République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie de la matière
Filière :génie civil

Memoire de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme d'Ingenieur d'état en Génie Civil

Option: Constructions et matérieux

Thème

Etude d'un structure à usage administratif (R+5) avec sous sol contrventés par des voiles

Etudié par :

-HAMIDA Walid
- KHIRI Naima

Dirigé par :

- Mr .MANNA Lazazi

promotion 2014

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

J'adresse mes plus sincères remerciements et toute ma gratitude, à :

Monsieur MANNA Lazazi notre promoteur.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MEDEA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire; et en particulier MR BENE ESSA.

DEDICACE

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail :

Aux prunelles de mes yeux : Mes chers parents.

A mon frère

A toute ma famille.

A tout mes amis

A mon promoteur *Mr MENAA*.

WALID.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du coeur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en expriment tant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence

Je dédie ce modeste travail

-A mes chers parents

Merci mes parents pour tous les sacrifices que vous avez pour moi

A Mes frères Ismail, Mohamed

A Mes sœurs Chahira, Amina

A ma sœur Ghania et ses enfants (Cyrine et Mohamed Zakaria) et son mari.

A toute mes familles ans exception.

A mon binôme Walid Hamida

A Mes amies intimes : Amina, Amel, Lamai, aledja

-A tous mes amis : Ratiba,Hamida , khadidja djamila , houria , Naima et Nabila

A mes collègues 2èmes années génie civil sortent Sid Ali et Nasrdine

NAIMA

Sommaire

Remerciements

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Notations

Introduction générale

Chapitre I

I. Introduction

I.1. .Description de l'ouvrage 01

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage 01

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux.....08

I.3.1. Béton..... 08

I.3.2. Béton armé.....09

I.3.3. Acier :.....11

I.4. Principe de calcul du CBA 93.....12

I.4.1. E.L.U de résistance 13

I.4.2. A l'E.L.S :.....14

I.5.Conclusion.....15

Chapitre II

II.1. Introduction 18

II .2. Pré dimensionnement des planchers.....18

II .2.1. Plancher à corps creux 18

II .2.2. Les dalles pleines 19

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 20

II.3.1. Maçonnerie 20

II.3.2. Plancher terrasse 21

II.3.3. Plancher courant 22

II.3.4. Dalle pleine 23

II.4. Pré dimensionnement des poutres:.....25

II.5. Pré dimensionnement des poteaux 27

II.6. Pré dimensionnement des voiles 36

.

Chapitre III

III.1. Calcul de l'acrotère ……38
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations……38
III.1.2. Calcul des efforts……38
III.1.3. Calcul du ferraillage : ……39
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……42
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme……42
III.2. Plancher à corps creux :…… 43
III.2.1. La dalle de compression :……44
III2.2. Les poutrelles :……45

III.3. les escaliers ……61
III.3.1. Introduction ……61
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ……61
III.3.3. Escalier à deux volées……62
III.3.4. Escalier à trois volées……69
III.3.5.Calcul de la poutre palière……80
III.4. Calcul des dalles pleines……83
III.4.1. Définition……83
III.4.2. Méthode de calcul……83
III.4.3. Position des lignes de rupture:……84
III.5. vérification préliminaires de la flèche……88
III.6.1. Introduction :…… 89
III.6.2. Pré dimensionnement ……89
III.6.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation ……89
III.6.4. calcul des sollicitations ……90
III.6.5. Vérification à l'E.L.S ……94
III.6.6. Vérification de la flèche ……95.
III.6.7. Vérification de non poinçonnement ……103

Chapitre IV

IV.1.Introduction ……106
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure ……107
IV.2.1.Centre de masse ……108
IV.2.2.Centre de torsion ……109
IV.2.3.Excentricité ……110
IV.2.3.A.Excentricité statique ……110
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle ……111
IV.2.3.C.Effets de la torsion accidentelle ……112
IV.3.Choix de la méthode de calcul ……113
IV.3.1.Introduction ……113
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……114
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale ……115
IV.3.3.1. Principe ……115
IV.3.3.2.Modélisation ……115
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul ……117
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……118
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……119
IV.4.2.vérification de participation massique ……120
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……122
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement ……123
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……124
IV.4.4.2.Moment de renversement ……127
IV.4.4.3.Moment stabilisant……128
IV.4.5.Vérification des déplacements ……129
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……130
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales ……133

Chapitre V

V.1. Introduction ……132
V.2. Ferraillage des poutres :……132
V.3. Ferraillage des poteaux ……144
V.4. Ferraillage des voiles ……165

Chapitre VI

VI.1. Introduction ……185
VI.1.1.situation du projet :……185
VI.1.2.compagne d'investigation :……185
VI.2. étude des fondations ……186
VI.2.1.fonctions assurées par les fondations :……186
VI.2.2 - Classification des fondations :……187
VI.3. calcul des fondations ……187
VI.4. semelles filantes ……189
VI.5. Les longrines ……205
VI.5.1. Pré dimensionnement ……205
VI.5.2. Sollicitations ……205
VI.5.3. Ferraillage …… 206

Conclusion générale……
Bibliographie……

LISTE DES FIGURES

Figure.I.1. Diagramme contrainte –déformation du béton ..……..5
Figure I.2. Courbe contrainte déformation de l'acier…..……....8
Figure II.1. dimensionnement de plancher à corps creux …..……....8
Figure II.2. Dimensions du corps creux ……....9
Figure II.3. Simple et double cloisons ...……..14
Figure II.4. les murs rideaux…… ...…….....15
Figure II.5. Détail cloisons vitrées avec store …….....20
Figure II.6. Composants d'un plancher terrasse accessible (corps creux) …….....21
Figure II.7. Composants du plancher étage …….....22
Figure II.8. composants de la dalle d'étage…… ……....23
Figure II.9. Composants d'une dalle parking …….....24
Figure II.10. Dimensionnement de la poutre …….....25
Figure II.11. Section réduite du poteau …….....26
Figure III.12. Surface reprise par le poteau le plus sollicité(sous sol ,1er…)…….....27
Figure II.13. Surface reprise par le poteau le plus sollicité RDC……....31
Figure II.14. Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite)..…….....31
Figure III.1. L'acrotère ...…….....32
Figure III.2. Section de B.A à l'ELU ……..33
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère ……..….37
Figure III.4. disposition constructive des armatures de la table de compression ……...…..38
Figure III.5. schématisation de la poutrelle avant coulage ……...39
Figure III.6. Choix de disposition des étaiements ……....43
Figure III.7. Travée avec un seul étai au milieu….. ……49
Figure III.8. Travée avec deux étais espacés de 1.80 m …….....55
Figure IV.9. Travée avec trois étais espacés de 1.3625 m ……..….60
Figure IV.10. Travée avec quatre étais espacés de 1.00... . ……61
Figure IV.3. Voile avec une file d'ouverture (chargement triangulaire)…….....61
Figure IV.4. Coupe d'un voile (type1)……..63
Figure IV.5. Coupe d'un voile (type2)……..63

Figure IV.6. Schéma équivalent du Modélisation de la structure…….66
Figure IV.7. Translation suivant Y (1er mode)……. 70
Figure IV.8. Translation suivant X (2eme mode)……...71
Figure IV.9. Rotation suivant l'axe vertical (3eme mode)……..71
Figure VI.1. Schéma équivalent de Semelle filante sous deux poteaux et voile……..99
Figure VI.2. Semelle filante sous cinq poteaux……..101

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances..... 3
Tableau II.1: Charges permanentes des murs intérieurs..... 6
Tableau II.2: Charges permanentes des murs extérieurs..... 7
Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)..... 7
Tableau II.4: Charges permanentes du plancher courant (corps creux)..... 8
Tableau II.5: Vérification de l'effort tranchant……..11
Tableau III.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère……...14
Tableau III.2: Les efforts sur l'acrotère……15
Tableau III.3: Dimensions et caractéristiques des matériaux……...15
Tableau III.4: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…….21
Tableau III.5: Moments statiques des poutrelles..... 22
Tableau III.6: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S..... 22
Tableau III.7: Moments en appuis et en travées des poutrelles..... 24
Tableau.III.8: Moments aux appuis et en travées des poutrelles..... 25
Tableau.III.9. Efforts tranchants des poutrelles..... 26
Tableau.III.10: Valeur de la flèche..... 30
Tableau.III.11: Moments en appuis des poutrelles..... 31
Tableau.III.12: Evaluation des moments en travées..... 31
Tableau.III.13: Moments aux appuis des poutrelles..... 31
Tableau.III.14: Moments en travées des poutrelles..... 32
Tableau III.15: Efforts tranchants des poutrelles..... 33
Tableau III.16: Valeur de la flèche des poutrelles..... 36
Tableau.III.17: Evaluation des charges permanente..... 38
Tableau III.18: Travail externe..... 39
Tableau III.19: Travail interne..... 39
Tableau.III.20: Ferraillage de la dalle pleine..... 41
Tableau.III.21. Valeurs des contraintes à l'E.L.S..... 42
Tableau III.22: Charges permanentes du palier de repos de l'escalier..... 44
Tableau III.23: Charges permanentes de la paillasse de l'escalier..... 44

Tableau III.24: Combinaison des charges de l'escalier 44
Tableau III.25: Récapitulation des résultats 46
Tableau III.26: valeur de la flèche 47
Tableau III.27: Efforts de la poutre palière 49
Tableau III.28: Charges permanentes de l'escalier 52
Tableau III.29: Sollicitations sur l'escalier 52
Tableau III.30: Efforts d'escalier 53
Tableau III.31: Efforts de la poutre palière 55
Tableau IV.1: Coordonnées du centre de masse de la structure 58
Tableau IV.2: Caractéristiques des voiles (type1) 63
Tableau IV.3: Caractéristiques des voiles (type2) 63
Tableau IV.4: Coordonnées du centre de régidité de chaque niveau 66
Tableau IV.5: Excentricité de chaque niveau 66
Tableau IV.6: Masse tortionnelle de chaque niveau 67
Tableau IV.7. Déplacement des noeuds maîtres 68
Tableau IV.8: Périodes et coefficients α_i 69
Tableau IV.9: Facteurs de qualité 73
Tableau IV.10: Poids permanent de chaque niveau 74
Tableau IV.11: Poids d'exploitation de chaque niveau 74
Tableau IV.12: Poids total de chaque niveau 74
Tableau IV.13: Forces sismiques selon la hauteur suivant x 76
Tableau IV.14: Forces sismiques selon la hauteur suivant y 76
Tableau IV.15: Moment de renversement suivant x 77
Tableau IV.16: Moment de renversement suivant y 78
Tableau IV.17: Moment de stabilité suivant x 78
Tableau IV.18: Moment de stabilité suivant y 78
Tableau V.1: Ferraillage des poutres porteuses 82
Tableau V.2: Ferraillage des poutres non porteuses 82
Tableau V.3: Valeurs des contraintes des poutres porteuses à l'E.L.S 83
Tableau V.4: Valeurs des contraintes des poutres non porteuses à l'E.L.S 83
Tableau V.5: Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres porteuses 84
Tableau V.6: Vérification des contraintes de cisaillement des poutres non porteuses 84
Tableau V.7: Vérification de la flèche des poutres porteuses 85
Tableau V.8: Vérification de la flèche des poutres non porteuses 85

Tableau V.9: Les Armatures longitudinaux des poteaux 87
Tableau V.10: Valeurs des contraintes à l' E.L.S 88
Tableau V.11: Valeurs des contraintes limites de cisaillement..... 89
Tableau V.12: Armatures transversales des poteaux..... 89
Tableau V.13: Aciers horizontaux des voiles pleins 94
Tableau V.14: Valeurs des contraintes à l'E.L.S 94
Tableau V.15: Armatures horizontales..... 96
Tableau V.16: Armatures verticales des trumeaux 96
Tableau V.17: Valeurs des contraintes à l'état limite de service 96
Tableau V.18: Armatures horizontales des trumeaux 96
Tableau V.19: Armatures verticales des trumeaux 97
Tableau V.20: Valeurs des contraintes à l'état limite de service 97
Tableau V.21: Armatures horizontales des trumeaux 97
Tableau V.22: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux 97
Tableau V.23: Armatures longitudinales et de peau des linteaux 98
Tableau V.24: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux 98
Tableau V.25: Armature transversales et leur espacement des linteaux……..98
Tableau VI.1: Vérification de la stabilité de la semelle filante sous deux poteau et un voile. 99
Tableau VI.2: Dimensions des semelles filantes sous deux poteaux et un voile……100
Tableau VI.3: Efforts dans les cinq poteaux……...101
Tableau VI.4: Vérification de la stabilité de la semelle filante……...101
Tableau VI.5: Dimensions des semelles filantes sous cinq poteaux……...101
Tableau VI.6: Travail externe……106
Tableau VI.7: Travail interne……..106

Abstract, Résume, ملخص

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال إداري مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي +خمسة طوابق) والمقرر إنجازها في إطار إنشاء مكاتب إدارية بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا (III).مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«ROBOT version 2 3.0»

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

Résumé :

Ce projet, comme en témoigne le thème vise à étudier l'utilisation d'un bâtiment administratif comprenant (sous-sol + rez de chaussée + cinq étages) et devrait être achevée dans le contexte de la création de bureaux administratifs à Alger et classé comme une forte région sismique (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 basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT version 23.0 ».

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

Abstract :

This project, as evidenced by the theme aims to study the use of an administrative building consisting of (underground floor + ground floor + five floors) and scheduled for completion in the context of the establishment of administrative offices in Algiers and classified as strong seismic region (III). Resistant building each cargo helicopters and horizontal guaranteed realized by a system of columns and beams + walls armed.

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT version 23.0 ».

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

I.1. Introduction :

Notre travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste a étudier et a calculer des éléments résistants d'un ouvrage (Sous-sol +RDC+5) en béton arme contrevente par des voiles, a usage administratif.

I.2. Situation :

Le projet est implanté à wilaya d'Alger « HYDRA ALGER » selon le RPA 99/2003, Alger est une zone de sismicité élevée (zone III).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.3.1.dimensions:

Tableau I-1 : dimensions de l'immeuble

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du immeuble: Lo=27.64m Largeur totale du immeuble : La=18.44 m	Hauteur totale du immeuble: H= 22,44m Hauteur des Sous sol:…… hs=3.74 m Hauteur de RDC:……..… hr=3,74 m Hauteur de l'étage courant: h =3,74 m Hauteur de dernier étage: h_d = 3.74 m

I.4.Description constructive de l'ouvrage :

I.4.1. Système de contreventement :

L'immeuble une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.4.2. Planchers:

Nous utilisons (2) deux types de planchers, dont le rôle est de supporter aux charges verticales et les 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 de l'immeuble sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 05cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.
- Murs rideaux (double vitrage)

I.4.4. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Dalle de sol de 1 cm dans toutes les surfaces
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.4.5. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, l'immeuble est entoure d'un acrotère réalise en béton armé, d'une hauteur de 60cm et d'une épaisseur de 10 cm.

- Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.4.6.Escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par :

- ✓ **Type 1:** Escalier droit à deux(02) volées.
- ✓ **Type 2 :** Escalier droit a trois (03) volées.

I .4.7. L'infrastructure :

C'est la partie enterré qui, forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4.8 Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.5 .Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

1.5.1. Béton :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de manière homogène :

- du ciment
- un « granulat » composé de sable et de matériaux pierreux (gravillons, cailloux),
- de l'eau.

Le mélange fait prise puis « durcit », ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction. La première atteint des valeurs élevées, en moyenne, 25 à 35 MPa, mais le second reste relativement incertain et faible (de l'ordre du douzième de la résistance à la compression, c'est-à-dire de 2 à 3 MPa).

I.5.2. Béton Armé:

Pour pallier les inconvénients résultant de la fragilité du béton, on associe au béton des armatures en acier disposées 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 ont le même coefficient de dilatation thermique, ainsi qu'une bonne adhérence l'un a l'autre.

I.5.2.1. Résistance du béton:

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

1.5.2.2. Résistance à la compression:

Dans le cas courant, le béton est défini, le point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa \qquad [1]$$

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

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.5.2.3. Résistance caractéristique à la traction:

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe.
2. En traction par fendage.
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en *Mpa*

I.5.2.4. Coefficient de POISSON (υ) :

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

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

le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

I.5.2.5. 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:

$$E_{iJ}(Mpa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

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 égale à :

$$E_{VJ}[Mpa] = \frac{E_{iJ}}{3}$$

Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} Mpa$ [1]

I.5.3.Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à 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.5.3.1.Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1-2 : Les types d'aciers

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (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	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.5.3.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit, que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[$E_s = 2.10^5 Mpa$]. Art.2.2.1.[1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.5.4.4.Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

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

E.L.U de résistance :

a. Contrainte du béton en compression :

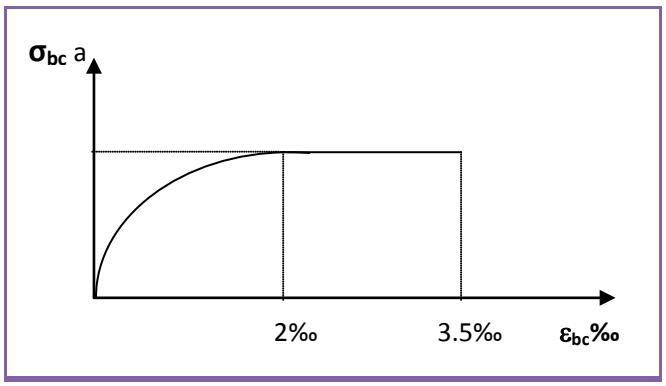


Figure. I.1 : Diagramme contrainte –déformation du béton

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

b. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$ [1]

c. Contrainte limite de l'acier :

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :

$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

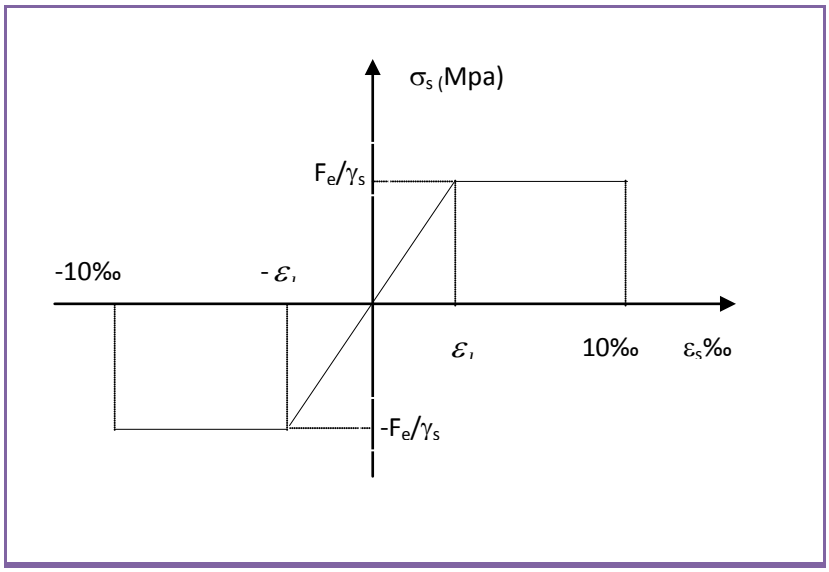


Figure. I.2. Courbe contrainte déformation de l'acier

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

ε_s = Fe/ γ_s . E_s D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

A l'E.L.S :

a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj} [1]

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

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

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

Avec : η: Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$E_{i28} = 32164.2Mpa$

$E_{v28} = 10819Mpa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2Mpa & : situation\ durable \\ 18.48Mpa & : situation\ accidentelle \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

$FeE400$, $fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235$, $fe = 235Mpa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II.1. Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilises :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers a corps creux sont constitues de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivantes:

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

¨ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : $L = 5.0$ m.

- $500/20 \geq ht \geq 500/25 \Rightarrow 20 \text{ cm} \geq ht \geq 25 \text{ cm}$.
- et $ht \geq 500/22.5 \Rightarrow ht \geq 22.22$ cm.

On choisit : $ht = 25$ cm on adoptera donc un plancher a corps creux du type (20+5)

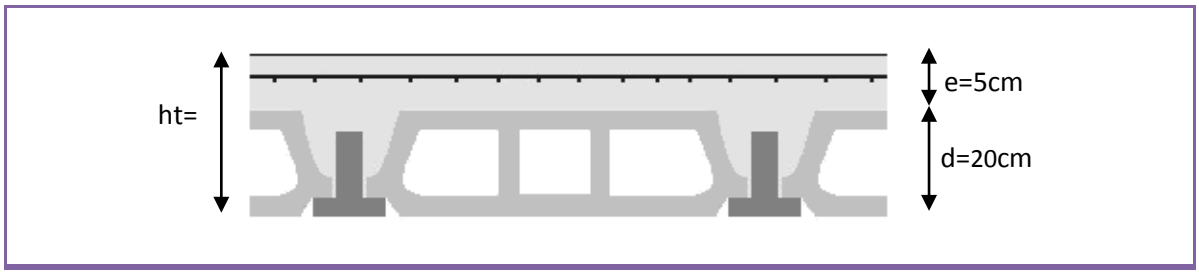


Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 25cm > 16 cm (condition vérifiée).

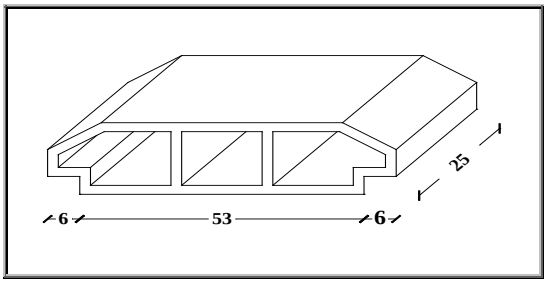


Figure II-2 Dimensions du corps creux

II.2.2. Dalle pleine:

- **Critère de résistance:**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:

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

On a Lx= 6.08m

$$13.50 \leq ep \leq 15.2$$

Dalle reposant sur deux appuis :

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

On a Lx= 5m

$$14.28 \leq ep \leq 16.66$$

Où : ép : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

- **Sécurité contre l'incendie:** [1]

e_p = 7cm : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p = 11cm : pour assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Critère d'isolation acoustique:** [1]

e_p = 15cm

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p = **15cm**

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-1 : charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /$m^{2)}$
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				1.62

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-2 : charge permanent du mur double cloison

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /$m^{2)}$
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduits en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.52

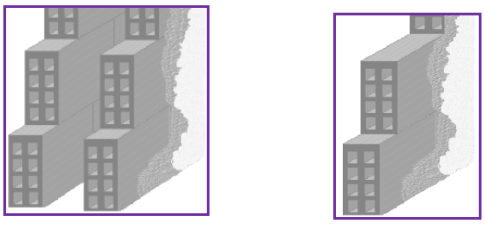


Figure II-3: Simple et double cloisons

II.3.1.3. Murs rideaux (double-vitrage) :

Tableaux II-3. Charges permanentent des murs rideaux (double vitrage)

N	COMPOSANTS	épaisseur (mm)	caractéristique	type	poids volumique (KN/m2	poids surfacique KN/m2	Référence	article
1	ALUCOBANDE	50	largeur intérieure 50mm largeur extérieure 50mm profondeur montante 42mm-230mm profondeur traversé 5-139mm	CW 50	27	1.35	ATE 06/011961	NFP20-601
2	VERRE	10	Anti feu isolation élevée Solar photovoltaïque	VEP (vitrage extérieure parclose ,stope soleil AA110	25	0.25	RT2005	DTU331
3	L'âme d'air	10	isolation élevée	-	-	-	-	-
4	VERRE	6	largeur intérieure 50mm largeur extérieure 50mm profondeur montante 42mm-230mm profondeur traversé 5-139mm	CW 50	25	0.15	RT2005	DTU331
					total	1.75		

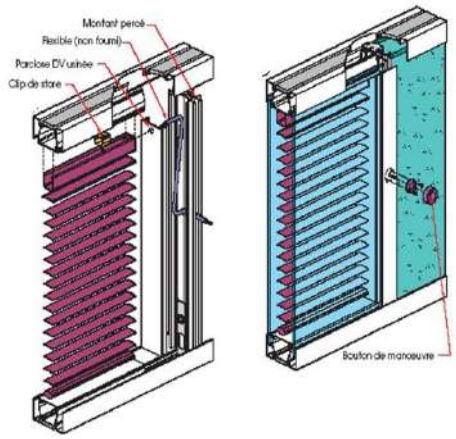


Figure II.4 : les murs rideaux

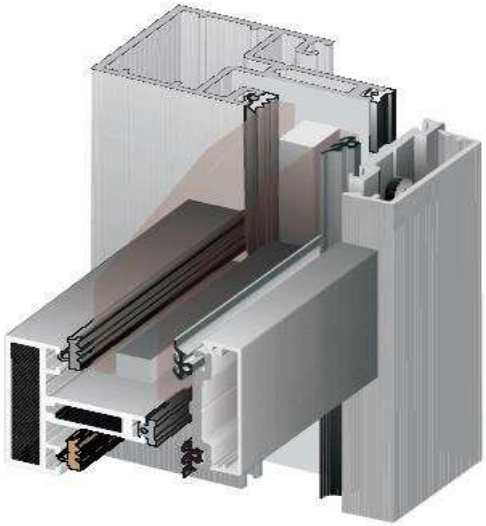


Figure II.5 : Détail cloisons vitrées avec store

II.3.2. Plancher terrasse:

II.3.2.1 .Terrasse incessible:

- **Charges permanentes:**

Tableau II-4 : Charges permanentes du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé	0,04	**0,90**
2	Étanchéité multicouche	0,02	**0,12**
3	Papier kraft	-	**0,05**
4	Forme de pente	0,10	**2,20**
5	Film polyane	-	**0,05**
6	Plaque de liège	0,04	**0,16**
7	Pare vapeur	0,01	**0,06**
8	Plancher corps creux	0.20+0.05	**3.20**
9	Enduit de plâtre	0,02	**0,20**
		G	**6.94**

