	2.37	8HA12 = 9.05	15
SF4	2.57	9HA12 = 10.18	15
SF5	3.17	11HA12 = 12.44	15
SF6	3.37	12HA12=13.57	15
SF7	1.98	7HA12 =7.92	15
SF8	2.77	10HA12 = 11.31	15

$A_{rép} = \frac{A \times B}{4}$; B en [m] , A et $A_{rép}$ en [cm^2]

VI.4.3.Vérification des longueurs de scellement L_s :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " ls " avec la largeur de la semelle " B ".

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence : τ_s=2.8 MPa

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$L_s > \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} < L_s \leq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe ou rectiligne.

$L_s \leq \frac{B}{8}$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur

De 0.71B. Ou alterner des barres de longueur 0.86B

Tableau VI 5 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ø(mm)	Ls (cm)	$\frac{B}{4}$(m)	Ls> $\frac{B}{4}$	Ancrage
SF1	12	42.85	30	Cv	Courbe
SF2	12	42.85	30	cv	Courbe
SF3	12	42.85	30	cv	Courbe
SF4	12	42.85	32.5	Cv	Courbe
SF5	12	42.85	40	Cv	Courbe
SF6	12	42.85	42.5	Cv	Courbe
SF7	12	42.85	25	Cv	Courbe
SF8	12	42.85	35	Cv	Courbe

Conclusion :

Pour touts les semelles, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135°.

VI.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier pour chaque semelle sa stabilité au reversement, et pour cella on doit vérifier que l'inégalité suivante est vérifiée :

$$e=\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Les résultats des vérifications obtenus sont donnés dans le tableau suivant :
On prendre les semelles filante sous poteau (SFP6, SFP7, SFP8).

Tableau VI.6 Vérification des semelles au renversement.

Semelle	Nu [Kn]	Mu [Kn.m]	e [m]	$\frac{B}{4}$ [m]	condition
SFP6	3839.065	12.97	0.0034	0.425	CV
SFP7	1825.485	12.34	0.0068	0.35	CV
SFP8	1710.365	11.68	0.0068	0.35	CV

A partir de ce résultat, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.5.Semelles filantes sous deux poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la Poutre de libage.

La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal Provenant du poteau.

La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant Du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.5.1.Ferraillage des poutres de libage :

VI.5.1.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant **:**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \quad \text{Et} \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$= 32164.19MPa).

L_{max} : La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3). (Pour un sol moyen σ_s= 0.2 Mpa)

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b \times h^3}{12}$

h_p: La hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \times K \times {L_{max}}^4}{E}}$

Les poutres de libage (PL1, PL2) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF6 et SF7, SF8) respectivement.

Tableau VI 7 : Dimensionnement du poutre de libage.

Pouter de libage	b(m)	L_{max} (m)	h(m)	I(m^4)	$\pi/2 \times l_e$	$L_{max} \leq \pi/2 \times l_e$
PL1	0.5	4.60	0.8	0.021	9.18	cv
PL2	0.5	3.42	0.8	0.021	9.18	cv

Alors on a des poutres de libage de 50x80, noyée dans la semelle. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{L} (KN/m^2)$$

Avec :

$\sum N_i$:La somme des efforts normaux.

L : la longueur totale de la semelle.

Les valeurs de « q » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI 8 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes.

Semelle	$\sum N_i$ (ELU)(KN)	$\sum N_i$ (ELS)(KN)	L(m)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF6 et SF7	4658.19	3434.48	14.60	319.054	235.238
SF8	2288.75	1787.14	6.41	357.059	278.804

VI.5.1.2.Calcul des moments :

On utilise la méthode de Caquot.

$M_a = -\frac{q(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$ Et $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

a)En appuis :

À l'ELU: $M_a = -\frac{q_{elu}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$

À l'ELS : $M_a = -\frac{q_{ser}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$

b) En travées :

À l'ELU: $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

À l'ELS : $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Tableau VI 9: Détermination des moments de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	580.23	290.11	432.43	216.22
PL2	356.38	167.88	280.11	131.48

VI.5.1.3.Armatures longitudinales :

VI.5.1.3.1.Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\Phi}{2}$ Et $c = c' = h - d$

$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b} \times b \times d^2}$ $\mu \leq \mu_l = 0.392$ alors : $A' = 0$ $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$ (cm^2)

Tableau VI 10 : Les résultats du calcul des armatures à l'ELU.

élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)	Vérification
PL1	Travée	290.11	77.5	11.2	4	20	4HA16+CH 4HA14=14.20	cv
	appui	580.23	77.5	23.2			8HA16+CH 4HA16=24.13	cv
PL2	Travée	167.28	77.5	7.3	4	20	4HA12+CH 4HA12=9.05	cv
	appui	356.38	77.5	16.1			8HA14+CH 4HA14=18.47	cv

VI.5.1.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6\times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPA$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63$ Mpa

Tableau VI 11 : vérification des contraintes la poutre de libage de SFP(1,2) à l'ELS.

Elément		Ault (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_b(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	30.28	216.22	4.3	105.5	cv	cv
	Appui	32.17	432.43	8.5	199.3	cv	cv
PL2	Travée	21.36	131.48	3	89.3	cv	cv
	Appui	23	280.11	6.2	177.4	cv	cv

VI.5.1.3.3.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u = T\ (KN)}{b_0 \times d} \quad \text{et} \quad \overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] = 2.5\ \text{Mpa}$$ **:** Fissuration Préjudiciable

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{et} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Tableau VI 12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage.

Elément	V_u(KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PL1	756.82	1.95	2.5	Condition vérifiée
PL2	625.244	1.61	2.5	Condition vérifiée

VI.5.1.3.4.Le calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes **:**

$\emptyset_t \leq$ Min [h/35; b/10 ; $\emptyset_l$] **selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ :**

$\emptyset_t \leq$ Min [22.85; 50 ; 12] $\quad \emptyset_t \leq 12$ mm $\quad$ on prendre $\emptyset_t = 10$mm

$A_t = \frac{\pi \times \emptyset_t^2}{4} = 78.5\ mm^2$

$A_t = a_t \times n_t$ avec (n = 4).

$A_t = 314\ mm^2$, $A_t = 4HA8 = 3.14\ cm^2$

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant **:**

Tableau VI 13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		CBA 93		RPA 99			$\mathbf{A_t}$ choisi et $\mathbf{S_t}$choisir		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	$\mathbf{A_t}$ (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$\mathbf{A_t}$ (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$\mathbf{A_t}$ choisie (cm^2)
PL1 (50×80)	1.95	40	3.40	14.4	40	2.16	10	15	4HA10 =3.14
PL2 (50×80)	1.61	40	3.40	14.4	40	2.16	10	15	4HA10 =3.14

VI.5.1.3.5.Armatures de peau : ►► selon CBA93 A.7.3◄◄ :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 70cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois $3cm^2/ml$ posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre. $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\ cm^2$.

Donc on adopte 2HA14 = 3.08cm²

VI.5.1.3.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes **:**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau VI 14: Vérification de la flèche du poutre de libage.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PL1 (50×80)	0.17	0.0625	CV	0.17	0.034	CV	0.0036	0.0105	CV
PL2 (50×80)	0.23	0.0625	CV	0.23	0.032	CV	0.0023	0.0105	CV

Pour la section plus défavorable.