II.3.2.2. Terrasse accessible:

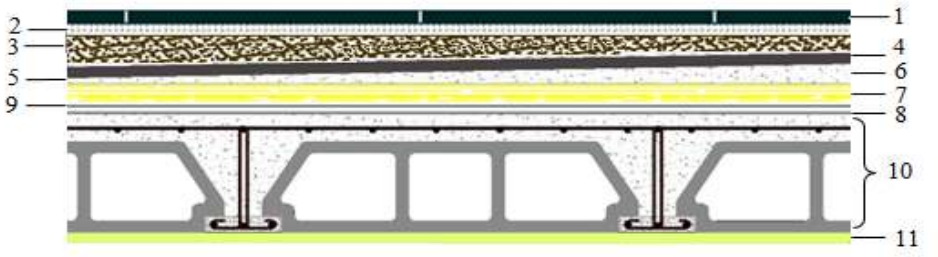


Figure II.6 : Composants d'un plancher terrasse accessible (corps creux)

Tableau II.5:Charge permanente du plancher terrasse accessible [3]

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /m$^{2)}$
1	Dalle de sol	0.008	-	0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Papier kraft	-	-	0.05
6	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
7	Plaque de liège	0.04	4	0.16
8	Pare vapeur	0.01	6	0.06
9	Film polyane	-	-	0.05
10	Plancher corps creux	0.20+0.05	-	3.30
11	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				7.26

II.3.3. Plancher courant :

❖ **Charges permanentes:**

Tableau II-6: Charges permanentes du plancher

	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle de sol	0,008	**0,176**
2	Lit de sable	0,03	**0,54**
3	Mortier de pose	0,02	**0,40**
4	Planche corps creux	0,2+0,05	**3.20**
5	Enduit de plâtre	0,02	**0,20**
6	Les murs simples	0,10	**1,62**
		G	**6.15**

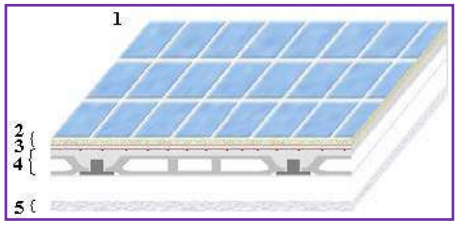


Figure II.7. Composants du plancher étage

❖ **Surcharges d'exploitation:** **[3]**

Tableau II-6: les charges d'exploitation

Niveau	Nature de locale	Q (KN/ m)
Terrasse inaccessible	-	1
Terrasse accessible	-	1.5
Etages courants	Salle de projection	3.5
	Bureau, Salle de réunion, Réception	2.5

II.3.4 Dalle pleine:

II.3.4. 1. Etage courant :

Tableau II-7: Charge permanente de la dalle d'étage (dalle pleine)

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique
1	Dalle de sol	0.008	**0.176**
2	Mortier de pose	0.02	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	**0.54**
4	Etanchéité	0.02	**0.12**
5	Dalle pleine	0.15	**3.75**
6	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		G	**5.61**

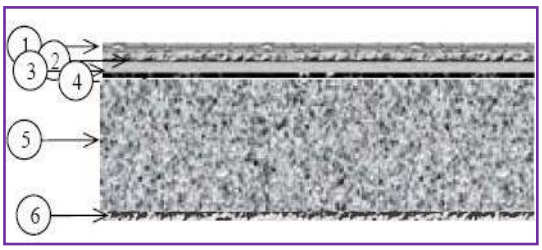


Figure II-8 : composants de la dalle d'étage

II.3.4. 2. Plancher terrasse :

Tableau II .8: charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	**0,90**
2	Étanchéité multicouche	0,02	**0,12**
3	Papier kraft	-	**0,05**
4	Forme de pente	0,10	**2,20**
5	Film polyane	-	**0,05**
6	Plaque de liège	0,04	**0,16**
7	Pare vapeur	0,01	**0,06**
8	Dalle pleine	0.15	**3.75**
9	Enduit de plâtre	0,02	**0,20**
		G	**7.49**

II.3.5.dalle de parking :

Tableaux II.9 Charges permanentes de la dalle du parking (dalle flottante)

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques ($kN/m^{2)}$
1	Dalle flottante	0.15	25	3.75
			Total	3.75

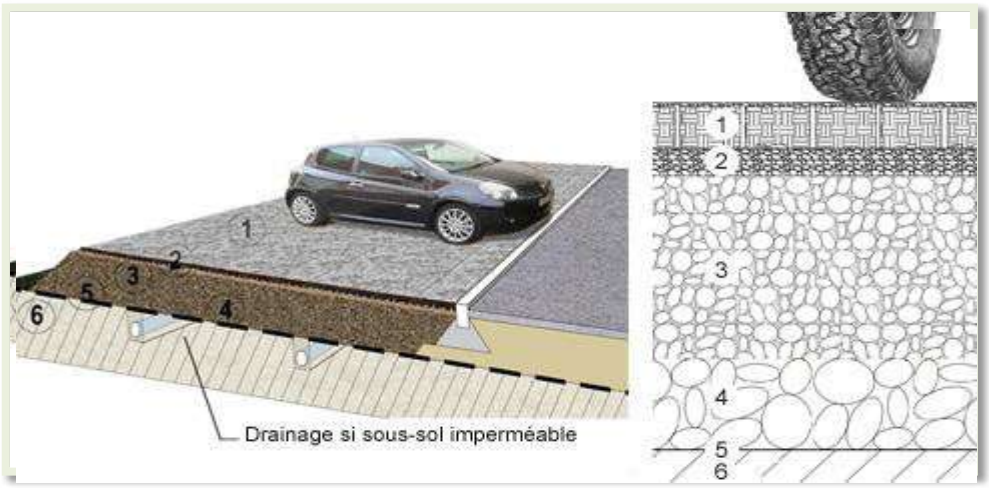


Figure II.9. Composants d'une dalle parking

II.4. Pré-dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

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).

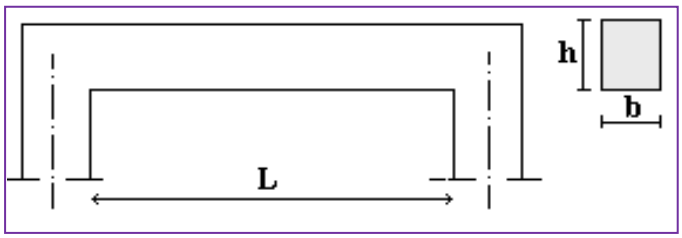


Figure II-10 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 **[1]**
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm **[2]**
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+b_1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y.

Tableau II-10: pré-dimensionnement des poutre

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 6.08 m ⇒ 40.53cm ≤ h ≤60.8cm on adopte h = 50 cm h = 50 cm ⇒ 15 cm ≤ b ≤35 cm on adopte b = 30 cm	**L_{max}= 5 m ⇒** **33.33cm ≤ h ≤50cm on adopte h = 40 cm** **h = 40 cm⇒** **12 cm ≤ b ≤28 cm on adopte b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.66 ≤ 4	**h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm** **h/b=1.33 ≤ 4**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.082) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	**(h/L=0.08) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)**
Conclusion	**h = 50 cm ; b = 30cm**	**h = 40 cm ; 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 peut pré-dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

II.5.2.1 Dimensions des poteaux :

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.
- $\text{MIN}(a, b) \geq 30\text{cm}$

Tableau II-11: pré-dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1eme	RDC	SS
Dimension du poteau	a (cm)	30	35	35	40	40	45	**50**
	b (cm)	**30**	**35**	**35**	**40**	**40**	**45**	**50**

II.5.2.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =3.74m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante pour l'en tirer :

Tableau II-12: détermination de la longueur de flambement

Niveaux	Dimensions de poteau	Lf	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$
le 5eme étage	0.30x0.30	2,62	0.08
le 4eme étage	0.35x0.35	2,62	0.101
le 3eme étage	0.35x0.35	2,62	0.101
le 2eme étage	0.40x0.40	2,62	0.115
le 1eme étage	0.40x0.40	2,62	0.115
le RDC	0.45x0.45	2,62	0.130
SOUS SOL	0.50x0.50	2,62	0.144

II.5.2.3. Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

$$\overline{N}_u = \frac{\propto}{\beta}\left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$$

Avec :

- $\overline{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- β=1.1 : plus de la moitie des charges est appliquée avant 90 jour.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 & γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \text{et} & \text{[1]} \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$ (section rectangulaire)

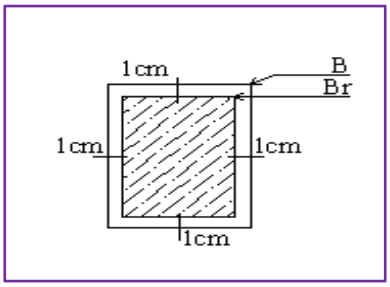


Figure II-11 : Section réduite du poteau

Tableau II-13: calcule de $\bar{N}_u$

	dimensi	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\bar{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	30x30	78400	30,23	0,71	90,0	**1047.88**
le 4eme étage	35x35	108900	25,91	0,77	122,5	**1577,47**
le 3eme étage	35x35	108900	25,91	0,77	122,5	**1577,47**
le 2eme étage	40x40	144400	22,67	0,80	160,0	**2180,18**
le 1eme étage	40x40	144400	22,67	0,80	160,0	**2180,18**
le RDC	45x45	184900	20,15	0,82	202.5	**2855.77**
SOUS SOL	**50x50**	**230400**	**18.14**	**0,83**	**250.0**	**3605.68**

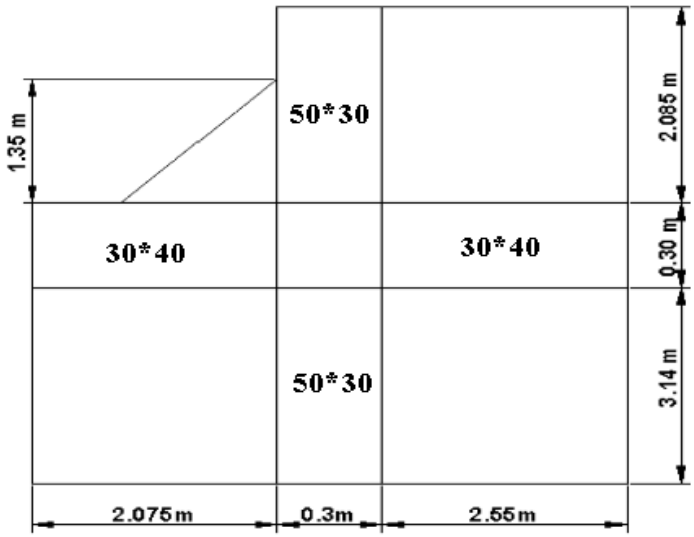


Figure II.12. Surface reprise par le poteau le plus sollicité sous sol et 1ère étage ,2ème et 3 ème et 4 ème étage et 5 ème étage

- Surface du plancher revenant au poteau:

  Sp = (2.075+2.55) x3.14+ (2.085x2.55) + $(\frac{1.35x1.35}{2})$=20.75m^2

- Surface totale:

  St=(2.075+2.55+0.3)x3.14+(2.085+0.3x2.55)+(2.085+0.3x2.55)+

  $(\frac{(1.35+0.3)x(1.35+0.3)}{2})$= 22.91m^2

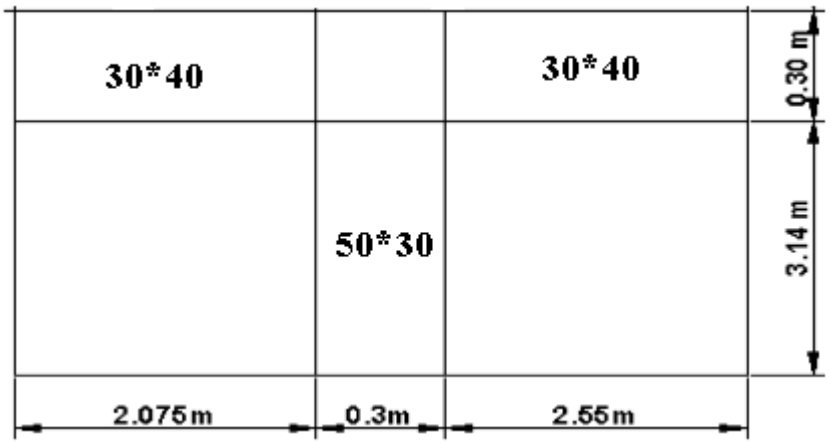


Figure II.13. Surface reprise par le poteau le plus sollicité RDC

- Surface du plancher revenant au poteau:

  Sp = (2.075+2.55) x3.14= 14.52m^2

- Surface totale:

  St= (2.075+2.55+0.3) x (3.14+0.3)=16.94m^2

II.5.2.4. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicite, a chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie s'il est insuffisant ou surabondant.

a. Charges Permanentes:

Tableau II-14: Tableau des charges permanentes

Etage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{pp} (KN)	G_{Ps} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
le 5eme étage	144.01	8.42	19.85	13.86	185.86	185.86
le 4eme étage	127.61	11,45	19.85	13.86	172.50	358.36
le 3eme étage	127.61	11,45	19.85	13.86	172.50	530.86
le 2eme étage	127.61	14,96	19.85	13.86	176.01	706.87
le 1eme étage	127.61	14,96	19.85	13.86	176.01	882.87
le RDC	89.30	18.93	19.85	13.86	133.87	1016.74
SOUS SOL	127.61	23.38	19.85	13.86	184.42	1201.16

b. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'a 0,5Q

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

➢ **Effort normal de résistance :**

$N_{u=}$ 1.35G +1.5Q

$\bar{N}u = N_{u+}$ 10% $N_{u=}$ 1.1 N

Tableau II-15.Tableau des charges d'exploitations

niveau	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \bar{N}_u$
le5emeétage	185.86	22.91	285.27	313.80	1047.88	Oui
le4emeétage	358.36	103.10	638.42	702.27	1577,47	Oui
le3emeétage	530.86	175.26	979.55	1077.50	1577,47	Oui
le2emeétage	706.87	239.41	1313.38	1444.72	2180,18	Oui
le1emeétage	882.87	295.54	1635.19	1798.71	2180,18	Oui
le RDC	1016.74	313.38	1842.67	2026.94	2855.77	Oui
SOUS SOL	1201.16	338.18	2128.84	2341.73	3605.68	Oui

II.5.2. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II-16: vérifications de coffrage des poteaux

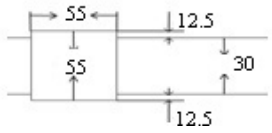
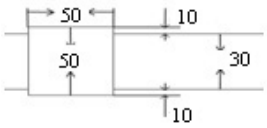
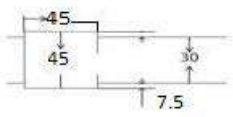
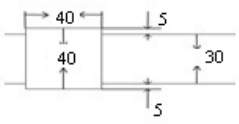
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm = 30 cm	**Oui**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.74- 0.50)/20=16.2cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	**0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4**	**Oui**

II.5.3. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II-17 : vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
	30	55	55	Oui	12.5	27.5	**Oui**
	30	50	50	Oui	10	25	**Oui**
	30	45	45	oui	7.5	22.5	**oui**
	**30**	**40**	**40**	**oui**	**5**	**20**	**oui**

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

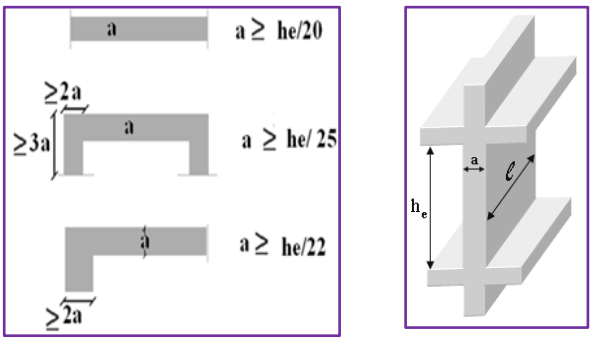


Figure II- 14 : Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite)

Donc:

- he= 3.74-0.40=3.34 m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25)= a ≥ MAX(15 cm ; 13.36 cm)
- he= 3.74-0.50=3.24 m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/22) = a ≥ MAX(15 cm ; 14.72 cm)

  a ≥ 14.72 cm

On adopted: a =15 cm

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

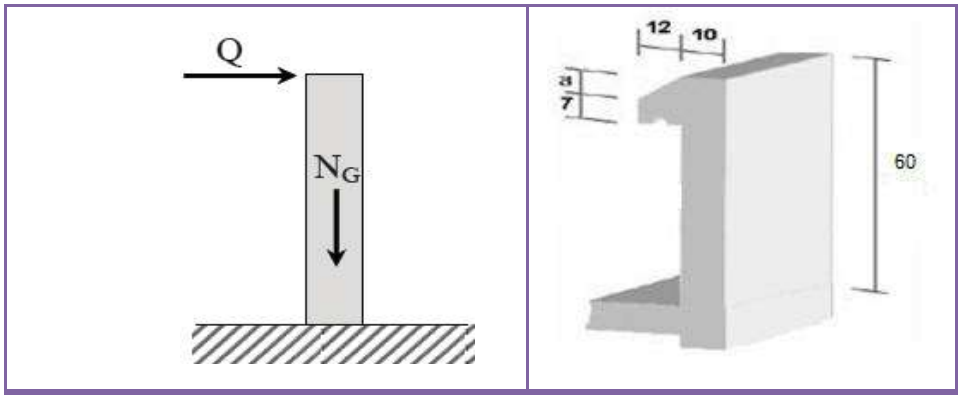


Figure III-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.755**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2.Calcul des efforts :

Tableau III-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	**G = 1.755**
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	**Q = 1**
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	**1,5 * Q * h =0.9**	**Q * h = 0.6**

III.1.3. Calcul du ferraillage :

III.1.3.a. À E L U :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III-3 : les donnés

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	**10 cm**
f_{t28}	2,1 MPa	d	**7.5 cm**
f_e	400 MPa	c	**2.5 cm**
$\sigma_{b\,adm}$	14.2 MPa	c'	**2.5 cm**
$\sigma_{s\,adm}$	**348 MPa**	**b**	**100 cm**

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9*100}{2.36} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

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

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

❖ **Calcul du moment de flexion :**

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

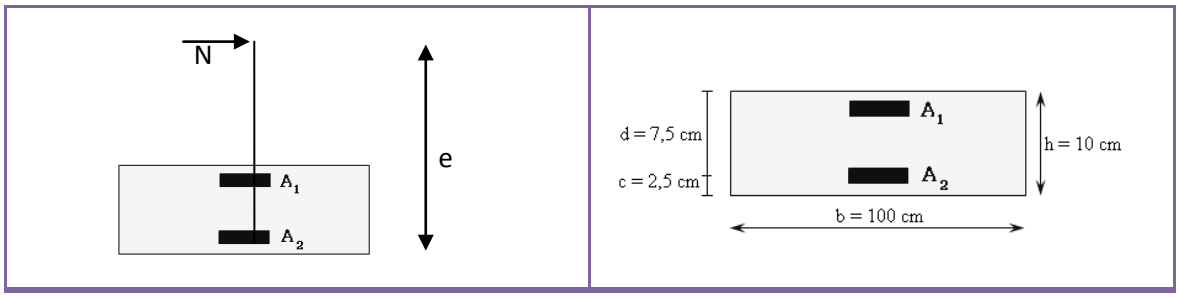


Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$Mf = N * e \Rightarrow Mf = 0.96$ Kn .m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mu}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²

Amin =1 cm² > A =0.302 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition :** **[1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement :** **[1]**

St= 100/4=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép=60/4=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3.b .Vérification à l'E.L.S : **[1]**

Données: N_{ser} = 1.755 kN

M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

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

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{Nser} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') ⇒ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

$M'_G = N_{ser}.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 31.6cm$

$M'_G / N_{SER} = CG'$ Donc : $CG' = 31{,}6cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.677$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où : $\sigma_b = k.y$ avec $k=N_{SER} / S_{G'}$

$\sigma = 15k\,(d - y_1)$

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante:

$y2^3 + py^2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$P=-3C^2-90\ A'/b(C-c')+90A/b(d-c)$

$q=-2C^3-90A'/b(C-c')-90A/b(d-c)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e_0$=-33cm

- **Application numérique :**

$\begin{cases}p = -3193.73\text{cm}^2 \\ q = 68906.79\text{cm}^2\end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^{\,3} - 3193.73\,y_2 + 68906.79 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -77893918.9 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 172.02° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 65.25\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases}a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 35.2\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -65.18\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 29.97\text{cm}\end{cases}$

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.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 35.2\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.2\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^{\ 2} + 15\left[A'\left(y_1 - c'\right) - A\left(d - y_1\right)\right]$$

$$S_{xx'} = 82.20\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{8220} = 0.212\ \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0..212 \times 22 = 4.66\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.212 \times (75 - 22) = 168.54\ \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ \text{MPa}\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ \text{MPa}\right] = 201.633\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 168.54\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\ \text{MPa}$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9\text{x}0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :[2]

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; WP= 1.755 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\ \text{KN}$$

$$F_p = 1.404\ KN < T = 1.5\ KN \quad \ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifié)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

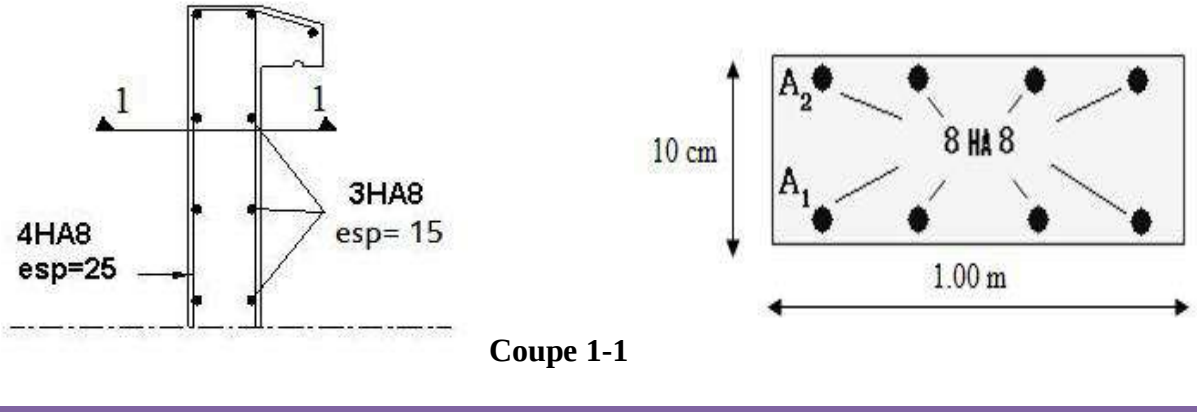


Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :
  20 cm **[1]**
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  33 cm **[1]**
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \qquad \textbf{[1]}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At = 0.65$ cm² /m.l

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25$ cm²/m.l **[1]**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20cm.

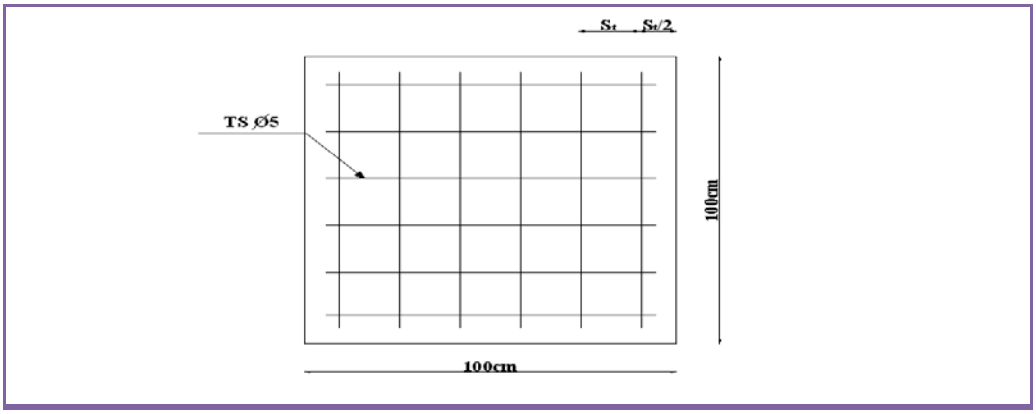


Figure III-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

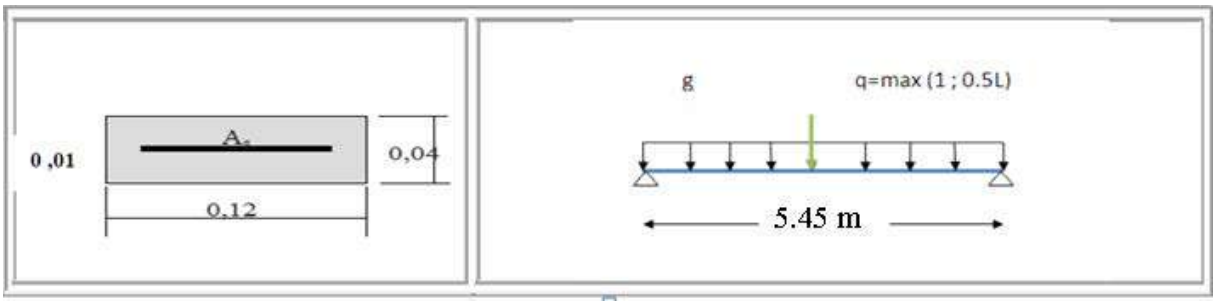


Figure III-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.45	2.72	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III-5 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 2.86$	$\frac{QL}{4} = 3.70$	1.35MG+1.5MQ=9.40

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{9.40*10^6}{14.2*120*30^2} = 6.129 \gg \mu max = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Donc les armatures comprimées **A'** sont nécessaires, mais a cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

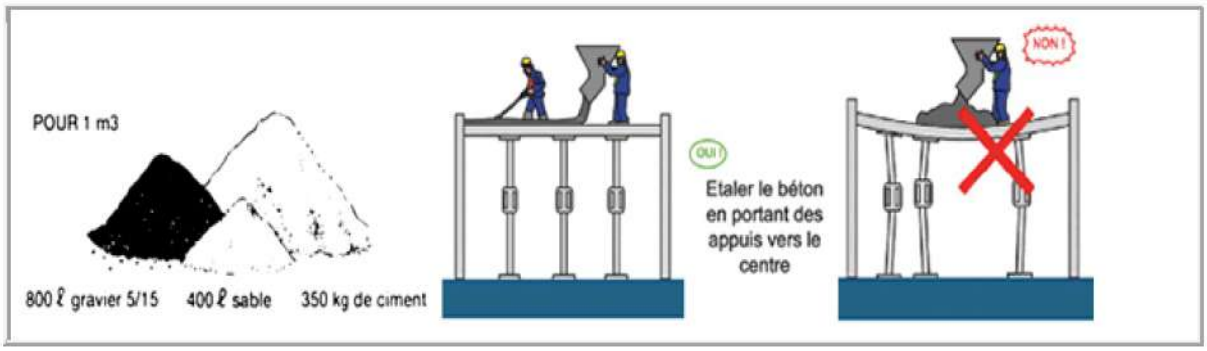


Figure III.6. Choix de disposition des étaiements

❖ **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

-Pour un seul étai au milieu :

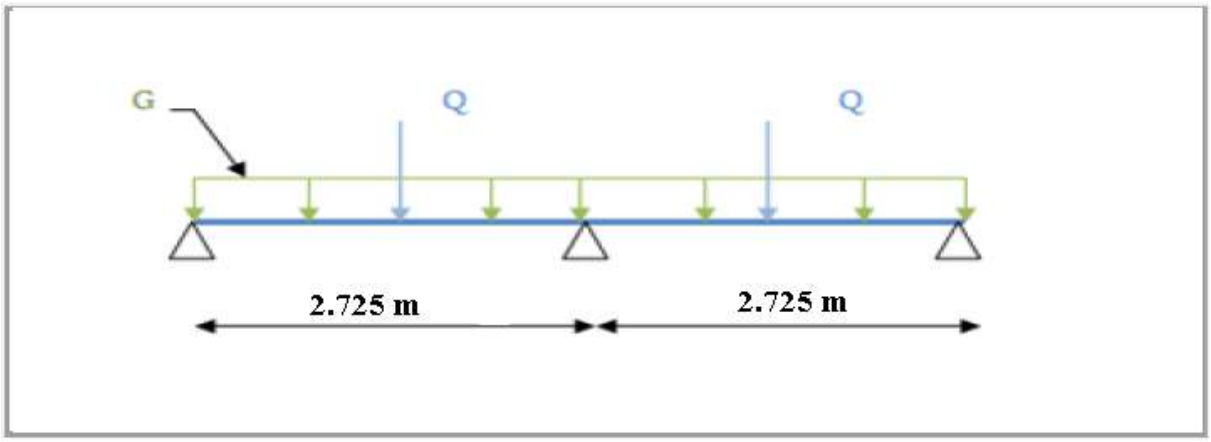


Figure III.7. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 1.362 kN] = 1.362 (kN)

M_G =0.700 (kN.m)

M_Q= 0.927(kN.m)

M_u =2.337 (kN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{2.337*10^6}{14.2*120*30^2} = 1.524 > \mu max = 0.392 \text{ (C.N.V)}$$

On ajoute un autre étaiement.

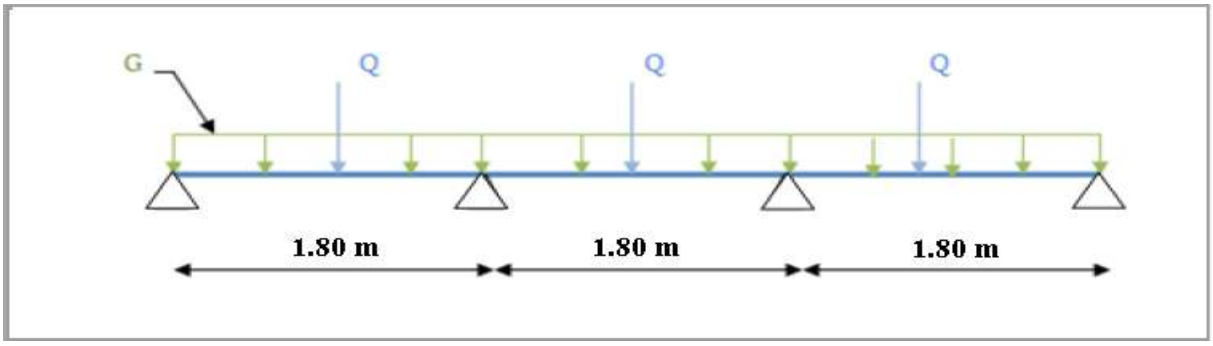


Figure III.8. Travée avec deux étais espacés de 1.80 m

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.900kN] = 1(kN)

M_G =0.300 (kN.m)

M_Q= 0.450(kN.m)

M_u =1.08 (kN.m)

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{1.08*10^6}{14.2*120*30^2} = 0.704 > \mu max = 0.392$ (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

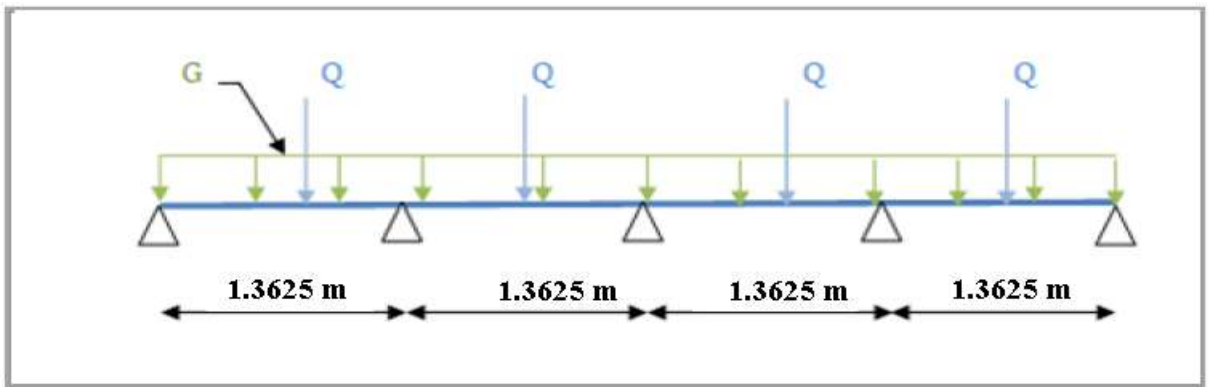


Figure III.9. Travée avec trois étais espacés de 1.3625 m

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.680kN] = 1 (kN)

M_G =0.179 (kN.m)

M_Q= 0.340(kN.m)

M_u =0.753 (kN.m)

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{0.753*10^6}{14.2*120*30^2} = 0.490 > \mu max = 0.392$ (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

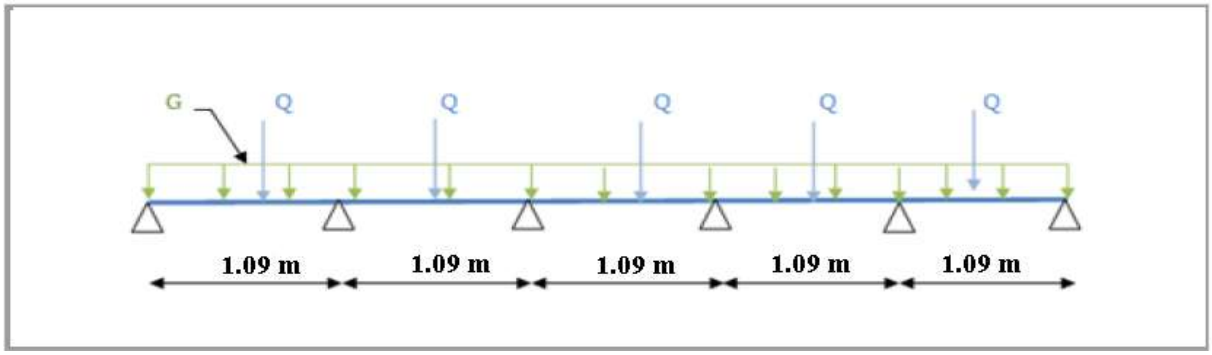


Figure III.10.Travée avec quatre étais espacés de 1.00

$G = 0.77\ (kN/ml)$

$Q = Max\ [1\ kN\ ;\ 0.545kN] = 1\ (kN)$

$M_G = 0.114\ (kN.m)$

$M_Q = 0.272\ (kN.m)$

$M_u = 0.563\ (kN.m)$

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.563 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 0.367 > \mu max = 0.392$ (C. V)

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 100cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2 Après coulage :

a. Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

b. conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

***Conditions concernant la charge d'exploitation :**

** charges uniformément réparties :

$Q \leq Min\ (2.G\ et\ 5\ kN/m2)$

** charges concentrées :

$P \leq Min\ (Q/4\ et\ 2\ kN)$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à chargen d'exploitation modérée.

***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{li}{li+1} \leq 1.25$$

***Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

c. Exposé de la méthode : **[1]**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part.

Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment a l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

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

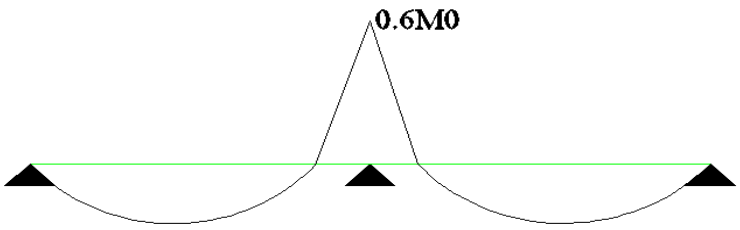
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

* Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1.05Mo et (1+0.3 α) Mo)

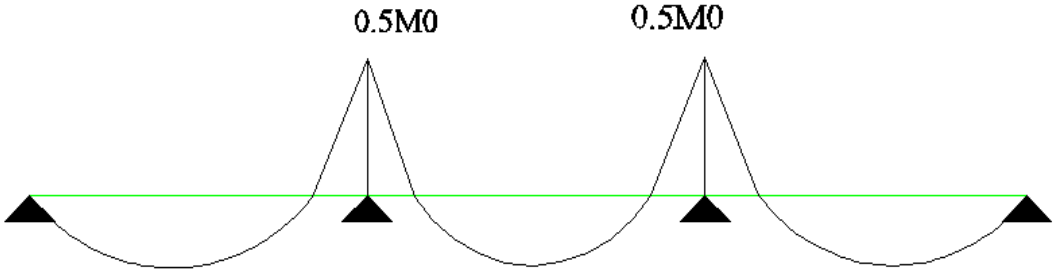
*Mt ≥ $\begin{cases} ((1.2+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$

Les moments d'encastrements des appuis :

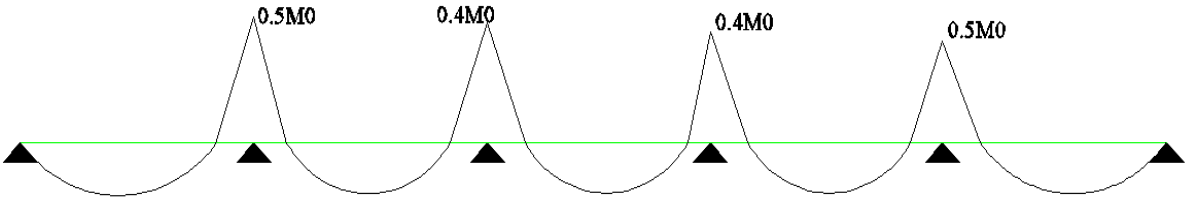
** Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres a 2 travées



** Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de 2travées.



** Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre a plus de 3 travées.



Remarque :

1) Mo : moment isostatique (Mo=PL2/8)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+ ((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0.85 Mo

Ma=Mb=-0.5 Mo

- G = poids du plancher (20+5)= 3.20*0.65= 2.08 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.783 (kN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

2 types de poutres continues sont à envisager :

- Type-1- : Poutrelle à 1 travée (travée de 5.4 m).
- Type-2- : Poutrelle à 3 travées.

III.2.2.2.1.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.6. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_S (kN/m)
Terrasse	6.94*0.65=4.511	1*0.65=0.65	7.064	5.161
Plancher courant	6.15*0.65=3.997	3.5*0.65=2.275	8.808	6.272

III.2.2.2.2.Sollicitations de calcul :

1ere type de poutrelle de trois travées :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.88 \quad kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 0.82 < 1.25$

- $0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 1.24 < 1.25$

- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

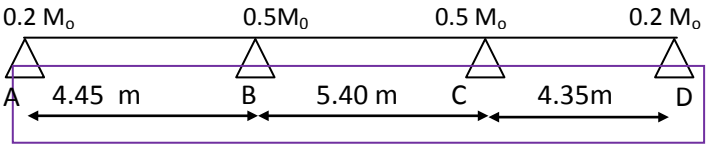


Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	21.80	15.43	4,36	10,9	16.33	**22.87**
B-C	32.10	20.59	16,05	10,42	26.60	**20.96**
C-D	**20.83**	**14.66**	**10,42**	**4,17**	**22.28**	**16.03**

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

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	15,525	11.02	3,105	7,765	11.62	**16.28**
B-C	22,86	14.79	11,43	7,415	18.94	**14.92**
C-D	**14,83**	**10.52**	**7,415**	**2,966**	**15.86**	**11.42**

Représentation des sollicitations :

T(kN)

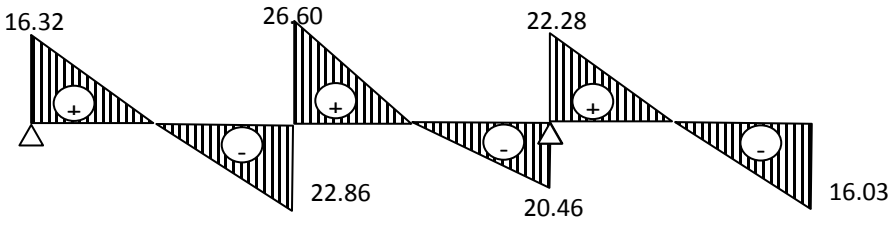


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants du 1ere type des poutrelles l'ELU

M(kN.m)

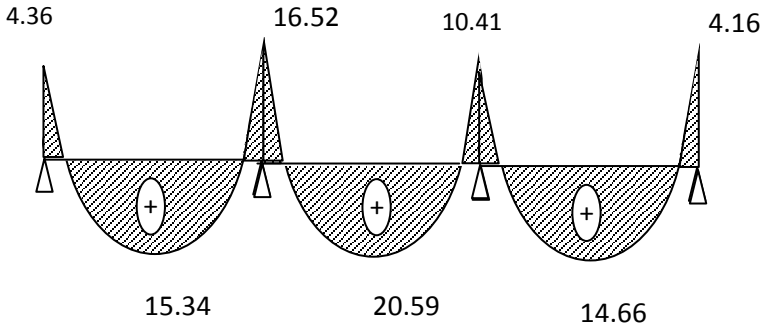


Figure.III.12. Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)

M(kN.m)

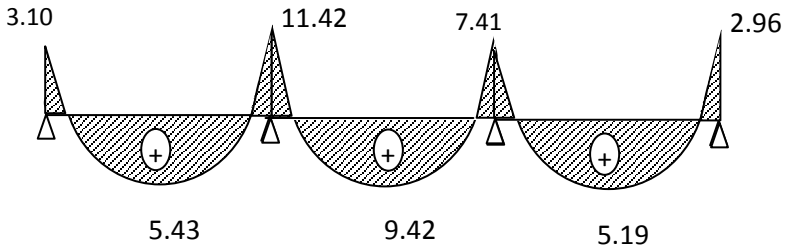


Figure.III.13. Diagramme du moment (ELS)

2eme Type de poutrelle une seule travée :

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :
Mt=0.85 Mo
Ma=Mb=-0.5 M

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant



Tableau III. 9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	32.10	27.28	16.05	16.05	23.78	23.78

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	22.86	19.43	11.43	11.43	16.93	16.93

Représentation des sollicitations :

T (kN):

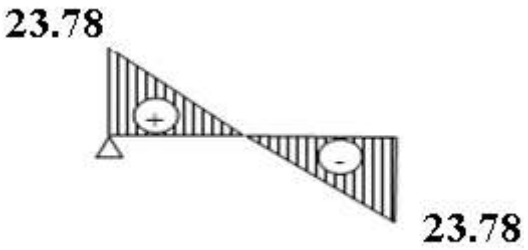


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants du 1ere type des poutrelles l'ELU

M (KN.m) :

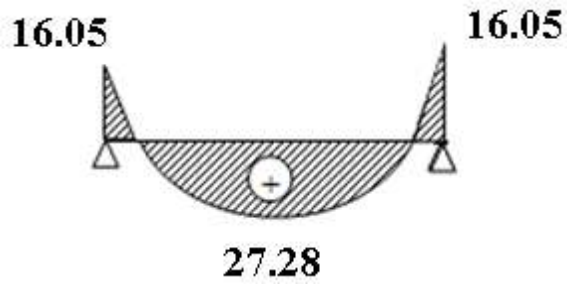


Figure.III.15. Diagramme du moment (ELU)

M (KN.m) :

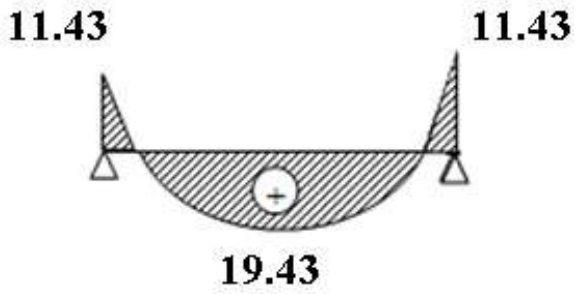


Figure.III.16. Diagramme du moment (ELS)

Récapitulations :

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

Tableau III.11. Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\ ser}$ (kN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)
sollicitations	**16.05**	**27.28**	**26.60**	**11.43**	**19.43**

III.2.2.2.3. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :
- La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

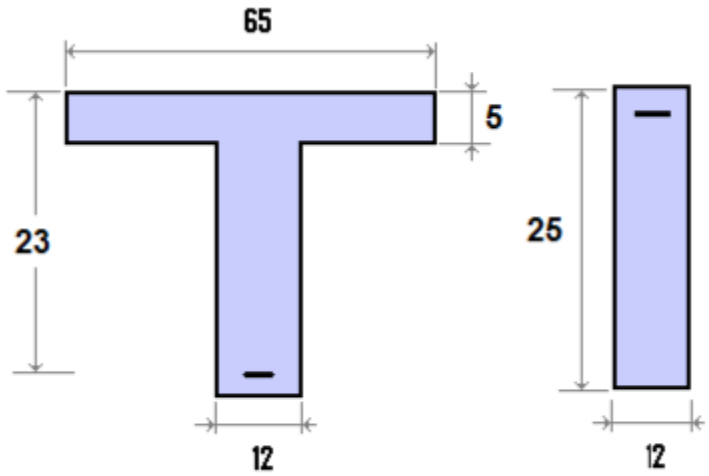


Figure III.17 *:* Schéma de la section des poutrelles

La fissuration est **peu nuisible**, la situation est **durable**.

Comme les efforts des différent types des dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts de la poutrelle la plus sollicitée.

Tableau III-12 : Calcul des armatures

		En Travées	Aux Appuis
E L U	Mu (KN.m)	27.28	16.05
	Mo (KN.m)	$M_o = \overline{\sigma_b}.b.h_o\left(d - \frac{h_o}{2}\right)$ $= 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.05 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$ = 94.60 KN.m	
		Mu < Mo ⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×25) ⇒calcul en flexion simple	calcul en flexion simple La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h)= (12×25) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.055	0.177
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	oui	oui
	β	0.971	0.929
	A' (cm²)	0	0
	A (cm²)	3.50	2.15
	A min (cm²)	1.625	0.300
	Choix	3 HA 14 = 4.62	2 HA 14 = 3.08
E L S	Mser (KN.m)	19.43	11.43
	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	
	y_1(cm)	6.75	10.00
	I_G(cm^4)	24868.36	11807.8
	K (N/cm^3)	78.13	96.80
	σ_b (MPa)	5.27	9.68
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III-13 : Calcul des armatures

Section d'Armature	En Travées	Aux Appuis
	At = 3 HA 14 = 4.62 cm²	Aa = 2 HA 14 = 3.08 cm²

III.2.2.2.4. Vérifications :

✓ **Vérification au cisaillement :** **[1]**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{26.06 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.94\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

✓ **Vérification au voisinage de l'appui :**

Appui de rive :

$M_u = 16.05 kN.m > 0{,}9 V_u d = 5.39\ kN.m \implies$ **Aucun prolongement à faire.**

✓ **Vérification de la compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[65 - 2 - 2; 0.9 \times 23] = 20.7 \text{ cm}$$

$$V_u = 26.06 \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 207 = 165.6\ kN \implies \textbf{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :**

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 a} < 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 26.0 \times 10^3}{120 \times 207} = 2.09 MPa < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ MPa \implies \textbf{CV}$$

$$A = 3.08\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{fe} = \frac{1.15 \times 26.06 \times 10^3}{400} = 0.749\ cm^2 \implies \textbf{CV}$$

✓ **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : **α= 90°**, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

➢ **L'espacement**

$$S_t \leq Min[0.9d, 40cm] = 20.7\ cm \implies S_t = 20\ cm$$

Diamètres des armatures transversales $\emptyset_t$:

$$\emptyset_t \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_l\right]$$

$\emptyset_t \leq Min[7.14; 12; 14]$On adopte : $\emptyset_t = 6\ mm$

$$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 28.26\, mm^2; n_t = 2$$

$A_t = a_t n_t = 0.56\, cm^2 \Longrightarrow \quad A_t = 2T6$ $\quad F_e$=235 MPa

Tableau III-14 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	20cm

- ✓ **Section minimale de l'armature transversale :**

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa $=> \frac{0.56 \times 400}{12 \times 20} = 0.90$MPa ≥ 0.4 MPa $\Longrightarrow \quad CV$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Longrightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.0008 \Longrightarrow \quad CV$$

Avec : K=1⟹flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α =90° ⟹Pour les armatures transversales.

- ✓ **Vérification de la flèche : [1]**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{540} = 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \qquad \Longrightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{540} = 0.046 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{27.28}{15 \times 32.10} = 0.056 \qquad \Longrightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4.62}{12 \times 23} = 0.016 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \qquad \Longrightarrow \quad \mathbf{C.N.V}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées ; on procède donc au calcul de la flèche

- **Calcul de la flèche :**

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

Mser = 19.43 KN.m, A = 4.62 cm^2 ; $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 5 = 10.40$ mm

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62}{12*23} 0.0167 \Rightarrow \rho_1 = 100\ \rho = 1.67 \Rightarrow \beta = 0.832$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 dA} = \frac{19.43 \times 10^6}{0.832 \times 230 \times 462} = 219.77 MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0167 \times 219.77 + 2.1} = 0.780$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0167\left(2 + 3\frac{12}{65}\right)} = 2.46 \text{ MPa}$$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 0.984\ MPa$

- **Détermination de l'axe neutre :**

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = \frac{\frac{12.25^2}{2} + \frac{(65-12).25}{2} + 15.(4.62).23}{12x25 + (65-12).5 + 15.(4.62)} = 9.46cm$$

- **Moment d'inertie de la section totale :**

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

$$I = \frac{12}{3}\left[9.46^3 + (25-9.46)^3\right] + \frac{(65-12)5\text{^}3}{12} + 5(65-12)(9.46-5/2)^2 + 15(4.62)(9.46-23)^2$$

$I_0 = 44491.4\ cm^4$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i \mu} = 1.1\frac{44491.4}{1+(2.46\times 0.780)}$$

$I_{fi} = 16767.35\ cm^4$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} = 1.1\frac{44491.4}{1+(0.984\times0.780)}$$

$$I_{fv} = 27688.80cm^4$$

E_i = 32164,19 MPa ; E_v = 10818,86 MPa

- **Déformation instantanée de longue durée:**

$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10EiI_{fi}}$……Flèche due aux déformations instantanées

$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10EvI_{fv}}$……Flèche due à déformations différées.

$$f_i = \frac{19.43\times10^6\times5400^2}{10\times32164.2\times16767.35\times10^4} = 10.60mm$$

$$f_v = \frac{19.43\times10^6\times5400^2}{10\times10819\times27688.80\times10^4} = 18.90mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 18.8 - 10.60 = 8.2mm$$

$$\Delta f_T = 8.2mm < \bar{f} = 10.4\,mm$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calcule pour toutes les poutrelles.