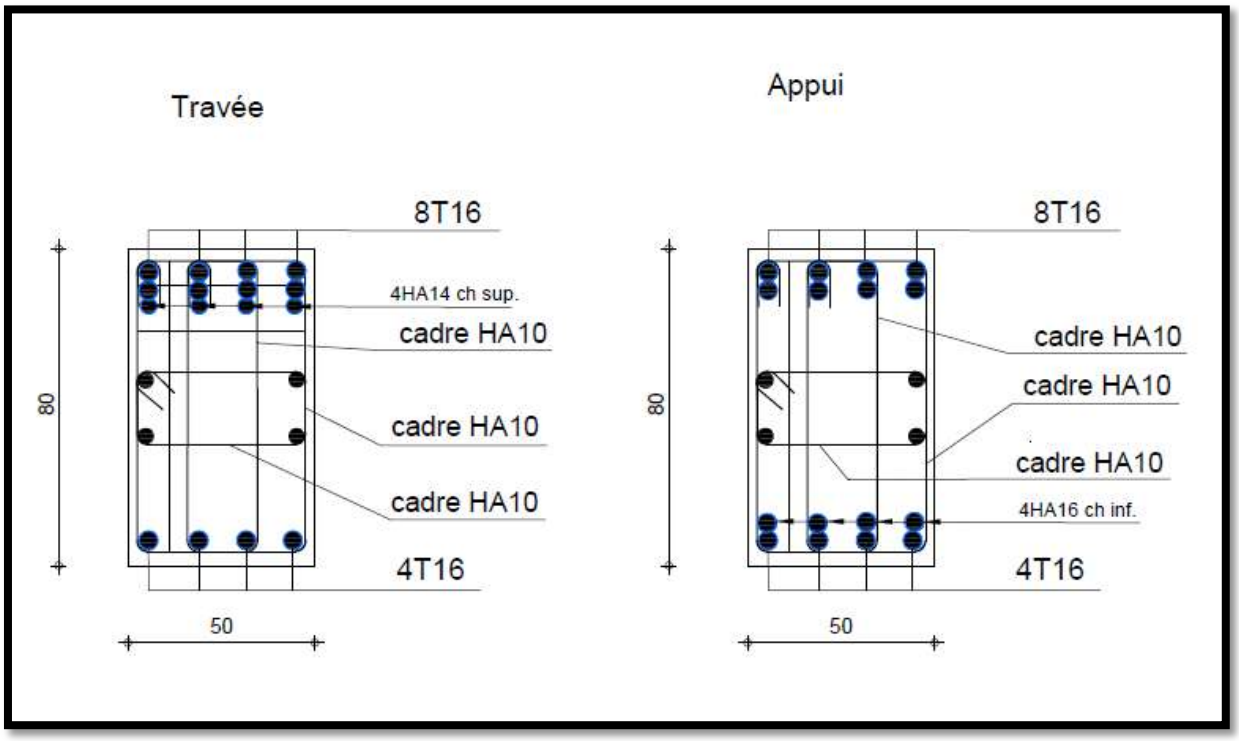


Figure VI. 6 : disposition du ferraillage de la poutre de libage.

VI.6.Le Radier partiel :

Le radier partiel sera muni de nervures reliant les viols et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les viols.

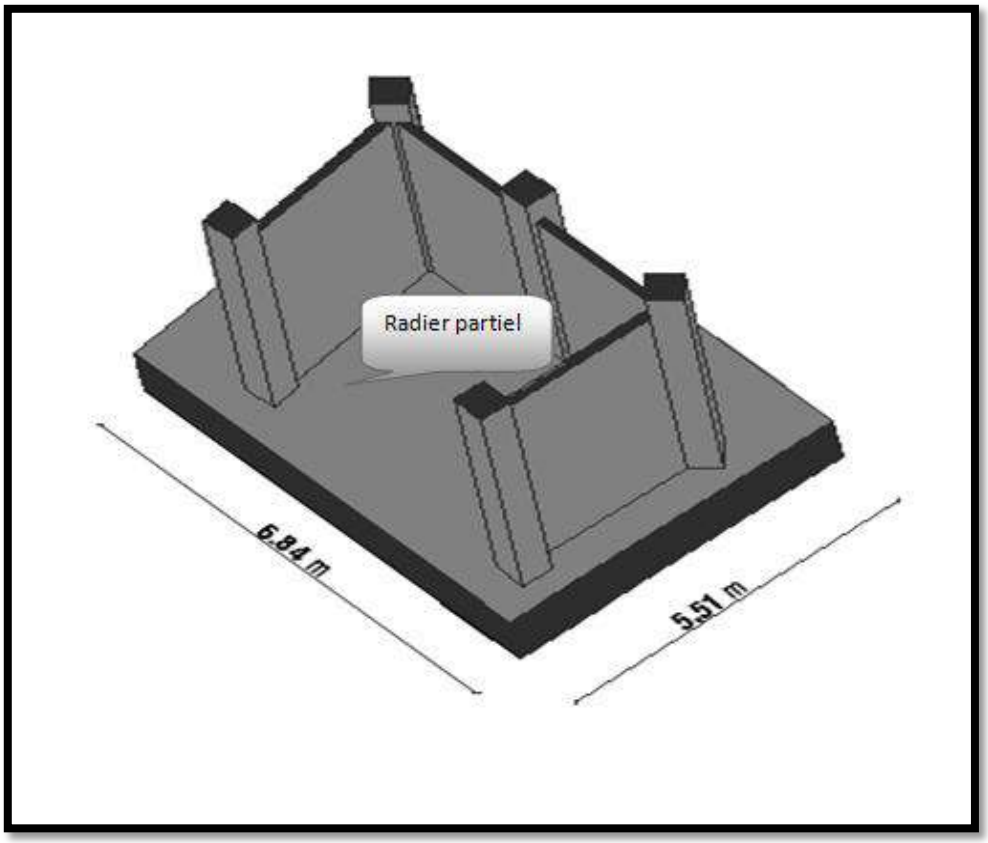


Figure VI 7: Schémas d'un radier partiel.