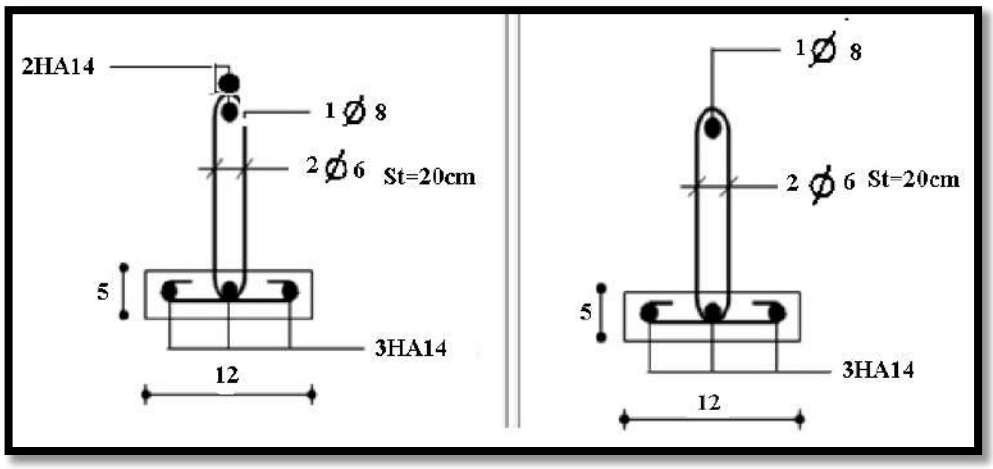


Figure III.18. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. Calcul des dalles pleines:

III.3.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure un seul type de dalle plein de forme régulière reposant sur 2 appuis.

III.3.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.3.3. Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

III.3.4. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	7.49	2.5	**13.86**
ELS			**9.99**

III.3.5.Position des lignes de rupture:

- **1er type : Dalle triangulaire :**

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.6M.$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

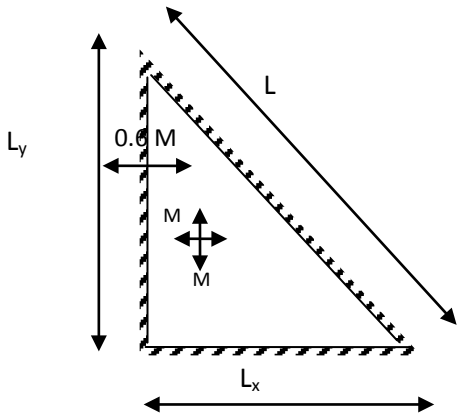


Figure III.19 : Dalle pleine

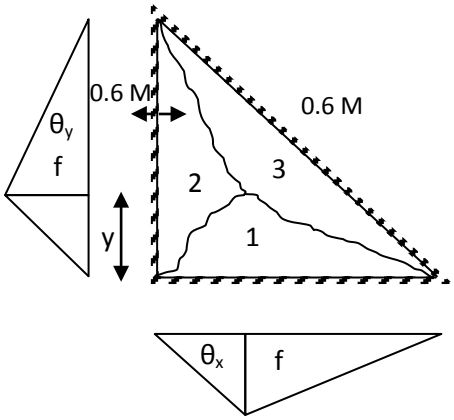


Figure. III.20.Efforts et déplacements des zones rigides.

III.3.5.1. Calcul des moments:

a) Travail externe :

- $Text=Text1+Text2+Text3$
- $Text1$=Pu. $(\frac{Lx}{2}.y).f/3$
- $Text2$= Pu. $(\frac{Ly}{2}.x).f/3$
- $Text3$=Pu $[\frac{Lx.Ly}{2}-(\frac{Ly.x}{2}+\frac{Lx.y}{2})].\boldsymbol{f}/3$
- $Text=\frac{Pu.f}{3}[\frac{Lx.Ly}{2}]$

b) Travail interne :

- $Tint = Tint\ 1 + Tint\ 2$
- $Tint1 = \frac{M.f}{y}.Lx + 0.6M\frac{f}{y}.Lx$
- $Tint2 = \frac{M.f}{y}.Ly + 0.6M\frac{f}{y}.Ly$
- $Tint3 = \frac{1.6M.\sqrt{lx.^2 ly.^2}}{2}\left[\frac{1}{lx.x} + \frac{1}{Ly.y}\right]$
- $\sum \text{Tint} = 1.6M.f\left[\frac{Lx}{y} + \frac{Ly}{x}\right] + \frac{1.6M.\sqrt{lx.^2 ly.^2}}{2}\left[\frac{1}{lx.x} + \frac{1}{Ly.y}\right]$

Principe de travail virtuel :

- $Tint = Text$
- $\frac{\text{Pu.f}}{3}\left[\frac{Lx.Ly}{2}\right] = 1.6M.f\left[\frac{Lx}{y} + \frac{Ly}{x}\right] + \frac{1.6M.\sqrt{lx.^2 ly.^2}}{2}\left[\frac{1}{lx.x} + \frac{1}{Ly.y}\right]$
- On obtient : $Pu = M\left[\frac{9.6}{Lx.Ly}\left[\frac{Lx}{y} + \frac{Ly}{x}\right] + \frac{4.8L}{Lx.Ly}\left[\frac{1}{Lx-2x} + \frac{1}{Ly-2y}\right]\right]$

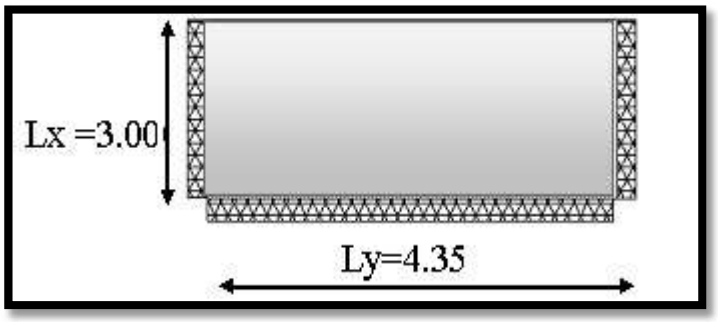
III.3.5.2. Résultats :

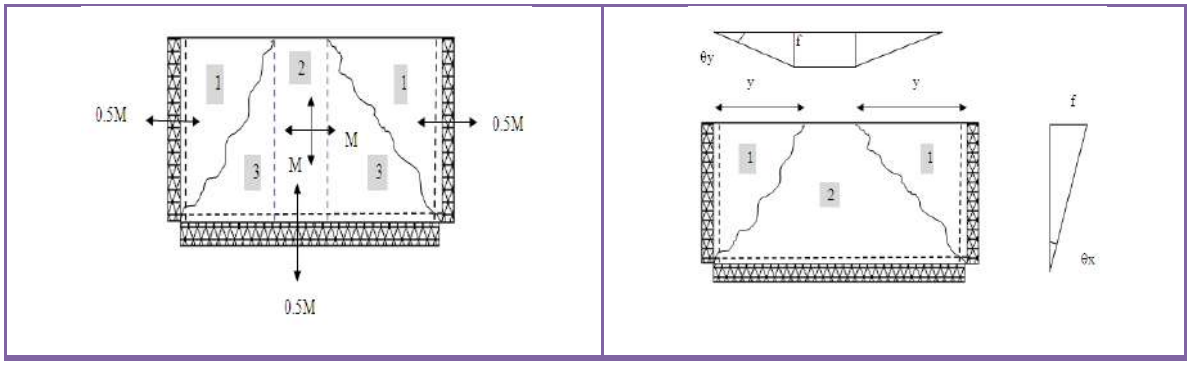
Au niveau de notre structure nous avons 2 types de des dalles pleines, et les résultats sont représente dans le tableau suivant :

Tableau III-14 : Résultats de calcul pour la dalle pleine

	Lx(m)	Ly(m)	L(m)	x(m)	y(m)	M(KN.m)		Ma (kN.m)	
						ELU	ELS	ELU	ELS
1ere type	4.65	4.57	6.58	1.45	1.60	2.98	2.14	1.79	1.28
2eme type	4.35	4.35	6.15	1.35	1.35	2.7	1.95	1.62	1.17

❖ **2eme type : Dalle rectangulaire :**





l. ELU :

$\alpha = \frac{3.00}{4.35} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

A partir de tableau de Bares $\begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases}$

Évaluation des sollicitations :

D'où ;

- Les moments pour les deux bandes sont:

$M_x = 0.07010 \times 13.86 \times 3^2 = 8.86$ KN.m/ml

$M_y = 0.4034 \times 8.73 = 3.57$ KN.m/m

- Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

-bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 6.65$KN.m/ml

$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 4.43$ KN.m/ml

-bande de largeur de 1m parallèle à l_Y :

$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 2.68$ KN.m/ml

-valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

-en travée : $M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.68 \geq 1.66$ KN.m/ml

-aux appuis : $M_{ay} = M_{ax} = 4.43$ KN.m/ml

Donc: $M_{ty} = 2.68$ KN.m/ml

$M_{ay} = M_{ax} = 4.43$ KN.m/ml

2. ELS :

$\alpha = \frac{3.00}{4.35} = 0.69 > 0.4$ $\Rightarrow$la dalle travaille dans les deux sens.

A partir de tableau de Bares : $\begin{cases} \mu_x = 0.0763 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$

D'où ;

Les moments pour les deux bandes de largeur sont

$M_x = 0.0763 \times 9.99 \times 3^2 = 6.90$ KN.m/m

$M_y = 0.5584 \times 6.29 = 3.85$ KN.m/m

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

-bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 5.18$ KN.m/ml

$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 3.45$ KN.m/ml

-bande de largeur de 1m parallèle à l_Y :

$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 2.89$ KN.m/ml.

- valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

-en travée : $M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.89 \geq 1.29$ Kn.m/ml

-aux appuis : $M_{ay} = M_{ax} = 2.59$ Kn.m/ml.

Donc : $M_{ty} = 2.89$ Kn.m/ml.

$M_{ay} = M_{ax} = 3.45$ Kn.m/ml.

Résultats :

	ELU		ELS	
	M_a(KN.m)	**M_t(KN.m)**	**M_a(KN.m)**	**M_t(KN.m)**
Lx=3.00	**4.43**	**2.68**	**3.45**	**2.89**
Ly=4.35	**4.43**	**2.68**	**3.45**	**2.89**

III.3.5. Calcul de ferraillage:

III.3.5. 1. Ferraillage à L'ELU: [1]

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tous les types :

Tableau III-15 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
travée	x	2.68	0.012	0.994	1.5	0.60	4HA8=2.01
	y	2.68	0.012	0.994	1.5	0.60	4HA8=2.01
appui	x	4.43	0.020	0.990	1.5	1.02	4HA8=2.01
	y	**4.43**	**0.020**	**0.990**	**1.5**	**1.02**	4HA8=2.01

Condition d'espacement :

(**Appuis et travée**) : St=100/4=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III.3.5. 2. Vérification de l'ELS :

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=2.89$ KN.m

Aux appuis : $M_{ax}=M_{ay}= 3.45$KN.m

Vérification : $M_t+\frac{M_e+M_w}{2} \geq 1.2\ M_x$ **[1]**

$$\Rightarrow 2.89+\frac{3.45+3.45}{2}=6.34>3.47$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Vérification de l'effort tranchant :

$V_x=\frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y+L_x}=$ **11.14KN** ; $V_y=\frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly}=$ **9.99KN**;

$$\Rightarrow \frac{Vy}{b_0 \cdot d}=0.08MPa \qquad \textbf{[1]}$$

$\overline{\tau_u}=0.07f_{cj}/\gamma_b=1.16$MPa ➔ $\boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (c.v)

III.3.5.3. Vérification de la flèche: **[1]**

$$\frac{h}{lx} = \frac{150}{300} = 0.5 \geq \frac{\text{Mt}}{20\text{Mx}} = 0.05 \quad \text{(CV)}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2.01}{100.12.5} = 1.61.10^{-3} \leq \frac{2}{\text{fe}} = \frac{2}{400} = 5.10^{-3} \text{ (CV)}$$

III.4. Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

Un escalier est une suite régulière de plans horizontaux, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Les espaces de circulation contribuent à la qualité de la vie dans le bâtiment. Confortable et peu bruyants, ils peuvent participer à les rapports des voisinages. Des dispositions doivent être prises pour limiter l'arrivée du froid par l'entrée car ces espaces ne sont généralement pas chauffés.

Un bon éclairage des sols et des escaliers bien entretenus et non glissants, un contrôle d'accès efficace, contribuent à la sécurité des occupants.

Dans notre structure, on deux types d'escalier :

- Escalier droit à deux(02) volées.
- Escalier droit a trois (03) volées.

III.4.2.Terminologie:

- **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.

:

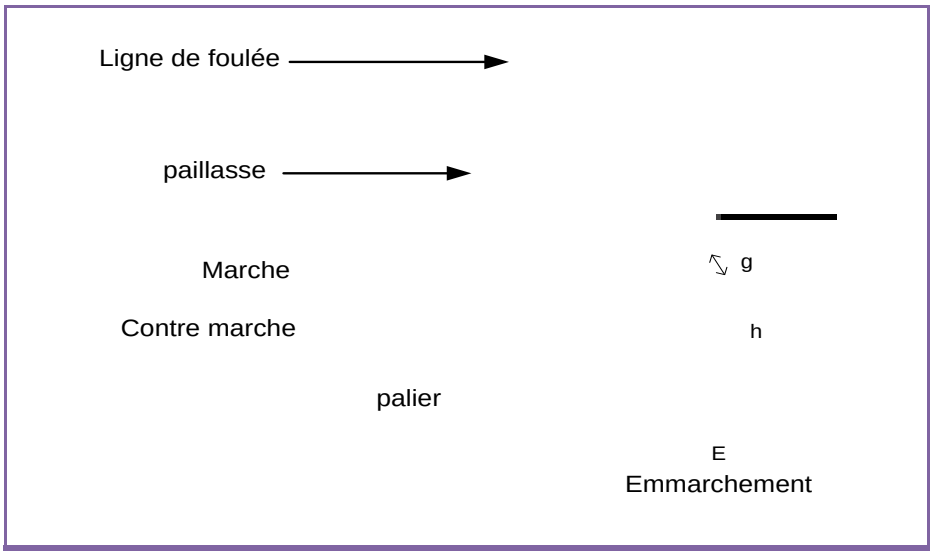


Figure III-21 : Représentation d'un escalier

III.4.3. Dimensionnement:

III.4.3.1.l'escalier a deux volées :

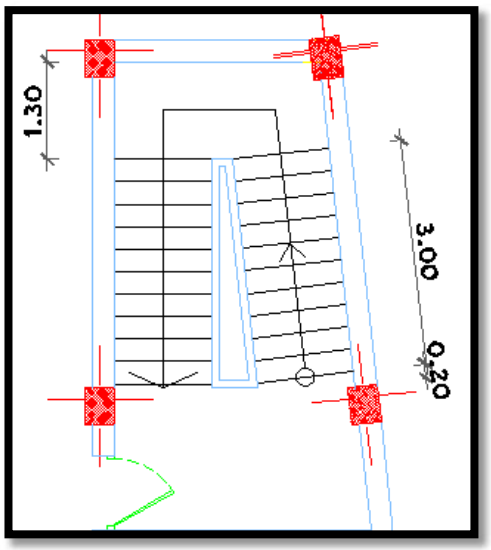


Figure III.22 *:* Dimensions de l'escalier droit

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1,87m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

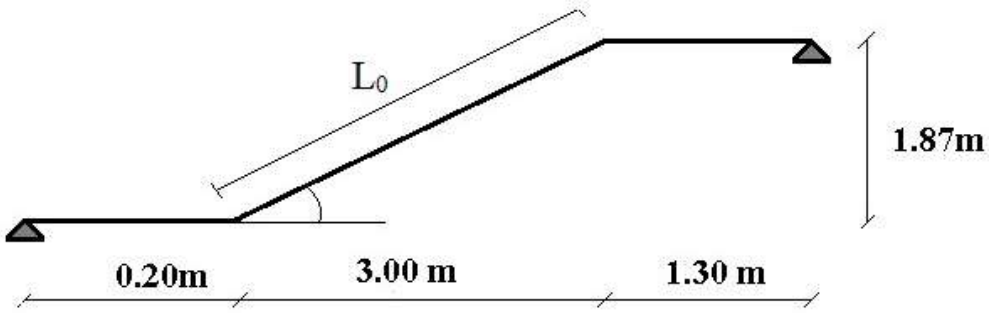


Figure III.23 *:* schéma statique de l'escalier droit

- Longueur horizontale de la paillasse L = 3.00 m

Nombre de marches: n - 1 = 10

Nombre de contres marches: n = 11

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17\,cm$

Le giron: g = L / n-1 = 300 / 10= 30.0cm $\Rightarrow$ g=30cm

Vérification de la formule de BLONDEL: $59\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 66cm$

Angle d'inclinaison "α":

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{300} = 0.62 \Rightarrow \alpha = 31.71°$$

Longueur de la paillasse "L0":

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{300}{\cos 31.71} = 354cm$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L_0=504cm

"ep": $\frac{L_0}{35} \le e_p \le \frac{L_0}{30} \Rightarrow 14.40cm \le e_p \le 16.8\,cm$

Donc on prend: $e_{paillasse} = e_{palier} = 20\,cm$

III.4.3/Evaluation des charges et surcharges:

A- Charges permanentes:

a- Paillasse :

Tableau III.16: Charges permanentes de la paillasse.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dale de sol	0.008	22	0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	PP du paillasse	$e/\cos a = 0.235$	25	5.88
5	PP des marches	$0.20/2 = 0.1$	25	2.5
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**9.846**

b- Palier:

Tableau III.17 : Charges permanentes du palier.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.008	22	0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	PP du palier	0.20	25	5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**6.476**

B- Surcharge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.4.4/Détermination des efforts:

Tableau III.18. Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	6.48	2.5	12.49	**8.98**
Paillasse	**9.85**	**2.5**	**17.04**	**12.35**

a- A l'E.L.U:

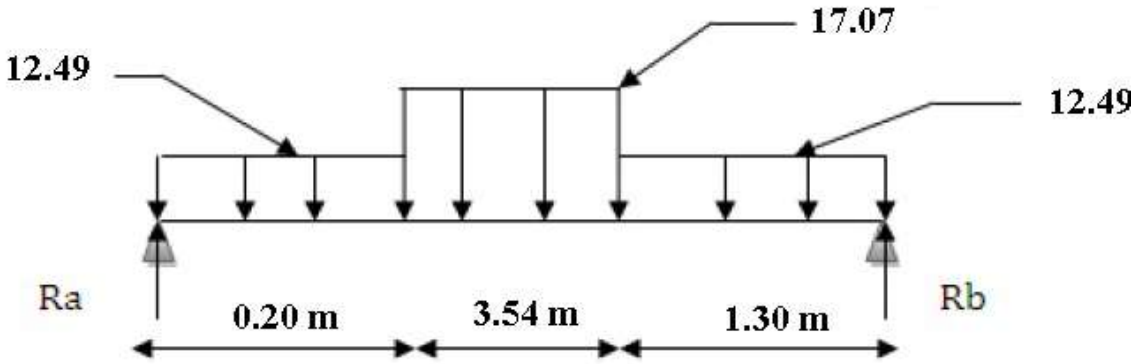
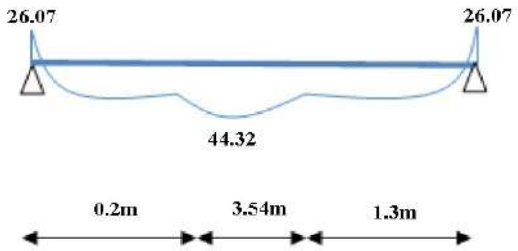
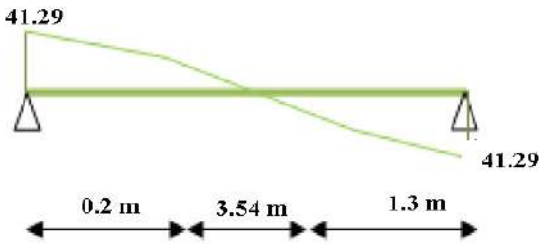


Figure III.24 *:* schéma simplifie du chargement à l'ELU.

Tableau III.19 : Récapitulation des résultats à l'ELU

Moment fléchissant	Effort tranchant
Mmax = 52.15KN.m **Mt (travée)= 44.32 KN.m** **Ma (appui) = 26.07KN.m**	Vu max = 41.29 KN
	

b- A l'E.L.S:

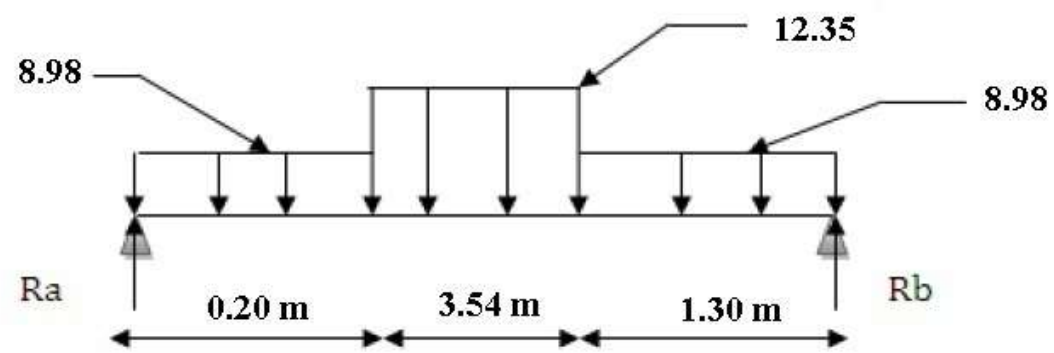
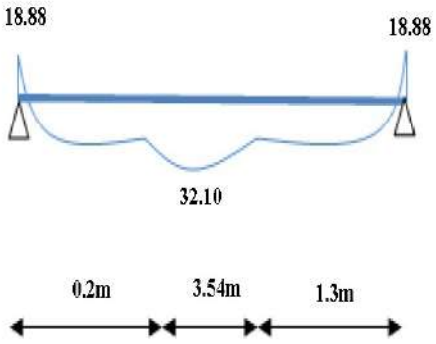


Figure III.25 : schéma simplifie du chargement à l'ELS.

Tableau III.20 : Récapitulation des résultats à l'ELS

Moment fléchissant	
Mmax = 37.77KN.m **Mt (travée)= 32.10 KN.m** **Ma (appui) = 18.88KN.m**	
	

III.4.6/Calcul du ferraillage :

A l'ELU :

Tableau III-21 : calcul des armatures

	M_u (kN.m)	μ	α	B	A (cm^2)	A'(cm^2)	Le choix
En travée	44.32	0.102	0.134	0.946	7.70	0	5HA14
Aux appuis	26.07	0.059	0.077	0.969	5.65	0	4HA12

a) Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 7.70\ cm^2 \geq A_{min} = 2\ cm^2$ (CV)

En appuis: $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = 2\ cm^2$ (CV)

b) Les armatures de répartition: **[1]**

Tableau III-22 : Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925$	5 HA 8 = 2.51cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	5 HA 8 = 2.51cm^2

a)Espacement St: **[1]**

Tableau III-23 : Vérification de espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm

d) Vérification de l'effort tranchant: **[1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{41.29\times10^3}{1000\times150} = 1.66\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 1.66\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \quad \text{(CV)}$$

III.4.7.Vérification à l'E.L.S: [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

Tableau III-24 : Vérification à l'E.L.S

	En Travée	En Appui
A (cm²)	7.70	4.52
M ser (KN.m)	32.10	18.88
Y (cm)	5.3	4.24
K (N/cm³)	144.91	130.58
I (cm⁴)	22153.55	14461.94
$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	15	15
σ_b **(MPa)**	7.69	9.41
$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$	**oui**	**oui**

III.4.8.Vérification de la flèche : [1]

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{504} = 0.039 \ge \frac{8.74}{20\times15.67} = 0.17 \qquad (CV)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{1000\times17.5} = 0.0044 \le \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (CV)$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Il faut avoir : $\Delta f_T \le \bar{f}$ avec :

$$\bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L}{500} & si \;\; L \le 5m \\ \dfrac{L}{1000} + 0.5 & si \;\; L > 5m \end{cases}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i$$

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10\ Ei\ I_{fi}}$ Flèche due aux déformations instantanées.

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10\ Ev\ I_{fv}}$ Flèche due aux déformations différées

Ei = 32164.2 MPa Ev = 10819 MPa

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = 4.77MPa \quad avec\ \rho = \frac{A}{bd} = 0.0044$

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.90MPa$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d\ A} = \frac{32.10\ \times 10^3}{0.866 \times\ 175\ X\ 770} =\ 265.31\ MPa$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\ \times\ 2.1}{4\ \times 0.0044 \times 265.31 + 2.1} = 0.457$$

- **<u>Détermination de l'axe neutre :</u>**

$y = \frac{(b*h)d + (b-(d-c))*(\frac{d}{2})}{(b*h)+(b*(d-c))} \Rightarrow y$ =13.75cm

$I_0 = \frac{b\ h3}{12} + by(\frac{h}{2} - y2) + 15A(d-y)^2 = 96415.88\ cm^4$

$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 33333.16\ cm^4 \implies f_i = 4.47\ cm$

$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 56633.57 cm^4 \implies f_v = 13.43\ cm$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 13.43 - 4.47 = \mathbf{8.96}\ mm$

$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{504}{1000} + 0.5 = \mathbf{10.04}\ mm$

On a:$\Delta f_T \leq \bar{f} \Longrightarrow \boldsymbol{CV}$

III.4.3.2.l'escalier a trois volées :

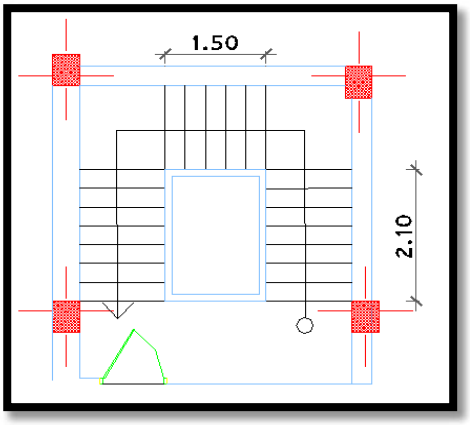


Figure III.26 *:* Dimensions de l'escalier droit

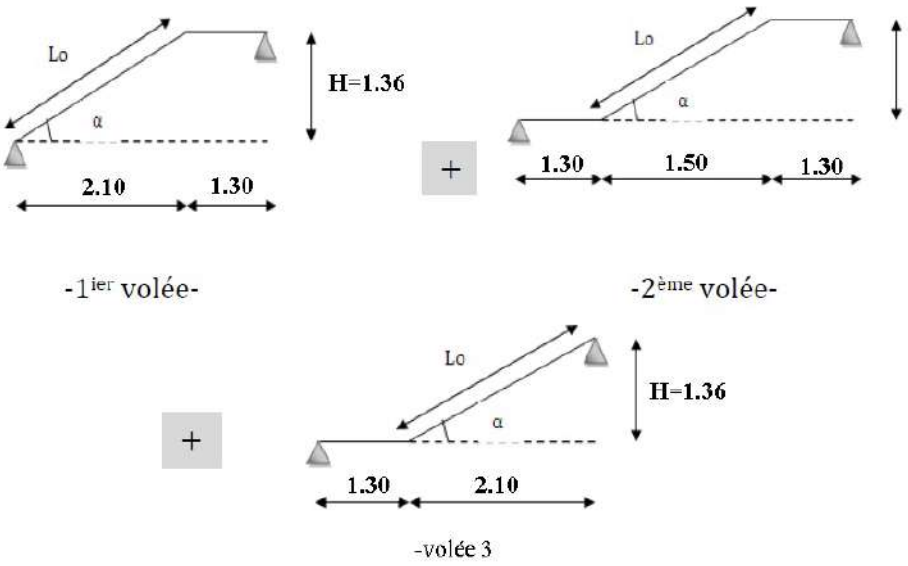


Figure III.27 *:* schéma statique de l'escalier droit

Pour des raisons d'économie on va étudier seulement le 1ier et le 2ème volée car le 1ier et le 3ème volée sont les mêmes.
Après on prend le moment maximum entre 1ier et le 2ème volée pour ferrailler.

III.3.2.1. Vérification de la relation de BLANDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$g + 2h = 64\ cm \Longrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{CV}$$

❖ Volée 1 :

Angle d'inclinaison de la volée :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.6247 \quad \Longrightarrow \alpha = 32.92.°$$

Longueur de la paillasse L_0 :

$$L_0 = \sqrt{2.10^2 + 1.30^2} = 2.50m$$

Longueur totale ℓ :

$$\ell = 1.3 + 2.50 = 3.80\ m$$

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

$$\frac{\ell}{35} \leq e \leq \frac{\ell}{30} \Longrightarrow \frac{380}{35} \leq e \leq \frac{380}{30} \Longrightarrow 12.67 \leq e \leq 10.86$$

On adopte: **e = 17 cm**

❖ Volée 2 :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \quad \Longrightarrow \alpha = 34.20\,°$$

Longueur de la paillasse L_0 :

$$L_0 = \sqrt{1.02^2 + 1.50^2} = 1.81m$$

Longueur totale ℓ :

$$\ell = 1.02 + 1.50 + 1.30 = 4.41\ m$$

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

$$\frac{\ell}{35} \leq e \leq \frac{\ell}{30} \Longrightarrow \frac{441}{35} \leq e \leq \frac{441}{30} \Longrightarrow 14.71 \leq e \leq 12.61$$

On adopte: **e = 17cm**

III.4.3/Evaluation des charges et surcharges: [3]

III.4.3.a. Charge permanente de la paillasse :

Volée1

Tableau III.25 : Charges permanentes de la paillasse (Volée1)

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.008	22	0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	PP du paillasse	$e/\cos a$ = 0.20	25	5.00
5	PP des marches	$e/2 = 0.085$	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**8.60**

Volée2

Tableau III.26 : Charges permanentes de la paillasse (Volée2)

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle de sol	0.008	22	0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	PP du paillasse	$e/\cos a$	25	5.13
5	PP des marches	$e/2$	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**8.73**

pour les deux volée 1et 2 on la charge permanentes du repos de l'escalier est la même

Tableau III.27 : Charges permanentes du palier

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle de sol	0.008	22	0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	PP du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Total	**5.73**

III.4.3.b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5\,KN/m^2$$

III.3.2.3. Détermination des sollicitations :

A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

les résultats sont résumés dans les tableaux suivant:

Volée1

Tableau III.28 : Combinaison des charges.

	$G\ (kN/m^2)$	$Q\ (kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
Paillasse	8.60	2.5	15.36	11.10
Palier	5.73	2.5	11.48	8.23

Volée2

Tableau III.29 : Combinaison des charges

	$G\ (kN/m^2)$	$Q\ (kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
Paillasse	8.73	2.5	15.54	11.23
Palier	5.73	2.5	11.48	8.23

III.4.4/Détermination des efforts:

Volée 1 :

État limite ultime :

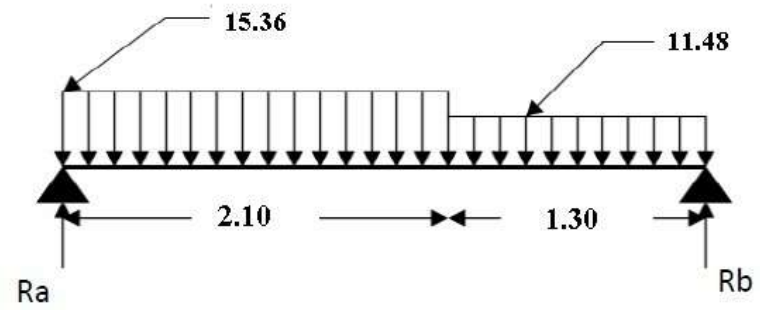
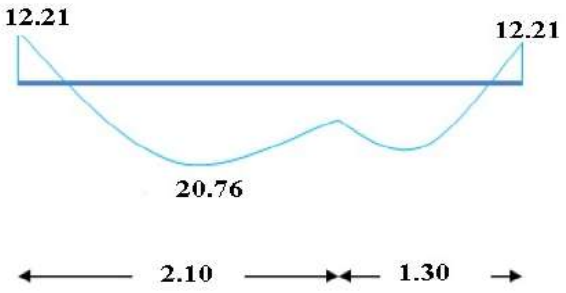
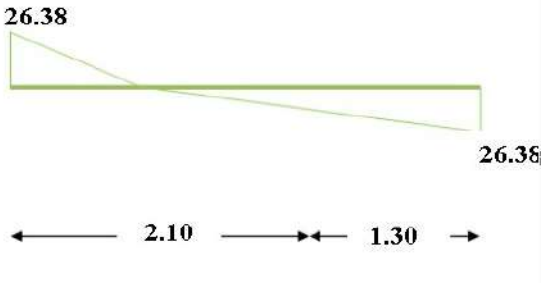


Figure III.28 : schéma simplifie du chargement à l'ELU.

Tableau III.30 : Récapitulation des résultats à l'ELU

Moment fléchissant	Effort tranchant
Mmax = 24.43KN.m Mt (travée)= 20.76 KN.m Ma (appui) = 12.21.m	Vu max = 26.38 KN
	

<u>État limite de service :</u>

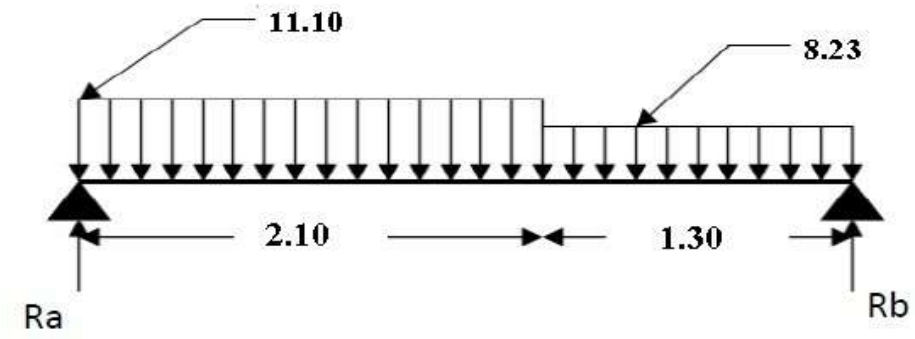
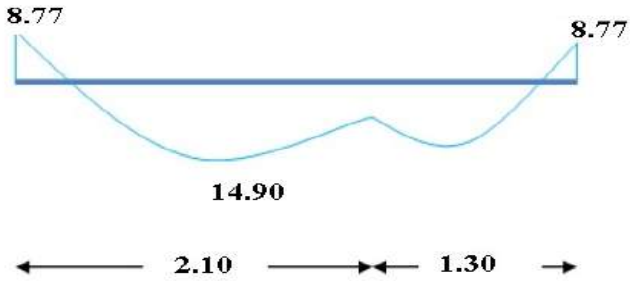


Figure III.29 *:* schéma simplifie du chargement à l'ELS.

Tableau III.31 : Récapitulation des résultats à l'ELS

Moment fléchissant
Mmax = 17.54KN.m **Mt (travée)= 14.90 KN.m** **Ma (appui) = 8.77KN.m**


Volée 2 :

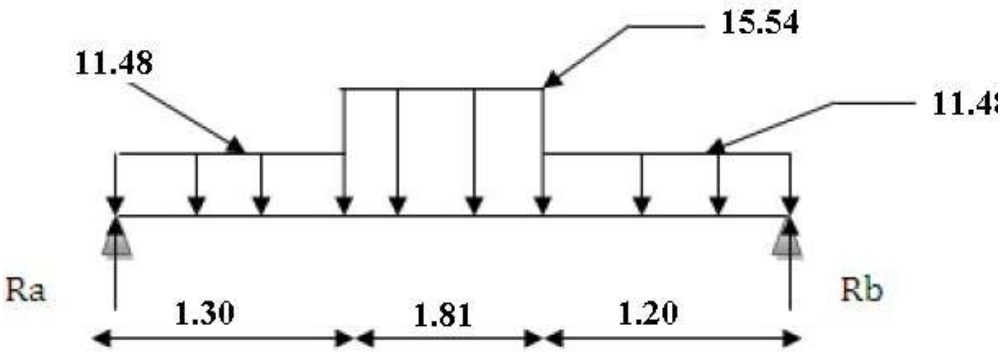
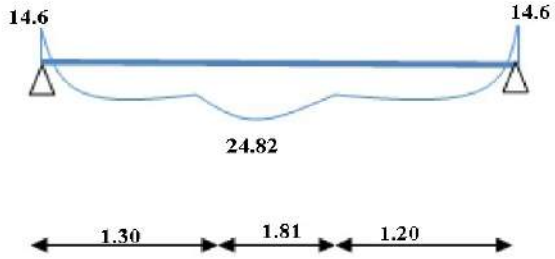
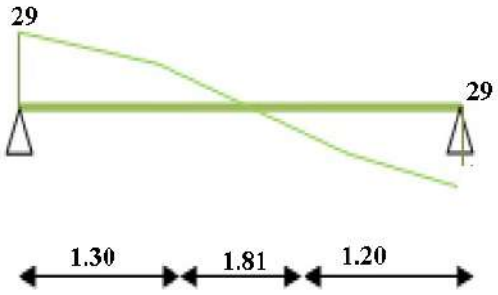


Figure III.30 : schéma simplifie du chargement à l'ELU.

Tableau III.32 : Récapitulation des résultats à l'ELU

Moment fléchissant	Effort tranchant
Mmax = 34.36KN.m Mt (travée)= 29.21KN.m Ma (appui) = 17.18m	Vu max = 29 KN
	

État limite de service :

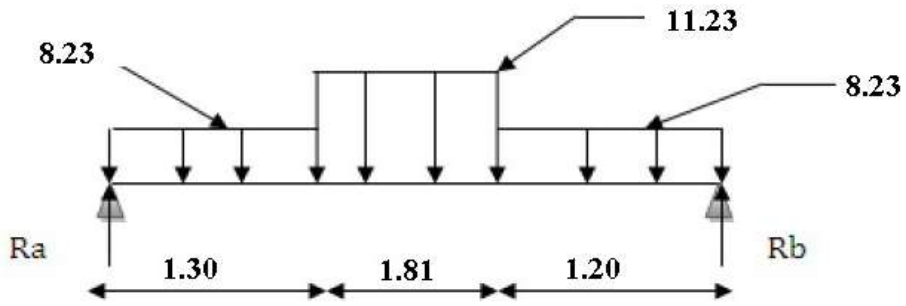
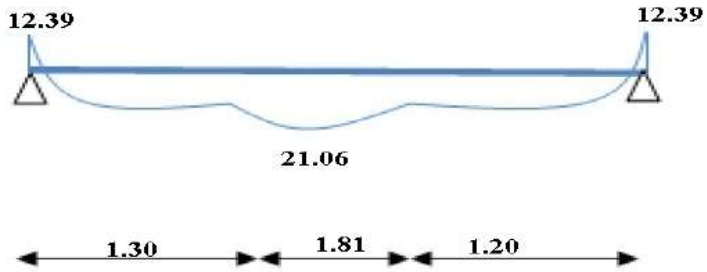


Figure III.31 : schéma simplifie du chargement à l'ELS.

Tableau III.33 : Récapitulation des résultats à l'ELS

Moment fléchissant
Mmax = 17.54KN.m **Mt (travée)= 21.06 KN.m** **Ma (appui) = 8.77KN.m**


III.4.6/Calcul du ferraillage :

A l'ELU :

Tableau III-34 : calcul des armatures

	M_u (kN.m)	μ	α	B	A (cm^2)	A'(cm^2)	Le choix
En travée	24.82	0.08	0.134	0.960	5.65	0	5HA12
Aux appuis	14.6	0.057	0.077	0.970	4.52	0	4HA12

a) Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = 1.70\,cm^2$ (CV)

En appuis: $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = 1.70\,cm^2$ (CV)

b) Les armatures de répartition:

Tableau III-35 : Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{5.65}{4}=1.41$	5 HA 8 = 2.51cm^2
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{4.52}{4}=1.13$	5 HA 8 = 2.51cm^2

a)Espacement St:

Tableau III-36 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[3h=cm;33cm]=33cm

d) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{29\times10^3}{1000\times150}=1.17MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u=1.66\,MPa<\overline{\tau}_u=3.33\,MPa \quad (CV)$$

III.4.7.Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b\le\overline{\sigma}_b$

Tableau III-37 : Vérification à l'E.L.S

	En Travée	En Appui
A (cm^2)	5.65	4.52
M_{ser} (KN.m)	21.06	12.39
Y (cm)	4.18	3.80
K (N/cm^3)	183.79	129.17

I (cm^4)	11460.56	9591.17
$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	15	15
σ_b **(MPa)**	7.69	8.36
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**oui**	**oui**

III.4.8.Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{441} = 0.04 \geq \frac{21.06}{10 \times 24.78} = 0.17 \qquad (CV)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{1000 \times 17.5} = 0.0044 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (CV)$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Il faut avoir : $\Delta f_T \leq \bar{f}$ avec :

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & si \;\; L \leq 5m \\ \frac{L}{1000} + 0.5 & si \;\; L > 5m \end{cases}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i$$

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 \, Ei \, I_{fi}}$ Flèche due aux déformations instantanées.

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 \, Ev \, I_{fv}}$ Flèche due aux déformations différées

Ei = 32164.2 MPa Ev = 10819 MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = 5.39MPa \qquad avec \;\; \rho = \frac{A}{bd} = 0.0044$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 2.16MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \, A} = \frac{21.06 \times 10^3}{0.866 \times \; 175 \; X \; 770} = 259.70 \; MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \; \times \; 2.1}{4 \; \times 0.0044 \times 259.70 + 2.1} = 1.40$$

- Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{(b*h)d+(b-(d-c))*(\frac{d}{2})}{(b*h)+(b*(d-c))} \Rightarrow y = 11.50\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b\ h3}{12} + by(\frac{h}{2} - y2) + 15A(d-y)^2 = 57004.42\ cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} = 19795.10\ cm^4 \implies f_i = 3.79cm$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} = 33584.48cm^4 \implies f_v = 11.38\ cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 11.38 - 3.79 = \mathbf{7.59}\ mm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4410}{500} = \mathbf{8.82}mm$$

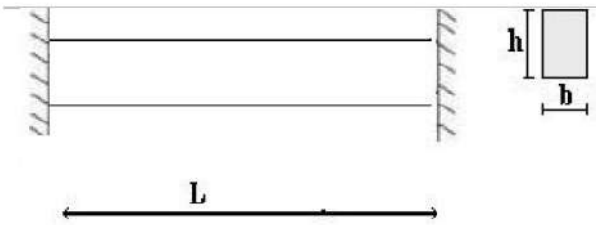
On a:$\Delta f_T \leq \bar{f} \implies \boldsymbol{CV}$

II.4. La poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre encastrée a une extrémité et libre à l'autre (console) et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre
- Charge de la paillasse (partie balancée et non balancée)

III.4.1. Pré-dimensionnement :



figureIII.32.la dimension de la poutre palier

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donne par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm [2]
- $h/b \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5+b1$

L : la longueur de la poutre. L = 3.0 m

Tableau III.38 : pré-dimensionnement de la poutre

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.00 m ⇒ 20cm ≤ h ≤30cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm On adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.0882) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.3.6.2. Evaluation des charges :

- ✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3\times 0.30) \times 25 \rightarrow p_p = 2.25$ KN/ m
- ✓ Réaction d'escalier : Ru = 37.80KN, R s = 27.31KN
- ✓ Poids de la double cloison: Pm= 1.87 x 2,52 = 4.70 KN/m

G_T =2.25+4.70=7.2 kN

Pu=1.35 G_T +Ru =1.35x7.2+37.80=47.52KN/m

Ps = (G_T+Rs) = 7.2+27.31 = 34.51 KN/m

III.7.3. Calcul des efforts:

On a pris les valeurs données par l'aide mémoire de la résistance des matériaux.

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (RA, RB) avec la méthode de RDM.

- $R_A = R_B = PL/2$
- M_{max} (Appuis) = $M_A = M_B = PL^2/12$

- M_{max} (Travée) = $PL^2/24$

❖ **A .L'ELU :**

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ =71.28kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ =71.28 kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =17.82KN.m et M_{max} (Appuis) =35.64 kN.m

❖ **B. L'ELS :**

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 51.76kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 51.76kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 12.94 kN.m et M_{max} (Appuis) = 25.88 kN.m

III.7.4. Ferraillage de la poutre palière:

✓ **Armatures longitudinales:**

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

Tableau III-39 : les données

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 3 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-40 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u(KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	17.82	0.057	0.970	1.95	0.00	2HA12=2.26
En appuis	35.64	0.114	0.939	4.03	0.00	3HA14=4.62

III.4.4. Vérifications :

- **Condition de non fragilité : [1]**

On vérifie que A≥ Amin= $\frac{B}{1000}$

En travées: A=2.26cm^2≥ Amin= $\frac{30x30}{1000}$=0.9cm^2 (cv)

En appuis : A=4.62cm^2≥ Amin= $\frac{30x30}{1000}$=0.9cm^2 (cv)

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{71.28X\ 10^3}{200\ X\ 270} = 0.88\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = 0.88\ MPa\ \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[25cm; 24.3cm] = 24.3\ cm$$

$$V_u = 47.10\ KN\ \leq 0.4\frac{25}{1.5} 300 \times 243 = 486\ 10^3 \longrightarrow$$

- **Vérification au voisinage de l'appui:** **[1]**

$$\frac{2\text{Vu}}{\text{b0xa}} < 0.8\frac{fc28}{\gamma_s}$$

$$\frac{2x71.28x10^3}{300x243} = 1.98 < 0.8\frac{25}{1.15} = 17.39$$

$$\text{A} = 2.26\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma s\ Vu}{fe} = \frac{1.15x71.28x10^3}{400} = 2.04\text{cm}^2 \quad \text{(cv)}$$

- **Armatures transversales : [1]**

$$ø \leq Min\begin{bmatrix} h/_{35} = 8.57\ mm \\ ø = 12\ mm \\ b/_{10} = 30\ mm \end{bmatrix}$$

$$ø = 8\ mm\ ;\ a_t = \frac{\pi ø^2}{4} = \frac{\pi\ X\ 8^2}{4} = 0.5\ cm^2$$

$$A_t = \textbf{4 HA 8} = 2.01\ cm^2$$

- **Calcul des espacements :**

✓ **Selon CBA93 :**

$$S_t \leq Min(0.9d; 40\ cm) = 23.94cm$$

$$d = h - e - \frac{ø}{2} = 30 - 3 - \frac{0.8}{2} = 26.6cm$$

✓ **Selon RPA 99 :**

$S_t \leq [h/4; 12\phi_1; 30] = [7.5; 9.6; 30]$ …… (Zone nodale)

$S_t \leq {}^{h}/_{2} = 15\ cm$ …… (Zone courante)

On adopte les valeurs suivantes :

$S_t = 5\ cm$ (Zone nodale)

$S_t = 15\ cm$ (Zone courante)

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_t\ fe\ \gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}} = \frac{201\ X400\ X\ 1.15}{(300\ X\ 0.88) - (3X2.1)} = 35.87\ cm$$

$S_t \leq 35.87\ cm \longrightarrow$ **CV**

✓ **Section minimal d'armatures transversales : [1]**

$$A_t \geq \frac{0.4\ bS_T}{fe}$$

- Zone nodale : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 300\ X\ 50}{400} = 0.15 cm^2 \longrightarrow$ **CV**
- Zone courante : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 300X\ 150}{400} = 0.45\ cm^2 \longrightarrow$ **CV**

III.3.6.4.F. Vérification a l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6xfc28 = 15MPa$$

Tableau III-41 : Vérification a l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	2.26	4.62
M_{ser} (kN.m)	**12.94**	25.88
Y (cm)	$12.5y^2$+ 15A.y 15A.d=0 y=7.3	$12.5y^2$+ 15A.y-15A.d= 0 y=9.69
I (cm^4)	$\frac{b}{3}$y +15A(d-y)⇒I=17046.42	$\frac{b}{3}$y +15A(d-y)⇒I =29413.85
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	**15**	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = 5.54$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = 8.52$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui

III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu''il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèche si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-42 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ≤ 4.2/fe
h/ L = 0.3 / 3.00 = 0.1 Mt/(10 Mo)=0.1	ρ =A/(bo*d)=2.26/(30*27)=0.0027 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

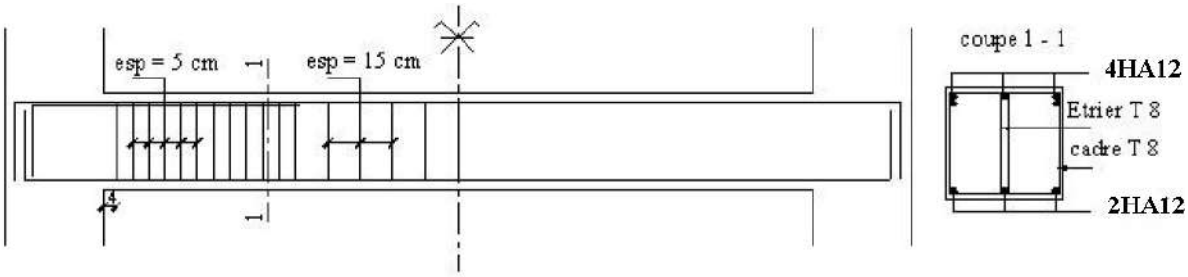


figure III.33:ferraillage de la poutre palière

III.5-CALCUL DES CONSOLES :

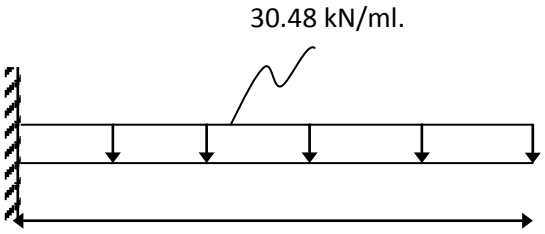
III.5.1.Console, sur laquelle repose l'escalier (2eme type d'escalier) :

- R_u=25.15kN⇒P =25.15/1.30 = **19.35 kN/ml**
- Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = **2.25kN/ml**
- Poids de la double cloison : 2.38 x 2,52 = 6kN/ml
  - G_T =8.25kN
  - R_{ser}=18.16kN⇒P =18.16/1.30 = **13.97 kN/ml**

Calcul des efforts :

❖ **à l'E.L.U :**

P_u= (1.35x.8.25) + 19.35 ⇒ **P_u =30.48**



$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2}$ = **25.75kN.m**

1.30m

***Figure* III.34.Schéma statique de la console**

❖ **à l'E.L.S :**

P_{ser} = 8.25+ 13.97 ⇒ **P_{ser} = 22.22 kN/ml**

$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2}$ = **18.77kN.m**

Ferraillage :

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

h = 30cm; b = 30 cm; d = 27.5cm.