VI.6.1.Dimensionnement du radier :

La hauteur (h) du radier sera déterminée l'aide de la formule suivante :

$h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec**:**

L_{max}**:** la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500-50}{20} = \frac{450}{20} = 22.5$ cm

On adopter**:** h = 65cm.

VI.6.1.2.Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport **:** $0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1$

On a:

$\rho = \frac{3.11}{5.00} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaillant les deux directions.

VI.6.1.3.Vérification des contraintes dans le sol :

$N_{t\,ser}$ = P semelle + P A. Poteau + P remblai + ΣN sera

$N_{t\,ser}$ = 643,5 + 328,125 + 760,914 + 4880,812 = 6613,351 KN.

On doit vérifier la contrainte du sol.

$\sigma_{radier} = \frac{N_{t\,ser}}{S_t} = \frac{6613.351}{39.60} = 0.167$ Mpa

$\sigma_{radier} \leq \sigma_{adm}$

$0.167 \leq 0.2$ ……..CV

VI.6.1.4.Calcul des Charges du radier :

A l'ELS Q_{ser} = 167 KN/m²

A l'ELU $G_{elu} = 1.35\times Q_{ser} = 1.35\times 167 = 225.46$ KN/m²

VI.6.1.4.1. Calcul des moments:

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

VI.6.1.4.2.Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y \end{cases}$

Moment aux appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5\ M_x$

VI.6.1.4.3.Détermination des moments à l'ELU:

$q_{elu} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 577.02$ KN/m

$M_x = \mu_x \times q_{elu} \times l_x^2 = 0.0794 \times 577.02 \times (3.11)^2 = 443.131$ KN.m.

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.3205 \times 443.13 = 142.023$ KN.m.

En travée:

Mtx = 0.75×Mx= 0.75 x 443.13= 332.348 KN.m

Mty = 0.75×My=0.75 x 142.023=106.517 KN.m

Aux appuis:

Max = - 0.5 × Mx = - 0.5 x 443.131 = -221.565 KN.m

May = - 0.5 × Mx = - 0.5 x 443.131 = -221.565 KN.m

VI.6.1.4.4. Détermination des moments à l'ELS:

$q_{ser} = G + Q = 408.87$ KN/m

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0844 \times 408.87 \times (3.11)^2 = 333.770$ KN.m

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.4892 \times 333.770 = 163.280$ KN.m

En travée:

Mtx = 0.75×Mx= 0.75x 333.770 = 250.327 KN.m.

Mty = 0.75×My=0.75 x 163.280 = 122.46 KN.m.

Aux appuis:

Max = - 0.5 Mx = -0.5 x333.770 = - 166.885 KN.m.

May = - 0.5 Mx = -0.5 x333.770 = -166.885 KN.m.

VI.6.1.5.5.Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:

Tableau VI 15: calcul des armatures longitudinales l'ELU du radier partiel.

	sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	332.348	60	16.47	12HA14 =18.47
	Y	106.517	60	5.15	5HA14 =7.70
Appui	X	221.565	60	10.85	8HA14 =12.32
	Y	221.565	60	10.85	8HA14 =12.32

VI.6.1.5.6.Vérification des contraintes à l'ELS:

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6\times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPA}$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63$ Mpa

Tableau VI 16 : Vérification des armatures du radier partiel A l'ELS.

	sens	A_{ult} (cm²)	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_b(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	X	18.47	250.327	4.8	169.9	cv	cv
	Y	7.70	122.46	1.6	19.7	cv	cv
Appui	X	12.32	166.885	3.3	121.6	cv	cv
	Y	12.32	166.885	3.3	121.6	cv	cv

VI.6.1.5.7.Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y \times l_x}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$$

T_x = 684.413 KN.

T_y = 598.177 KN.

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b_0 \times d} = \frac{684.413 \times 10^3}{1000 \times 600} = 1.14 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{c\,28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa} \ldots\ldots\ldots..cv$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.7.Les longrines :

VI.7.1.Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées Juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un Même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans Le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges etSurcharges en un effort de traction.

VI.7.2.Pré dimensionnement :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art10.1.1] ◄◄

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) et (S3), les dimensions minimales de la Section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

On adopt: (b × h) = (30x30) cm².