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.43: Calcul des sections d'acier de la console

	M_u kN.m	μ	β	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
A l'appui	25.75	0.08	0.958	2.80	0	0.9	3 HA12
							3.39

III.4.4. Vérifications :

- **Condition de non fragilité : [1]**

$A_s \geq A_{min} = 0{,}001(bxh)$; $A_{min} = 0{,}001 \times 30 \times 30 = 0.9\ cm^2$

$A = 3.39 \geq 0.9\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : [1]**

V_u = 25.15 + 1.35 (2.25 x 1.30) ⇒ **V_u = 29.10 kN** ,

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{29.10\ X\ 10^3}{300\ X\ 275} = 0.35\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$\tau_u = 0.35\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Vérification selon RPA99v2003 :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\ \%\ (bh) \\ A_{max} = 4\ \%\ (bh) \quad \ldots\ldots\ zone\ courante \\ A_{max} = 6\ \%\ (bh) \quad \ldots\ldots\ zone\ de\ recouverement \end{cases}$$

$A_{min} = 4.5\ cm^2 \leq A = 3.39 \leq A_{max} = 36\ cm^2 \longrightarrow$ **CNV**

Donc on prendre :

A=3HA14=4.62 cm^2

- **Vérification de la compression dans la bielle de béton :**

$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$

$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = 24.75\ cm$

$V_u = 29.10\ KN \leq 0.4\frac{25}{1.5} 300 \times 247.5 = 459\ kN \longrightarrow$ **CV**

- **Vérification à l'ELS :**

$M_s = 14.85\ KN.M$

$by_1{}^2 + 30(\acute{A} + A)y_1 - 30(\acute{A}\acute{c} + Ad) = 0$

$30y_1^2 + 30(462)y_1 - 30(4.62\ X\ 27.5) = 0$

$y_1^2 + 4.62y_1 - 127.05 = 0 \longrightarrow y_1\ 9.20\ cm$

$I_{xx} = \frac{by_1{}^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

$I_{x\acute{x}} = \frac{30\ (9.20)^3}{3} + 15\ X\ 4.62(27.5 - 9.20)^2 \longrightarrow I_{x\acute{x}} = 30994.75\ cm^4$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{x\acute{x}}} y_1 = \frac{14.85\ X\ 10^6}{30994.75X\ 10^4} 92 = \mathbf{4.40MPa} < 0.6\boldsymbol{f_{c28}} = \mathbf{15MPa} \longrightarrow$ **CV**

- **Vérification de la flèche : [1]**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{130} = 0.23 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ **CV**

$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.62}{30\ X\ 27.5} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow$ **CV**

$\frac{h}{L} = \frac{30}{130} = 0.24 \geq \frac{M_t}{10M_x} = 0.1 \longrightarrow$ **CV**

Donc le calcul de la flèche est inutile.

- **Armatures transversales : [1]**

$$ø \leq Min\begin{bmatrix} h/35 = 8.57\ mm \\ ø = 12\ mm \\ b/10 = 30\ mm \end{bmatrix}$$

$$ø = 8\ mm\ ;\ a_t = \frac{\pi ø^2}{4} = \frac{\pi\ X\ 8^2}{4} = 0.5\ cm^2$$

$$A_t = \mathbf{4\ HA\ 8} = 2.01\ cm^2$$

- **Calcul des espacements :**

✓ **Selon CBA93 :**

$$S_t \leq Min(0.9d; 40\ cm) = 24.75\ cm$$

$$d = h - e - \frac{ø}{2} = 30 - 2.5 - \frac{0.8}{2} = 27{,}1\ cm$$

✓ **Selon RPA 99 :**

$S_t \leq [h/4; 12ø_1; 30] = [7.5; 9.6; 30]$ …… (Zone nodale)

$S_t \leq h/2 = 15\ cm$ …… (Zone courante)

On adopte les valeurs suivantes :

$S_t = 7\ cm$ (Zone nodale)

$S_t = 15\ cm$ (Zone courante)

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_t\ fe\ \gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}} = \frac{201\ X\ 400\ X\ 1.15}{(300\ X\ 0.35) - (3X2.1)} = 93.67\ cm$$

$S_t \leq 93.67\ cm \longrightarrow$ **CV**

✓ **Section minimal d'armatures transversales : [1]**

$$A_t \geq \frac{0.4\ bS_T}{fe}$$

- Zone nodale : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 300\ X\ 70}{400} = 2.1\ cm^2 \longrightarrow$ **CV**
- Zone courante : $A_t \geq \frac{0.4\ X\ 300\ X\ 150}{400} = 4.5 cm^2 \longrightarrow$ **CV**

III.5. Dalle machine:

III.5.1. Introduction:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2. Pré-dimensionnement:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

✓ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{210}{50} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4.2\ cm \leq e \leq 5.25\ \text{cm}$$

✓ **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (ENASC) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e = 25cm**.

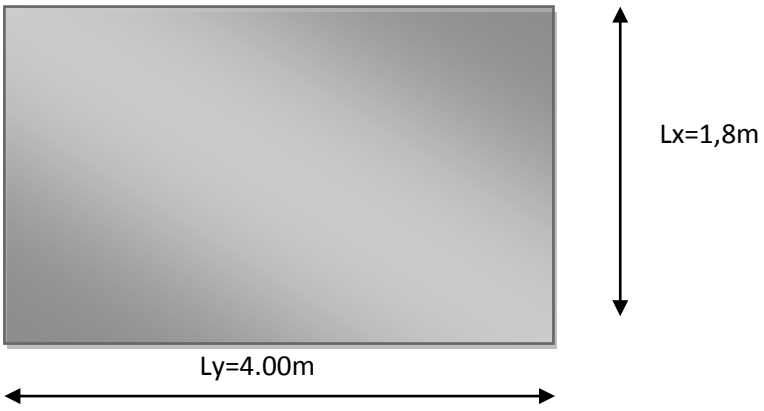


Figure III.35 : dimensions de la dalle machine

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.5.3.a. Charges permanentes G : [3]

Tableau III.44 : Charges permanentes de la dalle

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6.00	0.06
7	Dalle pleine	0.25	25	6.25
8	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
			Total	**10.05**

III.5.3.b. Poids de la machine supportée :

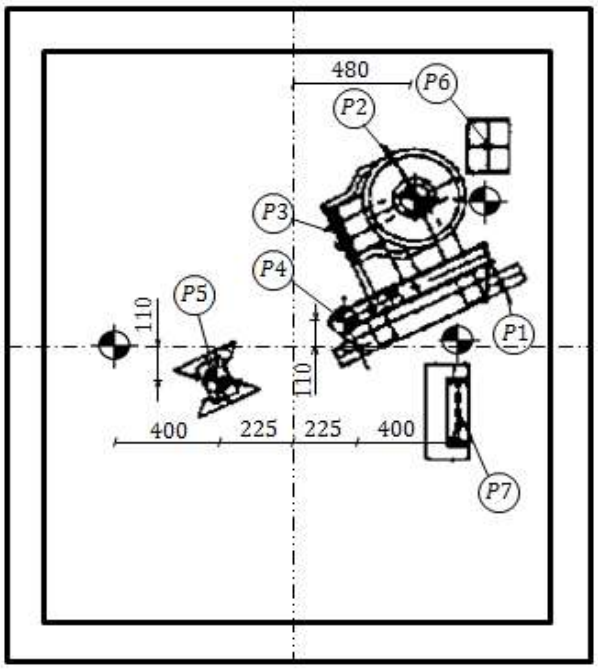


Figure III.35 : dimensions de la dalle machine

Tableau III.45 : Charges des équipements.

Réaction en KN						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3

P_i : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme des charges concentrées.

$$g = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{48.8}{2.1 \times 3.3} = 7.04\ kN/m^2$$

$$G_{tot} = 7.04 + 10.05 = 17.09\ kN/m^2$$

III.5.3.c. Charges d'exploitation :

L'**ENASC** exige une charge d'exploitation importante Q=**5** KN/m²

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_{ser}(kN/m^2)$
17.09	5	30.57	22.09

III.5.4. Calcul des sollicitations:

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{4.00} = 0.45 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail suivant les deux directions.

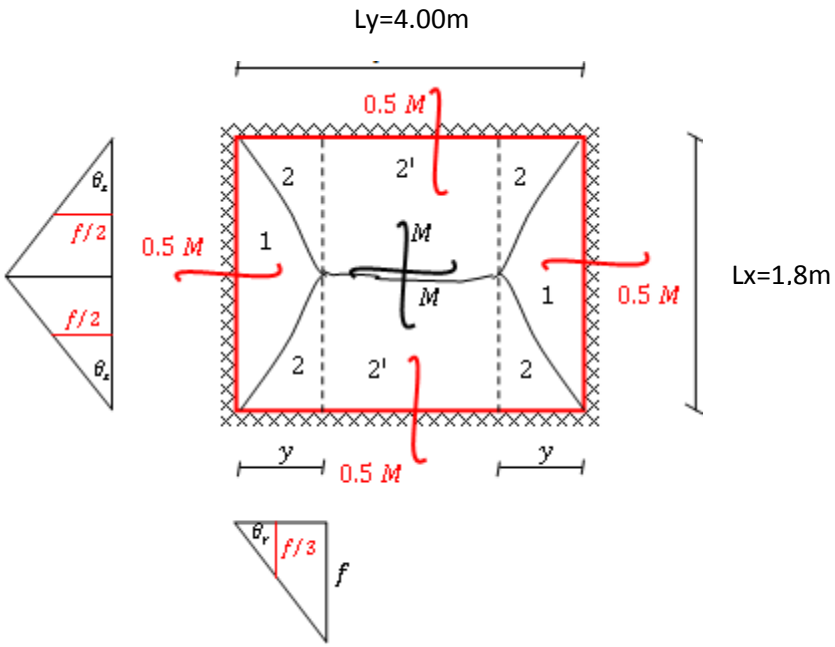


Figure III.35 : Dimension de la dalle machine.

$$T_{ext} = \sum T_{ext\ i}$$

$$T_{ext} = 2T_{ext\,1} + 4T_{ext\,2} + 2T_{ext\ 2'}$$

$$T_{ext\ 1} = q\left(L_x \frac{y}{2}\right)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext\ 2} = q\left(y\frac{L_x}{4}\right)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext\ 2'} = q\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{2}\right)\frac{f}{2}$$

$$T_{ext} = 2qf\left(L_x \frac{y}{6}\right) + 4qf\left(y\frac{L_x}{12}\right) + 2qf\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{4}\right)$$

$$T_{ext} = qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)$$

$$T_{int} = \sum T_{int\ i}$$

$$T_{int} = 2T_{int\,1} + 2T_{int\,2}$$

$$T_{int\,1} = M_y L_x \theta_y + 0.5 M_y L_x \theta_y = 1.5 M_y L_x \theta_y = 2.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int\,1} = 1.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int\,1} = M_x L_y \theta_x + 0.5 M_x L_y \theta_x = 1.5 M_x L_y \theta_x = 1.5\ M_y L_x \frac{2f}{y}$$

$$T_{int\,2} = 3Mf\frac{L_y}{L_x}$$

$$T_{int} = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$T_{int} = T_{ext} \Longrightarrow qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right) = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$q = M\frac{\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)}{\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)} = \frac{U(y)}{V(y)}$$

$$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$$

$$7.878y^2 + 6.48y - 19.44 = 0 \implies \boldsymbol{y = 1.47\ m}$$

$$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y} + 13.13\right)}{-0.6 \times y + 3.6} = M\frac{\left(\frac{5.4}{1.47} + 13.13\right)}{-0.6 \times 1.47 + 3.6} = 6.18\,M$$

$$\boldsymbol{M = 0.16\,q}$$

III.5.6. Ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible

Tableau III-46 : Les données

f_{c28}	**25 MPa**	**h**	**25 cm**
f_{t28}	2,1 MPa	d	**22.5 cm**
f_e	400 MPa	c	**2 .5 cm**
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'0	**2.5 cm**
$\sigma_{s\ adm}$	**348 MPa**	**b**	**100 cm**

- ✓ A l'ELU :

Choisissons : $\emptyset_x = 12\ mm$

$$d_x = 25 - 2.5 - \frac{1.2}{2} = 21.9\ cm$$

$$d_y = 21.9 - \frac{1.2 + 1.2}{2} = 20.7\ cm$$

Tableau III.47: les efforts internes dans la dalle machine

ELU	ELS
$\boldsymbol{M_u = 0.16\,q_u}$	$M_{ser} = 0.16\,q_{ser}$
$\boldsymbol{q_u = 30.57\ KN}$	$q_s = 22.09\ kN$
$\boldsymbol{M_{tx} = M_{ty} = 0.16\,q_u = 4.89\ KN.m}$ $\boldsymbol{M_{ax} = M_{ay} = 0.16 q_u \times 0.5 = 2.44\ kN.m}$	$M_{tx} = M_{ty} = 0.16\,q_s = 3.53\ kN.m$ $M_{ax} = M_{ay} = 0.16 q_s \times 0.5 = 1.76\ kN.m$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-48 : Calcul des sections d'acier

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	4.89	0.007	0.996	0.64	0	**2.5**
	En appuis	2.44	0.0035	0.982	0.35	0	**2.5**
Sens-y	En travée	4.89	0.008	0.996	0.68	0	**2.5**
	En appuis	**2.44**	**0.004**	**0.980**	**0.35**	**0**	**2.5**

III.5.7. Les vérifications :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 3\varphi 12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3\varphi 12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

✓ **Vérification de l'espacement**

✓ $S_t \leq Min\begin{cases} 2h = 50cm \\ 22\ cm \end{cases}$

On prend: St=20cm

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

Tableau III.49 : Vérification de l'effort tranchant.

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{30.58 \times 1.80 \times 4}{8 + 1.8} = 22.46kN$	$\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{30.58 \times 1.8 \times 4}{3 \times 4} = 18.35\ kN$
τ_u	$\frac{22.46 \times 10^3}{1000 \times 219} = 0.102\ MPa$	$\frac{18.35 \times 10^3}{1000 \times 219} = 0.083\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

III.7.6. Vérification à l'E.L.S :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-50: Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (mm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	3.53	3.39	4.24	$183.99 \times 10^6 mm^4$	0.019	0.80	**Oui**
	appuis	1.76	3.39	4.24	$183.99 \times 10^6 mm^4$	0.0095	0.40	**Oui**
Sens-y	travée	3.53	3.39	4.10	$163.095 \times 10^6 mm^4$	0.02	0.82	**Oui**
	appuis	**1.76**	**3.39**	**4.10**	$\mathbf{163.095 \times 10^6 mm^4}$	**0.010**	**0.44**	**Oui**

III.7.7. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{25}{180} = 0.138 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.05 \quad \boldsymbol{CV} \\ et \\ \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100 \times 21.9} = 0.0015 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \boldsymbol{CV} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Vérification de non poinçonnement : [1]**

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u = 12.5\ kN$; $\gamma_b = 1.5$; $f_{cj} = 25$ MPa ; $h = 25\ cm$

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$U_c = 2(a+b) + 8e + 4h$

Avec : $a = b = e = 0$

$U_c = 4h = 100\ cm$

$$Q_u = 125\ kN < 0.045 \times 1000 \times 250 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) = 187.5\ kN \Rightarrow \boldsymbol{CV}$$

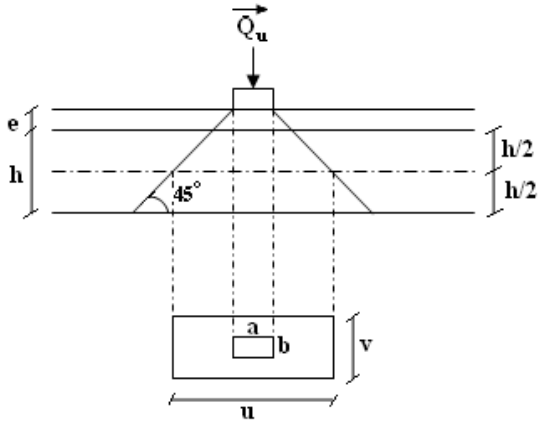


Figure III.36 ***: la vérification de non poinçonnement***

IV.1.Introduction :

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse fois l'accélération. Si les forces ou le déplacement sont appliquées lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini des déplacements, c'est pour quoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de créer un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va nous permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 15 ».

La structure étudie est un R+5+sous sol implanté en zone III [3], l'utilisation d'un contreventement par portiques est donc interdite. On doit donc introduire des voiles avec les portiques. Un autre problème s'impose : quelle est la quantité de voiles à introduire pour avoir le coût le moins élevé. C'est pourquoi nous allons comparer différentes dispositions pour les voiles avec différentes conditions d'about :

- Des voiles avec des poteaux dans les deux bouts ;
- Des voiles avec une extrémité libre.

Le paramètre de comparaison sera la quantité de matériaux (béton et acier) nécessaire pour les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

IV.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques : [2]

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente : [2]

IV.2.1.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.
Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.2.1.2. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article **4.1.2 du RPA 99v2003**.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale : [2]

IV.2.2.1. Principe de la méthode :

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 la structure.
Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.2.2.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.
Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.3.1.1. 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 IIa et IIb : sismicité moyenne.*
- *ZONE III : sismicité élevée.*

Dans notre cas, ALGER se situe dans une zone de sismicité élevée '**ZONE III'**.

IV.3.1.2. Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage ; on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ›200 m/s à partir de 10m de profondeur.

IV.3.1.3. Classification de l'ouvrage :

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.*

Notre ouvrage est classé dans la catégorie **2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99v2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (H= 22.44 m>10m) .

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le logiciel d'analyse. « SAP2000 version 16 ».

IV.3.2. 2 Spectre de réponse de calcul:

- L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R}) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\dfrac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a .Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 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

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

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-1 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	**Valeur**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	**0**
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	**0**
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	**0.05**
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	**0.05**
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	**0.05**
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	**Oui**	**0**	**Oui**	**0**

Donc : Q=1.15 [RPA : Tab.4.4]

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

- **β** = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation**.**

  β= 0,20 [RPA : Tab.4.5]

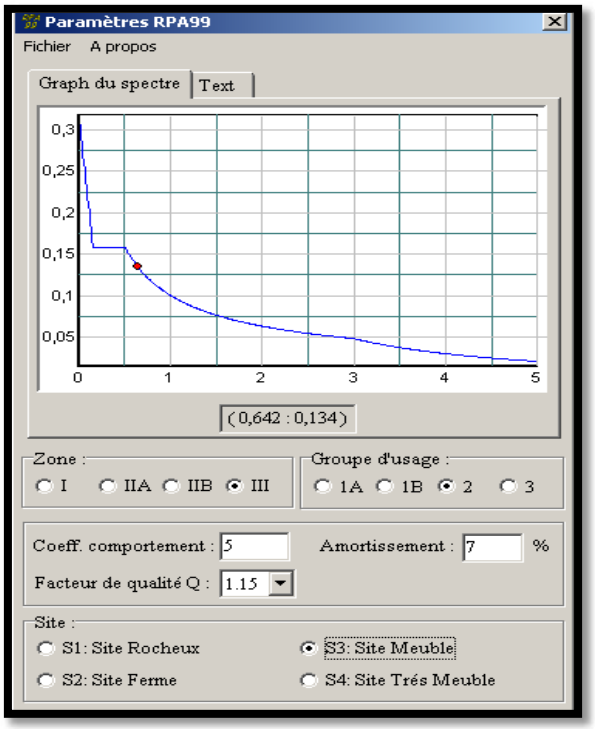


Figure IV-1 : Spectre de réponse

IV.2. 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.2.1. 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 (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante : $X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$ $YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : 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.2.2. Centre de torsion :

Il présente dans le plan horizontal (diaphragme) le point à travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Habituellement dans les structures dont les éléments résistants sont de forme rectangulaire et qui présentent des caractéristiques physiques, et dont les axes principaux locaux sont parallèles aux axes globaux, le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_{xi} , I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale par rapport à « ox ;oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère choisi.

X_{tj} , Y_{tj} : coordonnées de centre de gravité du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Calcul des inerties :

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux '1 : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '2' : $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
- pour les voiles plein : $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

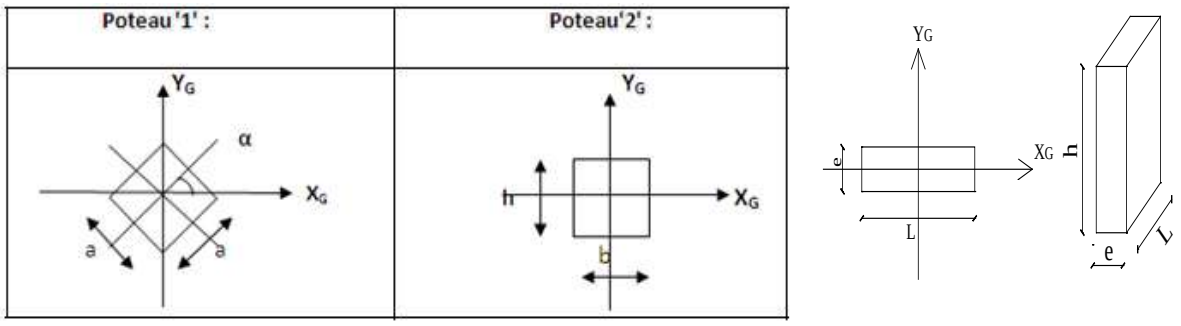


Figure IV.2.dimension des voiles et poteaux

IV.4. Analyse de 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.

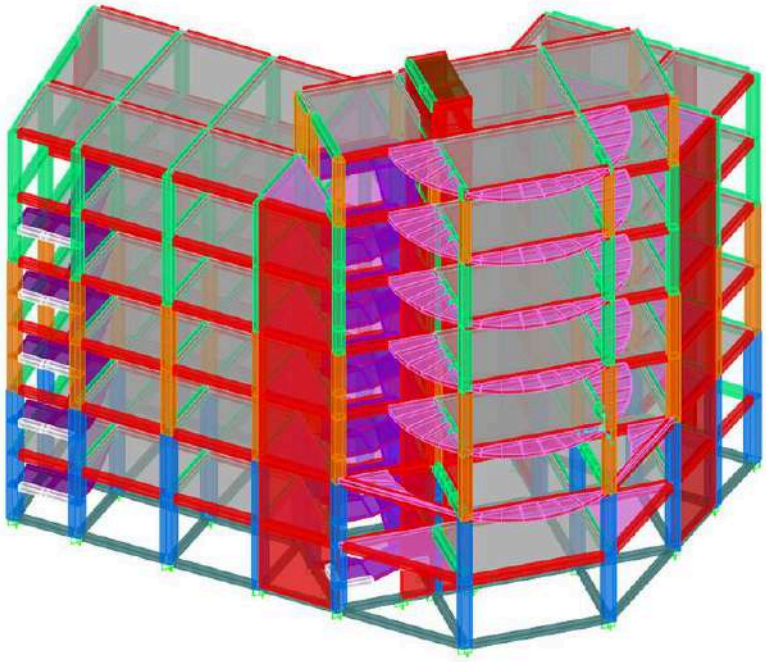


Figure IV.3. Vue en 3D des voiles aux RDC et étages

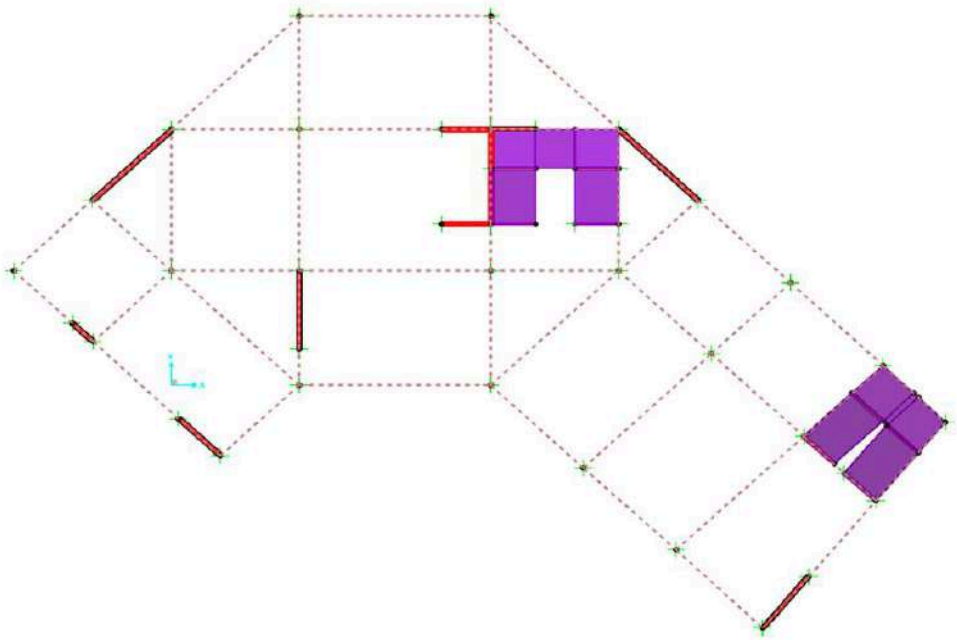


Figure IV.4. Vue en 2D des voiles aux RDC et étages

IV.3.3. Excentricités :

a- Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

b- 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.

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

IV.4. Etude de la structure :

IV.4.1. Caractéristiques géométrique :

IV.4.2.6. Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.2 *:* Calcul du Centre de Rigidité et Centre de Masse

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
Sous-sol	3.74	1.0445	1.4786	10.48	1.3	4341.25	10.86	3.44
RDC	7.48	1.0846	1.5187	8.99	1.3	4019.79	10.48	3.02
1er étage	11.22	1.0169	1.451	9.89	1.4	4305.35	10.25	3.76
2eme	14.96	1.0169	1.451	9.89	1.4	4250.09	10.25	3.77
3eme	18.7	0.9668	1.4009	9.84	1.53	41890.9	10.2	3.81
4eme	22.44	0.9668	1.4009	9.84	1.53	4278.07	10.65	3.61
5eme	26.18	0.1918	0.2385	9.79	7.74	1461.57	7.73	8.71
6eme	28.18	0.1662	0.2129	9.81	7.95	95.11	10.33	7.95

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique (statique)

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	XR (m)	Ex théo(m)	YG (m)	YR (m)	Ey théo(m)
28,18	10,33	10,48	0,15	7,95	7,95	0
26,18	7,73	8,99	1,26	8,71	7,74	0,97
22,44	10,65	9,89	0,76	3,61	1,53	2,08
18,7	10,2	9,89	0,31	3,81	1,53	2,28
14,96	10,25	9,84	0,41	3,77	1,4	2,37
11,22	10,25	9,84	0,41	3,76	1,4	2,36
7,48	10,48	9,79	0,69	3,02	1,3	1,72
3,74	10,86	9,81	1,05	3,44	1,3	2,14

Tableau IV.4 Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
28,18	16	16	0,80	0,80
26,18	27,49	18,44	1,37	0,92
22,44	27,49	18,44	1,37	0,92
18,7	27,49	18,44	1,37	0,92
14,96	27,49	18,44	1,37	0,92
11,22	27,49	18,44	1,37	0,92
7,48	27,49	18,44	1,37	0,92
3,74	27,49	18,44	1,37	0,92

Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo+Ex acc	Ey théo	Ey acc	Ey théo+Ey acc
28,18	0,15	0,80	0,95	0	0,80	0,80
26,18	1,26	1,37	2,63	0,97	0,92	1,89
22,44	0,76	1,37	2,13	2,08	0,92	3,00
18,7	0,31	1,37	1,68	2,28	0,92	3,20
14,96	0,41	1,37	1,78	2,37	0,92	3,29
11,22	0,41	1,37	1,78	2,36	0,92	3,28
7,48	0,69	1,37	2,06	1,72	0,92	2,64
3,74	1,05	1,37	2,42	2,14	0,92	3,06

On constate qu'a chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [RPA99 version 2003. **Art.3.5.1.0.2**]

Longueur du bâtiment = 27.49 m ⇒ 15 %.Lx = 4.12 m

Largeur du bâtiment = 18.44 m ⇒ 15 %.Ly = 2.76 m

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique) le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification des sollicitations normales.

IV.3.3.1. Vérification de la participation massique:

Selon **RPA version 2003 [Art 4.3.4] :** le nombre minimal des modes Kà retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et T< 0.20 sec.

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

$K \geq 3\sqrt{6} \Rightarrow$ **K= 8**

Tableau IV.6 : Période et facture de participation massique du modèle

Modes	Périodes (sec)	Masses cumulées U_X	Masse cumulées U_Y
1	0,49	70%	2%
2	0,43	73%	68%
3	0,37	73%	69%
4	0,19	73%	71%
5	0,12	86%	84%
6	0,09	88%	88%
7	0,08	92%	88%
8	0,07	92%	88%
9	0,06	93%	89%
10	0,06	94%	90%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après le $10^{éme}$ mode.

IV. 2.c.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*hN/\sqrt{D}$

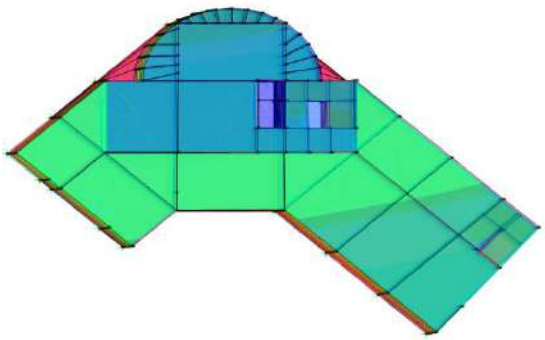
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\begin{cases} Tx= 0.380s \\ Ty=0.470s \end{cases}$$

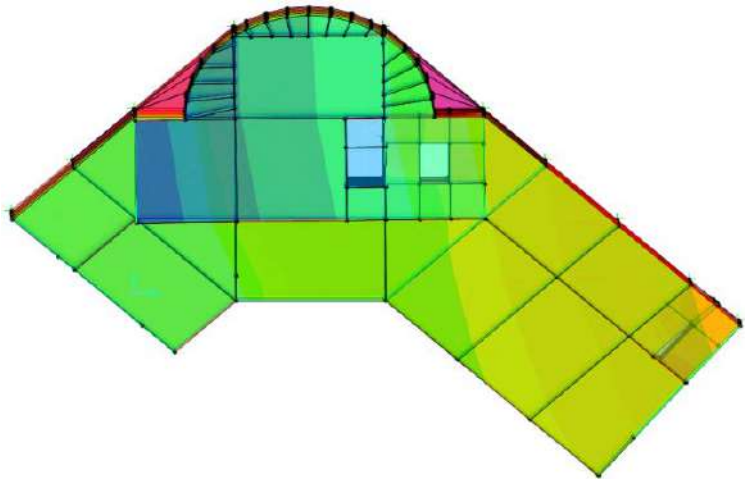
Tableau IV-7 : vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.380	0.490	0.494	OUI
Y	0.470	0.490	0.611	OUI

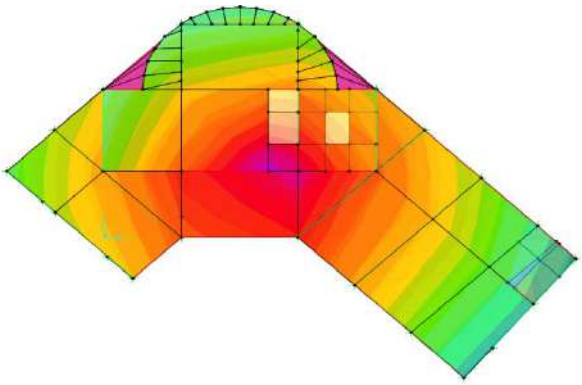
IV.3.3.2.Vérification de comportement :



Mode 1 (translation suivant Y)



Mode 2 (translation suivant X)



Mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

IV.3.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt 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. 3.6]. Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003AT.4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), T2 = 0,5 s

On prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1) T= C T.hN$^{\frac{3}{4}}$ [RPA99 version 2003 Art 4.6]

CT=0.05 $\Longrightarrow$TX= TY=0.50

2) $T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

TX=0.38 s

TY=0.47 s

Alors: $0 \le T \le 0.5$ donc : Dx= Dy= $2{,}5\eta$

$\Longrightarrow D_x = Dy = 2.205s$

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ [RPA99 version 2003. tableau 4.5]

W= 29665.89 (Résultat SAP2000)

IV.3.3.4.Vérification du choix du coefficient de comportement:

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.A et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Suivant X :

Tableau IV-8 : pourcentage des charges verticales et horizontales suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
28.18	100%	0.000 %	100.000 %	100%	0.000 %	100.000 %
26.18	100%	79.902 %	20.093 %	100%	44.861 %	55.139 %
22.44	100%	80.78 %	19.220 %	100%	45.372 %	54.628 %
18.7	100%	81.146 %	18.854 %	100%	33.299 %	66.701 %
14.96	100%	81.652 %	18.348 %	100%	38.857 %	61.143 %
11.22	100%	82.362 %	17.638 %	100%	30.960 %	69.040 %
7.48	100%	83.040 %	16.960 %	100%	32.056 %	67.944 %
3.74	100%	83.779 %	16.221 %	100%	25.200 %	74.800 %

Suivant Y :

Tableau IV-9 : pourcentage des charges verticales et horizontales suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
28.18	100%	0.000 %	100.000 %	100%	0.000 %	100.000 %
26.18	100%	88.691 %	11.309 %	100%	45.828 %	54.172 %
22.44	100%	80.529 %	19.471 %	100%	40.943 %	59.057 %
18.7	100%	81.406 %	18.594 %	100%	30.772 %	69.228 %
14.96	100%	82.072 %	17.928 %	100%	39.467 %	60.533 %
11.22	100%	82.834 %	17.166 %	100%	28.564 %	71.436 %
7.48	100%	83.400 %	16.600 %	100%	34.098 %	65.902 %
3.74	100%	84.962 %	15.038 %	100%	25.206 %	74.794 %

D’après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et que les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, mais aussi plus de 25% de l’effort tranchant d’étage, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interactions portiques- voiles qui a une valeur de coefficient de comportement « R=5 ».

Tableau IV-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	5	1.15	1.15	29665.89	3761.26	3761.26

Tableau IV-11: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	3761.26	3094.65	3009.01	OUI
Y	3761.26	2957.08	3009.01	non

Pour la direction y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de y on a :

$$\frac{0.8V}{Vt}=1.02$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction Y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.02».

IV.3.3.4.Vérification de la stabilité au renversement:

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

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 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$Mtx = YG.Wi \qquad Mty = XG.Wi$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

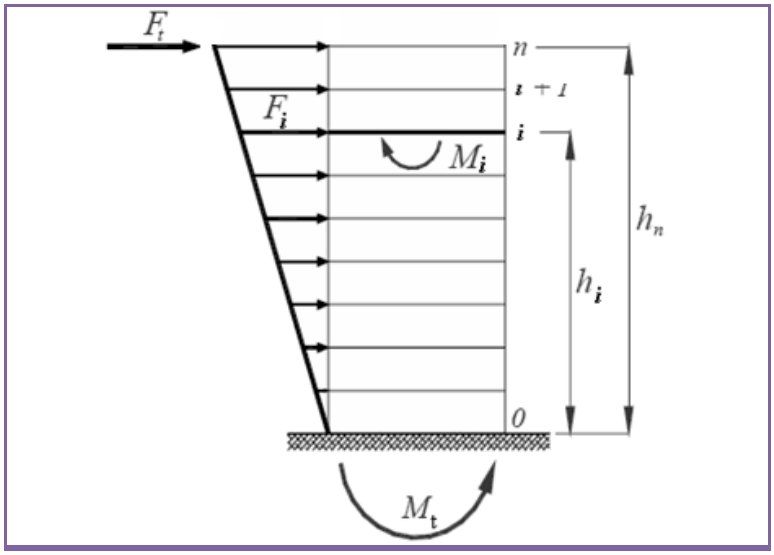


Figure IV-5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.3.3.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases} \quad 0$$

On a :

- TX = 0,38 s → Ft = 0
- TY = 0,47 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X \qquad F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

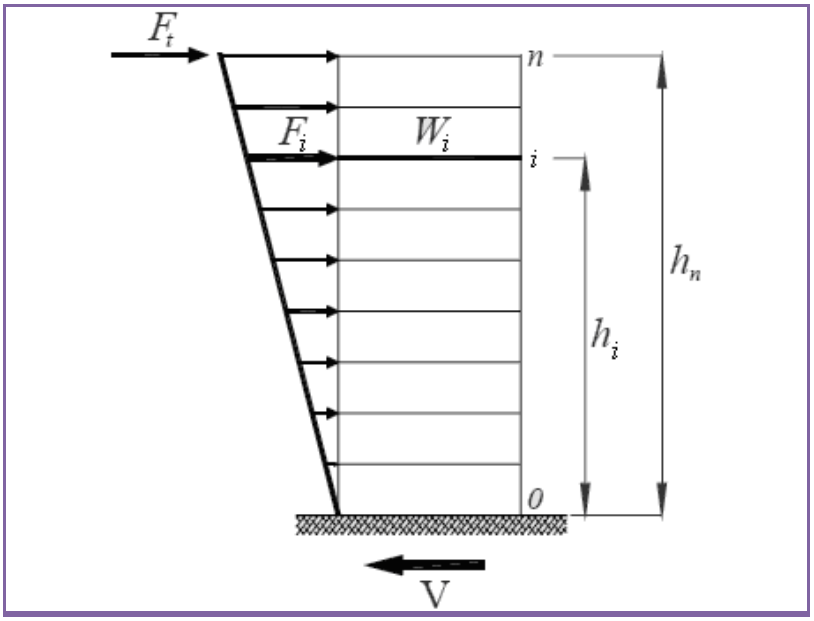


Figure IV-6 : Distribution des forces sismiques

$V_X = 3094.6\ kN$

Tableau IV-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
28,18	95,11	2680,20	0,01	22,22
26,18	1461,57	38263,90	0,10	317,19
22,44	4278,07	95999,89	0,26	795,80
18,7	4180,90	78182,83	0,21	648,10
14,96	4250,09	63581,35	0,17	527,06
11,22	4305,35	48306,03	0,13	400,44
7,48	4019,79	30068,03	0,08	249,25
3,74	4341,25	16236,28	0,04	134,59
SOMME		373318,50	1,00	3094,65

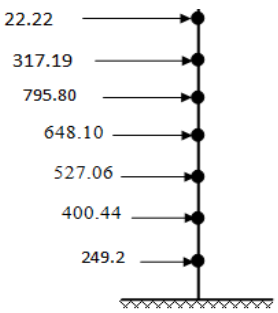


Figure IV.7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 2957.08 kN

Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
28,18	95,11	2680,20	0,01	21,65
26,18	1461,57	38263,90	0,10	309,15
22,44	4278,07	95999,89	0,26	775,63
18,7	4180,90	78182,83	0,21	631,68
14,96	4250,09	63581,35	0,17	513,70
11,22	4305,35	48306,03	0,13	390,29
7,48	4019,79	30068,03	0,08	242,93
3,74	4341,25	16236,28	0,04	131,18
SOMME		373318,50	1,00	3016,22

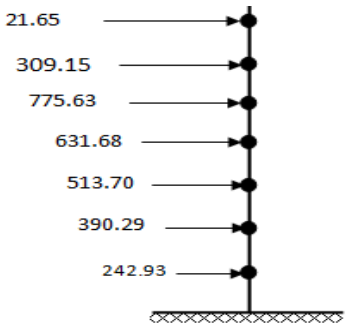


Figure IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.3.3.4.2. Moment stabilisant:

Tableau IV-14 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
28,18	95,11	10,33	7,95	982,49	756,12
26,18	1461,57	7,73	8,71	11297,94	12730,27
22,44	4278,07	10,65	3,61	45561,45	15443,83
18,7	4180,9	10,2	3,81	42645,18	15929,23
14,96	4250,09	10,25	3,77	43563,42	16022,84
11,22	4305,35	10,25	3,76	44129,84	16188,12
7,48	4019,79	10,48	3,02	42127,40	12139,77
3,74	4341,25	10,86	3,44	47145,98	14933,90
∑Mt				277453,68	104144,08

IV.3.3.4.3.Moment de renversement:

Tableau IV-15 : calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
28,18	22,22	21,655	626,09	610,23
26,18	317,19	309,15	8304,06	8093,61
22,44	795,80	775,63	17857,68	17405,12
18,7	648,10	631,68	12119,49	11812,36
14,96	527,06	513,7	7884,84	7685,02
11,22	400,44	390,29	4492,89	4379,03
7,48	249,25	242,93	1864,40	1817,15
3,74	134,59	131,18	503,37	490,62
∑Mo			53652,82	52293,12

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV-16: Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥ 1.5	Mt/M0≥ 1.5
277454	104144	53653.82	52293.12	5,171	1.992	oui	oui

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.3.3.4.4.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù 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 [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
28,18	1,270	6,35	0,45	2	oui
26,18	1,180	5,90	0,80	3,74	oui
22,44	1,020	5,10	0,85	3,74	oui
18,70	0,850	4,25	1,00	3,74	oui
14,96	0,650	3,25	1,00	3,74	oui
11,22	0,450	2,25	0,95	3,74	oui
7,48	0,260	1,30	0,85	3,74	oui
3,74	0,090	0,45	0,45	3,74	oui

Tableau IV-18 . Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
28,18	1,03	5,15	0,60	2	oui
26,18	0,91	4,55	1,05	3,74	oui
22,44	0,7	3,50	0,70	3,74	oui
18,7	0,56	2,80	0,70	3,74	oui
14,96	0,42	2,10	0,70	3,74	oui
11,22	0,28	1,40	0,60	3,74	oui
7,48	0,16	0,80	0,50	3,74	oui
3,74	0,06	0,30	0,30	3,74	oui

IV.3.3.4.4.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 :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- 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 $0.10<\theta\leq0.20$, 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-19: Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fix(kN)	Vkx(KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0.10
28,18	95,11	22,2	22,2	0,45	0,0007	oui
26,18	1556,68	317,2	339,4	0,80	0,0014	oui
22,44	5834,75	795,8	1135,2	0,85	0,0019	oui
18,70	10015,65	648,1	1783,3	1,00	0,0030	oui
14,96	14265,74	527,1	2310,4	1,00	0,0041	oui
11,22	18571,09	400,4	2710,8	0,95	0,0058	oui
7,48	22590,88	249,3	2960,1	0,85	0,0087	oui
3,74	26932,13	134,6	3094,6	0,45	0,0105	oui

Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk (KN)	Fix(kN))	Vky (KN	Δky (cm)	Θy	Θy<0.10
28,18	95,11	21,65	21,65	0,60	0,0009	oui
26,18	1556,68	309,15	330,81	1,05	0,0019	oui
22,44	5834,75	775,63	1106,44	0,70	0,0017	oui
18,70	10015,65	631,68	1738,11	0,70	0,0025	oui
14,96	14265,74	513,70	2251,82	0,70	0,0039	oui
11,22	18571,09	390,29	2642,11	0,60	0,0059	oui
7,48	22590,88	242,93	2885,04	0,50	0,0111	oui
3,74	26932,13	131,18	3016,22	0,30	0,0265	oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV.3.3.4.5. Vérification des sollicitations normales:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$Nr=Nd/Bc\times fc28\leq 0.3$$

Avec :

- Nr : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.21.vérifications des sollicitations normales suivant x

	N_d(Kn)	Poteaux	B_c(mm²)	F_{c28}(Mpa)	Nr	Nr≤0.3
26,18	230.78	40	160000	25	0.05	CV
22,44	473.66	45	202500	25	0.09	CV
18,70	719.12	45	202500	25	0.142	CV
14,96	998.17	50	250000	25	0.159	CV
11,22	1302.50	50	250000	25	0.211	CV
7,48	1457.11	55	302500	25	0.193	CV
3,74	1751.75	55	302500	25	0.230	CV

Tableau IV.22.vérifications des sollicitations normales suivant Y

	N_d(Kn)	Poteaux	B_c(mm²)	F_{c28}(Mpa)	Nr	Nr≤0.3
26,18	223.05	40	160000	25	0.05	CV
22,44	466.10	45	202500	25	0.09	CV
18,70	708.57	45	202500	25	0.139	CV
14,96	968.73	50	250000	25	0.155	CV
11,22	1243.86	50	250000	25	0.199	CV
7,48	1529.24	55	302500	25	0.202	CV
3,74	2030.06	55	302500	25	0.268	CV

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le **CBA93** et le**RPA99 version 2003**.
Les combinaisons sont fonctions du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93 :**
  - ELU : 1,35G +1,5Q
  - ELS : G + Q

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 : Art [5.2]**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\boldsymbol{\gamma_s = 1}$
$\boldsymbol{fc28 = 25\ MPa}$	FeE 400	$fc28 = 25$ MPa	**FeE 400**
$\boldsymbol{\overline{\sigma_b} = 14.2\ MPa}$	$\boldsymbol{\sigma_s = 348MPa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma_b} = 18.5\ MPa}$	$\boldsymbol{\sigma_s = 400MPa}$

V.2.2. Recommandation du RPA 99 V 2003 :

V.2.2.1. Armatures longitudinales : Art [7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des 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 50 ϕ en ZoneIII.
- A Travée et appui ≥ A_{min} CBA et Amin RPA

V.2.2.2. Armatures transversales : Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales minimale 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 :

$$\begin{cases} St \leq {}^{h}/_{2} & : \quad Zone\ courante \\ St \leq Min\left({}^{h}/_{4}; 12\text{ø}l\right) & : \quad Zone\ nodale \end{cases}$$

V.2.3. Le ferraillage :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	Barre de montage
Intermédiaire	Terrasse	30x50	Travée	124.45	1,35.G+1,5.Q	0.00	8.10	1.72	9.11	3HA14+2HA14
			Appui	-147.96	1,35.G+1,5.Q	0.00	9.78	1.72	10.65	3HA16+3HA14
	ETAGE	30x50	Travée	103.99	1,35.G+1,5.Q	0.00	6.68	1.72	7.70	5HA14
			Appui	-144.85	G+Q+EdY	0.00	8.12	1.72	9.24	6HA14
Rive	Terrasse	30x50	Travée	44.26	1,35.G+1,5.Q	0.00	2.74	1.72	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	-58.41	G+Q+EdY	0.00	3.15	1.72	8.01	3HA14+3HA12
	ETAGE	30x50	Travée	74.12	G+Q+EdX	0.00	4.02	1.72	8.01	3HA14+3HA12
			Appui	-74.82	G+Q+EdX	0.00	4.06	1.72	8.01	3HA14+3HA12

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)	Barre de montage
Intermédiaire	Terrasse	30x40	Appui	-64.93	1,35.G+1,5.Q	0.00	5.28	1.35	6.79	6HA12
	ETAGE	30x40	Appui	-100.89	G+Q+EdX	0.00	5.54	1.35	6.79	6HA12
Rive	Terrasse	30x40	Appui	-61.10	G+Q+Edx	0.00	3.30	1.35	6.79	6HA12
	ETAGE	30x40	Appui	-81.80	G+Q+EdX	0.00	4.46	1.35	6.79	6HA12

V.2.4. Les vérifications :

V.2.4.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	65.82	G+Q	9.11	7.52	193.77	CV	CV
		Appui	78.85 .85	G+Q	10.65	8.65	200.29	CV	CV
	RDC et Etages	Travée	74.83	G+Q	9.24	7.07	193.33	CV	CV
		Appui	-53.55	G+Q	9.24	5.81	136.03	CV	CV
Rive	Terrasse	Travée	32.83	G+Q	8.01	3.26	96.79	CV	CV
		Appui	-35.40	G+Q	8.01	3.51	104.36	CV	CV
	RDC et Etages	Travée	17.40	G+Q	8.01	1.73	51.30	CV	CV
		Appui	-26.75	G+Q	8.01	2.65	78.86	CV	CV

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-46.87	G+Q	6.79	4.93	162.27	CV	CV
	RDC et Etages	Appui	-48.74	G+Q	6.79	5.13	168.74	CV	CV
Rive	Terrasse	Appui	-30.90	G+Q	6.79	3.25	106.98	CV	CV
	RDC et Etages	Appui	-44.9	G+Q	6.79	4.73	155.45	CV	CV

V.2.4.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{maxT} RPA (cm^2)	A_{maxA}RPA (cm^2)	vérification
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.24	1.72	7.5	60	90	cv
		appui	10.65	1.72	7.5	60	90	cv
	Etages	Travée	9.24	1.72	7.5	60	90	cv
		appui	9.24	1.72	7.5	60	90	cv
Rive	Terrasse	Travée	8.01	1.72	7.5	60	90	cv
		appui	8.01	1.72	7.5	60	90	cv
	Etages	Travée	8.01	1.72	7.5	60	90	cv
		appui	8.01	**1.72**	**7.5**	**60**	**90**	cv

Tableau V.7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{maxT} RPA (cm^2)	A_{maxA}RPA (cm^2)	vérification
Intermédiaire	Terrasse	appui	6.79	1.35	6	48	72	cv
	Etages	appui	6.79	1.35	6	48	72	cv
Rive	Terrasse	appui	6.79	1.35	6	48	72	cv
	Etages	**appui**	**6.79**	**1.35**	**6**	**48**	**72**	cv

V.3.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V-8 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	**les fissurations est peu nuisibles**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
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-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	188.59	1.35G+1.5Q	**1.32**	3.33	cv
	Etage	175.20	1.35G+1.5Q	**1.23**	3.33	cv
Rive	Terrasse	68.65	1.35G+1.5Q	**0.48**	2.5	cv
	Etage	55.13	G+Q+Edx	**0.38**	3.26	cv

Tableau V-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	132.25	1.35G+1.5Q	1.17	3.33	cv
	Etage	123.34	1.35G+1.5Q	1.09	3.33	cv
Rive	Terrasse	93.21	1.35G+1.5Q	0.83	2.5	cv
	Etage	87.93	1.35G+1.5Q	0.78	2.5	cv

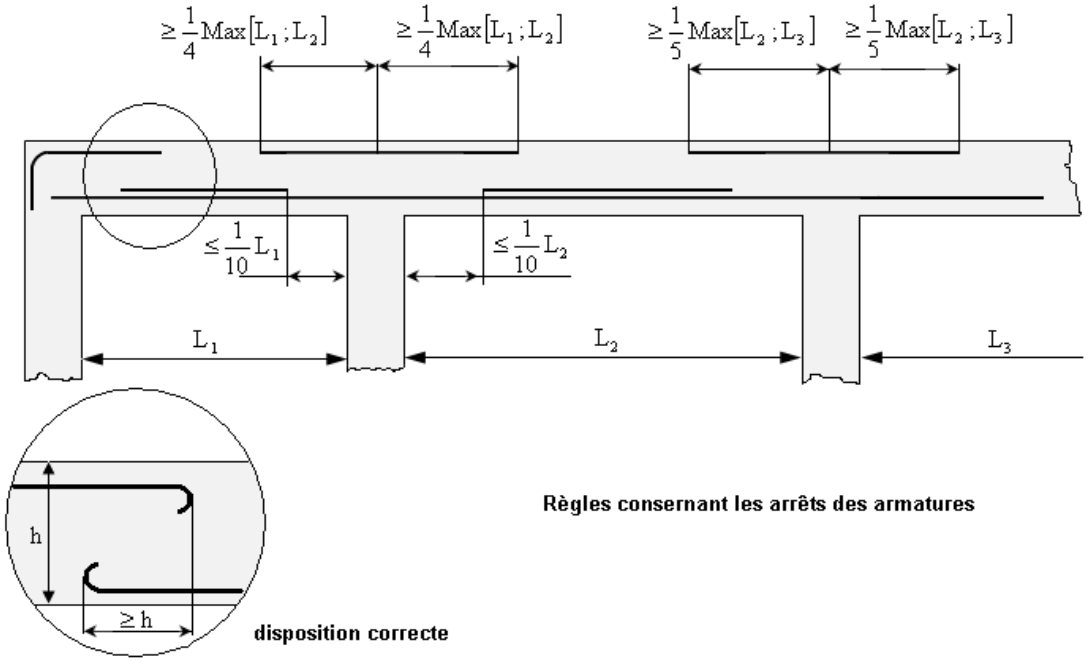


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4.4. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & \text{(Zone nodale)} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{(Zone courante)} \end{cases}$$