VI.7.3. Détermination des sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une

Force " F " égale à **:** $\begin{cases} F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \\ F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20 \text{KN} \end{cases}$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELS.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI 17: Valeurs de α.

site	Zone I	Zone II	Zone III
s_2	-	15	12

$$F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1463.53}{12} = 121.96\ KN \geq 20\ KN \ldots\ldots\ldots\ldots . cv$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1066.99}{12} = 88.92KN \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . cv$$

VI.7.4. Calcul du ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales Doivent pouvoir équilibrer la force de traction F **:**

a. Etat limite ultime :

Tableau VI 18 **:** Les données de calcul.

Les armatures longitudinales sont données par **:**

$$A_{ult} = \frac{F_{ult}}{\sigma_s}$$

Où : F_{ult} = 121.96 KN.

Alors: $A_{ult} = \frac{121.96 \times 10^3}{400} = 3.04\ cm^2$

VI.7.5.Recommandation des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ **:**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm ; 15$\emptyset_l$).

Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ :

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{100}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants **:**

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

Tableau VI 19: Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_{ult} (KN)	F_{ult}(KN)	Acalculé (cm^2)	Achoisir (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
30×30	1463.53	121.96	3.04	6HA12=6.79	0.9	5.4	CV

VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} **:**

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc **:**

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{chiosir}}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$; $\overline{\sigma_s} = 201.63$ Mpa

on doit vérifier que **:** $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI 20 : Verification de contrainte à l'ELS des longrines.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F_{ser} (KN)	A choisir (cm^2)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	Vérification
30×30	106.99	88.92	6HA12 = 6.79	201.63	88.92	C.V

VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement:

$\tau_u = \frac{V_u = Tu\ (KN)}{b_0 \times d}$ et $\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$ = 2.5 Mpa : Fissuration Préjudiciable

On doit vérifie : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{7.81\times10^3}{300\times275}$ = 0.0094 Mpa

0.0094 Mpa ≤ 2.5 Mpa ……cv

VI.7.8.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$\emptyset_t \leq$ Min [h/35; b/10 ; $\emptyset_l$] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄

$\emptyset_t \leq$ Min [8.57; 30 ; 12] $\emptyset_t \leq 8.57$ mm on prendre $\emptyset_t$= 8mm

$A_t = \frac{\pi \times \emptyset_t^2}{4}$ = 50.24 mm²

$A_t = a_t \times n_t$ avec (n = 4).

A_t =200.96 mm², A_t = 4HA8=2.01 cm²

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants **:**

Tableau VI 21 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

élément		CBA 93		RPA 99			**A_t** choisi et **S_t**choisi		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)
(30×30)	0.0094	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4HA8=2.01

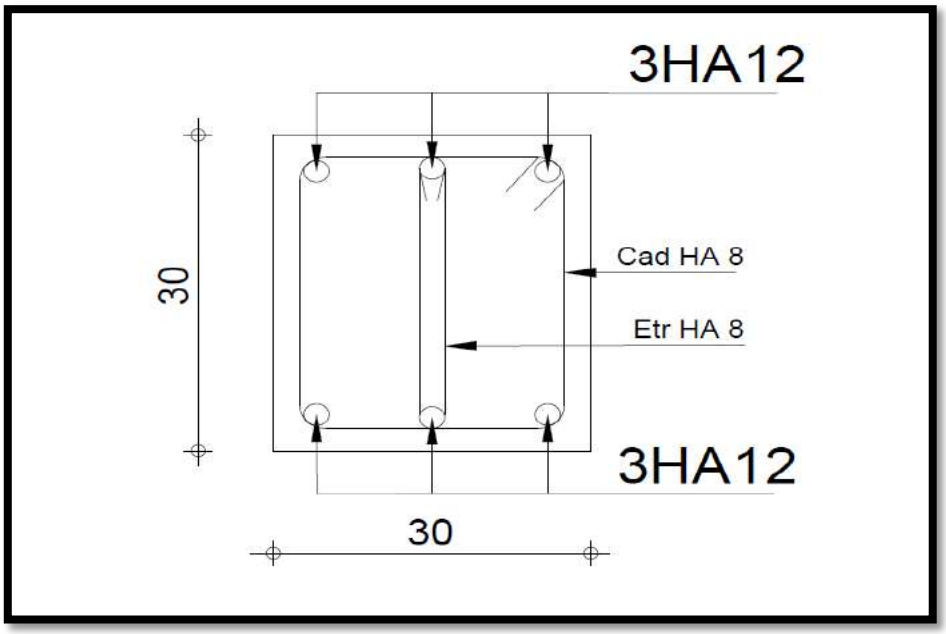


Figure VI 8: Ferraillage des longrines.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires , on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: La sécurité, la fonction, l'économie et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

📖 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 17».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural Detailing 2014.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.