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases} \quad [1]$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopte}$ (cm)**		
Section	τ_u (MPa)	S (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)**
PP 30x50	1.32	40	1.20	12	25	2.25	**10**	**20**	**4 Ø 8=2.01**
PS 30x40	1.17	33.75	1.02	10	20	1.80	**10**	**20**	**4 Ø 8=2.01**

V.2.4.5. Vérification de la flèche : [1]

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 :

$$Mt = K \times M_0$$

K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.75

Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\boldsymbol{\rho \leq \frac{4.2}{fe}}$
PP	0.08	0.062	C.V	0.08	0.075	C.V	0. 007	0.0105	**C.V**
PS	0.08	0.062	**C.V**	0.08	0.075	**C.V**	0.006	0.0105	**C.V**

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

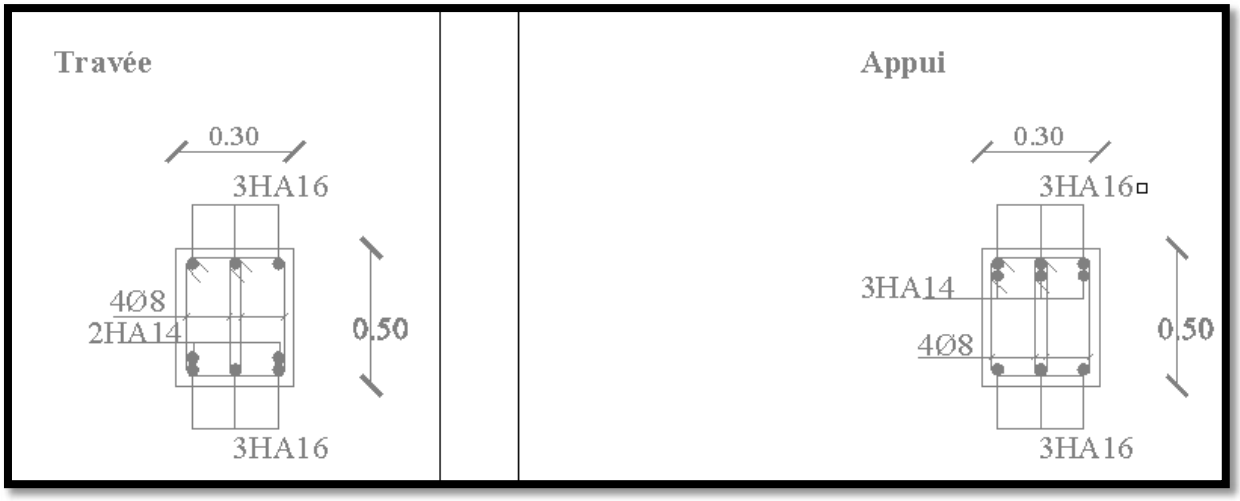


Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau de terrasse

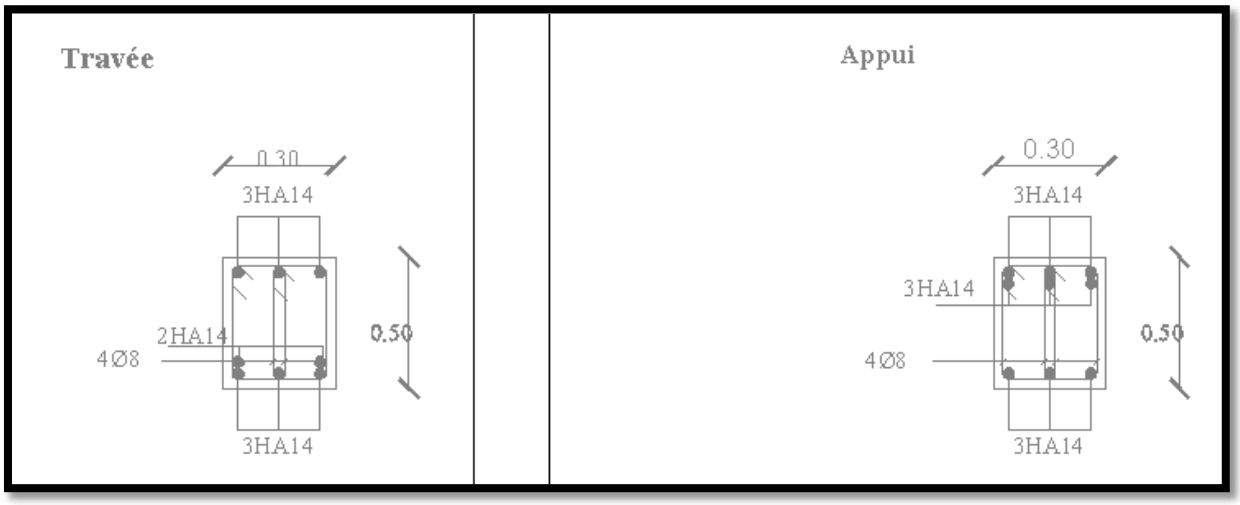


Figure V.3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau d'étage

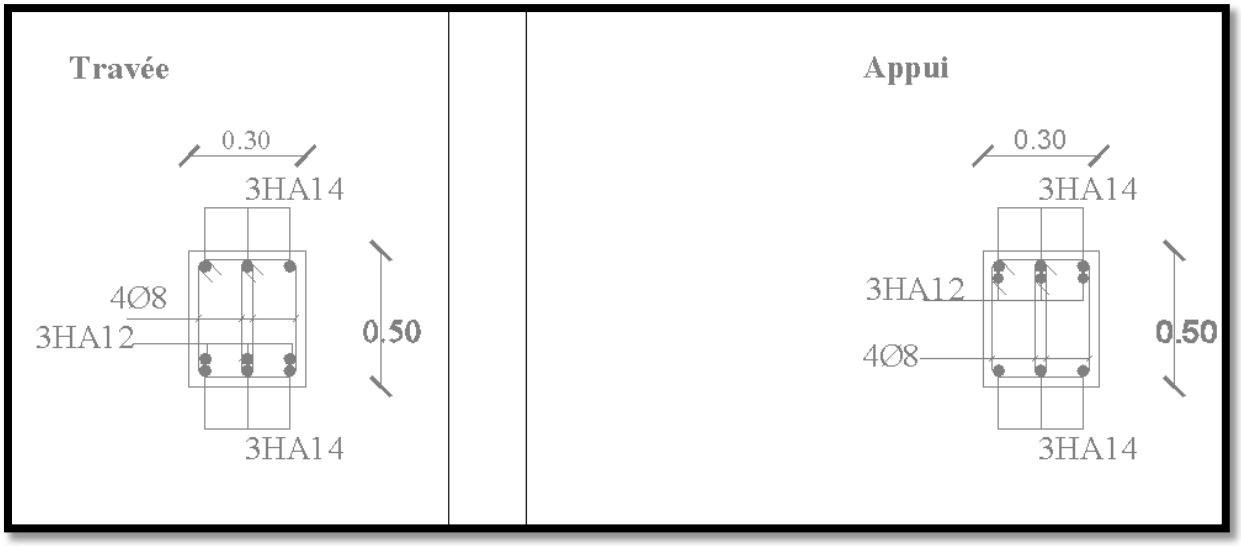


Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales de rive (niveau d'étage et terrasse)

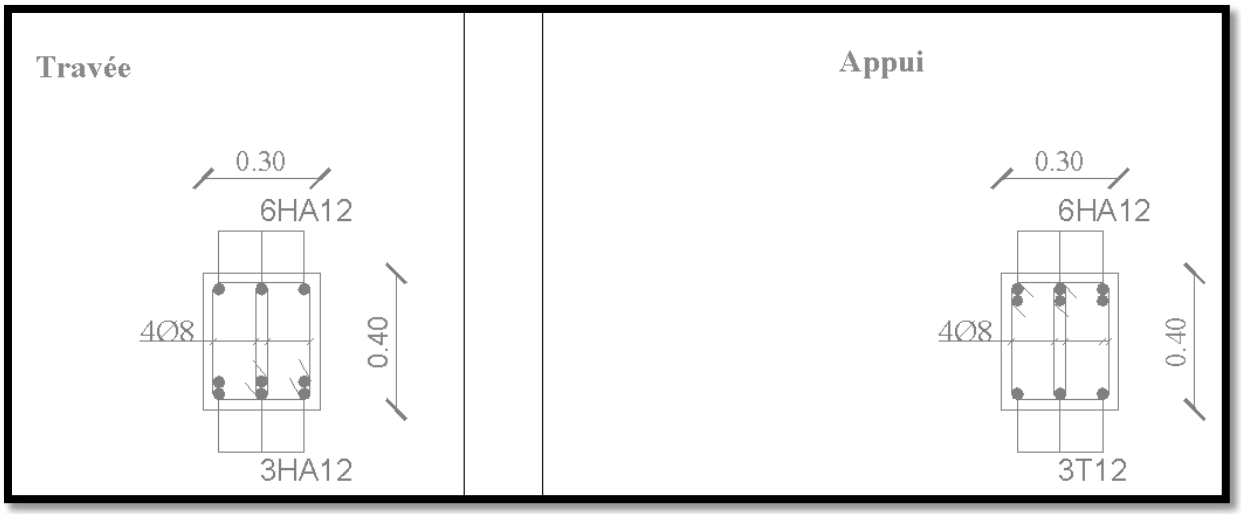


Figure V.5 : Ferraillages des poutres secondaires (intermédiaire, rive)

V.4. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les 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.4.1. Détermination des armatures longitudinales ;

V.4.1.1. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**
  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

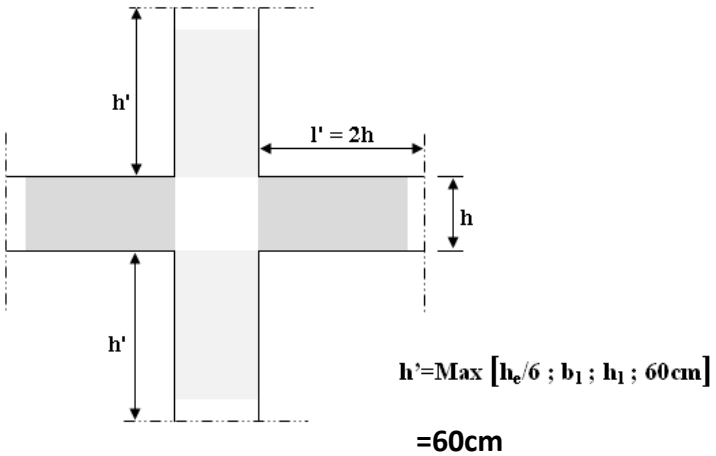


Figure V-6: définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: 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.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment.**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal.**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum.**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. 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 2 eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.4.1.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Calcul des ferraillages des poteaux de rive a l'ELU

étage	sec	Cas	N kN	M_x kN.m	M_y kN.m	combinaison	A_X	A_Y	$A_{choisis}$ cm²	A Cm^2
Sous sol	55*55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2030.06	8.79	105.75	$0.8G+E_X$	8.8	8.8	**12 *HA 16 + 4*HA 12**	**28.65**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	810.28	48.11	187.51	$G+Q+E_X$	8.8	8.8		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	64.67	2.58	1.85	$G+Q+E_Y$	8.8	8.8		
RDC	55*55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1529.25	7.83	158.75	$G+Q+E_Y$	8.8	8.8	**12 HA 16 + 4 HA12**	**28.65**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	152.31	8.73	207.87	$G+Q+E_Y$	8.8	8.8		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	527.28	10.95	11.75	$0.8G+E_X$	8.8	8.8		
1ere	50*50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1274.70	23.86	13.25	1.35G+1.5Q	8.0	8.0	**12*HA16**	**24.13**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	197.36	11.27	126.45	$G+Q+E_X$	8.0	8.0		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	245.92	8.45	12.33	$0.8G+E_X$	8.0	8.0		
2eme	50*50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1002.03	44.45	52.50	1.35G+1.5Q	8.0	8.0	**12*HA16**	**24.13**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	174.60	15.65	131.08	$G+Q+E_X$	8.0	8.0		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	140.61	76.0	49.96	$0.8G+E_X$	8.0	8.0		
3eme	45*45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	782.58	33.17	31.43	1.35G+1.5Q	7.2	7.2	**12*HA14**	**18.47**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	67.50	6.85	75.23	1.35G+1.5Q	7.2	7.2		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	64.64	47.98	6.55	$0.8G+E_Y$	7.2	7.2		
4eme	45*45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	462.43	36.75	41.55	1.35G+1.5Q	7.2	7.2	**12*HA14**	**18.47**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	280.95	1.48	118.27	1.35G+1.5Q	7.2	7.2		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	24.02	10.16	0.05	$0.8G+E_X$	7.2	7.2		
5eme	40*40	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	279.38	4.87	2.25	1.35G+1.5Q	6.4	6.4	**8* HA16**	**16.08**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	216.11	80.12	16.76	$G+Q+E_X$	6.4	6.4		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	43.65	4.97	1.68	$0.8G+E_X$	6.4	6.4		

Tableau V.14. Calcul des ferraillages des poteaux intermédiaires a l'ELU

étage	sec	cas	N kN	M_x kN.m	M_y kN.m	combinaison	A_X	A_Y	$A_{choisis}$ cm²	A Cm²
Sous sol	55*55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2167.48	0.73	10.51	1.35G+1.5Q	8.8	8.8	**12 *HA 16 + 4*HA 12**	**28.65**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	592.87	160.54	47.30	$G+Q+E_X$	8.8	8.8		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	354.93	3.52	16.99	$0.8G+E_Y$	8.8	8.8		
RDC	55*55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1786.10	2.50	54.86	1.35G+1.5Q	8.8	8.8	**12* HA 16 + 4* HA 12**	**28.65**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1230.40	40.47	201.07	$G+Q+E_Y$	8.8	8.8		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	158.98	5.50	2.26	$0.8G+E_X$	8.8	8.8		
1ere	50*50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1539.09	1.35	3.47	$0.8G+E_X$	8.0	8.0	**12*HA16**	**24.13**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	197.36	11.27	148.52	$G+Q+E_X$	8.0	8.0		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	245.92	8.45	12.33	1.35G+1.5Q	8.0	8.0		
2eme	50*50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1192.96	26.62	5.80	1.35G+1.5Q	8.0	8.0	**12*HA16**	**24.13**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	704.80	38.13	189.78	$G+Q+E_Y$	8.0	8.0		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	11.12	58.92	82.27	$0.8G+E_Y$	8.0	8.0		
3eme	45*45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	873.16	22.04	4.15	1.35G+1.5Q	7.2	7.2	**12*HA14**	**18.47**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	548.32	122.51	9.55	$G+Q+E_Y$	7.2	7.2		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	15.15	39.05	41.18	$0.8G+E_Y$	7.2	7.2		
4eme	45*45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	233.82	7.0	34.62	1.35G+1.5Q	7.2	7.2	**12*HA14**	**18.47**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	116.90	88.16	48.20	$G+Q+E_Y$	7.2	7.2		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	68.77	17.63	8.44	$G+Q+E_Y$	7.2	7.2		
5eme	40*40	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	200.79	3.87	1.25	1.35G+1.5Q	6.4	6.4	**8* HA16**	**16.08**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	63.04	80.12	16.76	$G+Q+E_X$	6.4	6.4		
		$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	53.14	12.30	3.10	$0.8G+E_X$	6.4	6.4		

Tableau V.15 : vérification de Choix des barres des poteaux intermédiaires et de rive

			A_{max} RPA (cm^2)		
Poteaux	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Nodale	Courante	$A_{choisie}$ (cm^2)
55X55	3.025	27.22	181.5	121	**4 HA 20 + 8 HA 16**= 28.65
50X50	2.50	22.50	150	100	**12 HA 16** = 24.13
45X45	2.025	18.22	121.5	81	**12 HA 14** = 18.47
40X40	1.60	14.40	96	64	**8HA16** = 16.08

V.3.2.4. Les vérifications :

V.3.2.4.1. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser} , N_{ser}

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-16: vérification des poteaux à l'ELS

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
55X55 Rive	1094.19	34.37	28.65	préj	3.5	52.0	CV	**CV**
55X55 Inter	1566.16	7.37	28.65	peu	4.20	-	CV	-
50X50 Rive	**926.69**	**9.58**	24.13	préj	2.6	38.6	CV	**CV**
50X50 Inter	**1113.83**	**22.59**	24.13	peu	3.3	-	CV	-
45X45 Rive	**530.25**	**22.68**	18.47	préj	2.90	44.00	CV	**CV**
45X45 Inter	**633.72**	**2.58**	18.47	peu	3.1	-	CV	-
40X40 Rive	**171.0**	**25.21**	16.08	préj	2.2	30.6	CV	**CV**
40X40 Inter	-206.3	1.51	**16.08**	**peu**	**1.1**	-	**CV**	-

V.4.2.Détermination des armatures transversales :

V.4.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.4.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003 :** [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \text{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ 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-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Niveau	Section	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ	Situation	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Sous sol - RDC	55x55reve	102.05	0.39	17.33	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
	55x55in	119.81	0.45	17.33	0.075	G+Q+Edx	1.875	4.34	CV
1-2	50*50re	51.12	0.20	19.05	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
	50*50inter	93.76	0.39	19.05	0.075	G+Q+Edx	1.875	4.34	CV
3-4	45*45re	36.68	0.19	21.17	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
	45*45int	67.07	0.35	21.17	0.075	G+Q+Edx	1.875	4.34	CV
5	40*40re	40.25	0.26	23.82	0.075	G+Q+Edx	1.875	3.26	CV
	40*40in	41.87	0.38	23.82	0.075	G+Q+Edx	1.875	4.34	CV

V.4.2.3.Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

➢ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.\, f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

➢ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$\boldsymbol{St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}}$$

Avec :

❖ $A_t = n_t.a_t$

❖ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

❖ Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III

❖ Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2, h/2, 10\phi_l)$ en zone III

❖ La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- ❖ Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

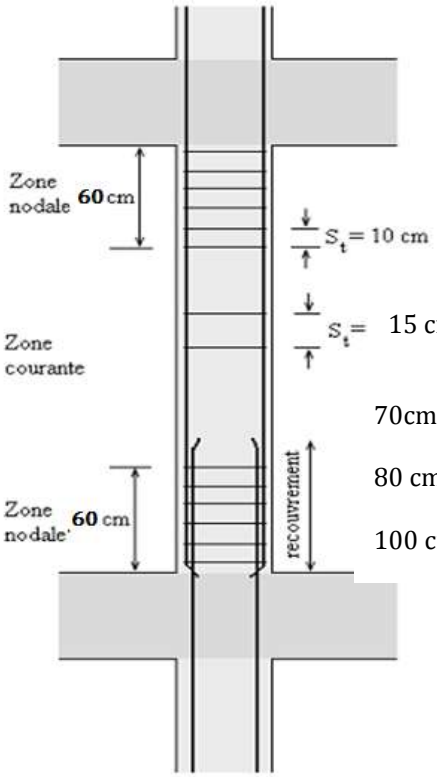
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (fe =400MPa)

Tableau V.18. Les armatures transversales et leurs espacements

étage	Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	St cal	Zone	St RPA	St CBA	St finale	Choix
Sous sol RDC	55X55	119.81	3.14	4.76	3.75	15.73	courante	15	40	15	4 ø 10
							nodale	10	40	10	4 ø 10
1-2	50X50	93.76	3.14	5.24	2.5	26.79	courante	15	40	15	4 ø 10
							nodale	10	40	10	4 ø 10
3-4	45X45	67.07	3.14	5.80	2.5	33.70	courante	14	38.25	15	4 ø 10
							nodale	10	38.25	10	4 ø 10
5	40X40	41.87	3.14	6.55	2.5	47.99	courante	15	33.75	15	4 ø 10
							nodale	**10**	**33.75**	**10**	4 ø 10

Tableau V.19 : Les armatures transversales et leurs espacements

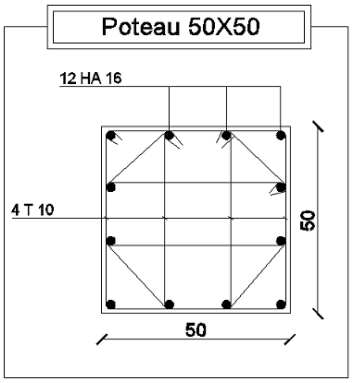
étage	Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
7	55X55	Courante	0.38	CV
		Nodale	0.57	CV
6	50X50	Courante	0.40	CV
		Nodale	0.63	CV
5	45x45	Courante	0.46	CV
		Nodale	0.69	CV
4	40x40	Courante	0.52	CV
		Nodale	**0.78**	CV



70cm pour les barres de ϕ=14 mm

80 cm pour les barres de ϕ=16mm

100 cm pour les barres de ϕ=20 mm



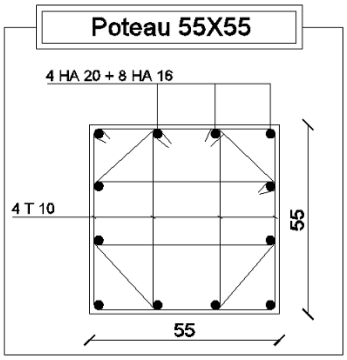


Figure V.7: Ferraillages des Poteaux carré 45x45

Figure V.8 : Ferraillages des Poteaux carrés 50x50

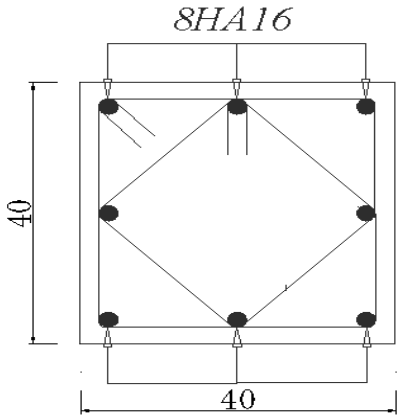


Figure V.9 : Ferraillages des Poteaux carrés 40x40

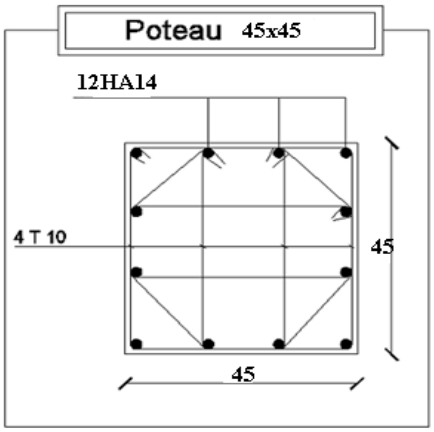


Figure V.10 : Ferraillages des Poteaux carrés 45x45

V.4 Ferraillage des voiles :

V.4.1 Introduction:

Le ferraillage des voiles (sans ouverture) s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comportes trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

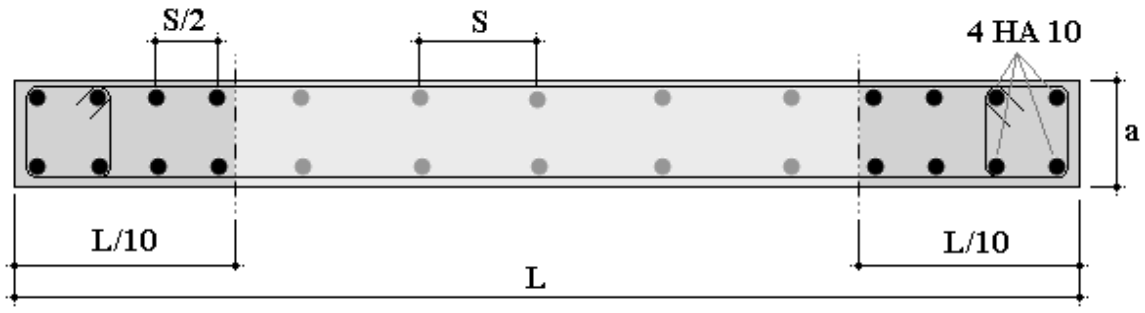


Figure V-11 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.3.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [RPA : 7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- 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 :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

  S≤1.5 a ou **S≤30cm**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 50∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=17cm
- e=20 cm

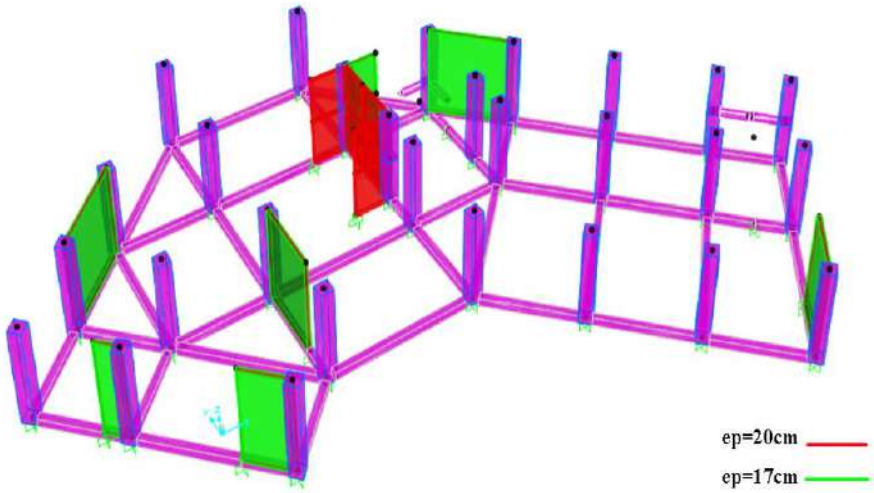


Figure V.12. Disposition des voiles

V.2.3.2. Armatures verticales :

V.2.3.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\boldsymbol{\gamma_s = 1}$
$\boldsymbol{fc28 = 25\ MPa}$	FeE 400	$fc28 = 25$ MPa	**FeE 400**
$\boldsymbol{\overline{\sigma_b} = 14.2\ MPa}$	$\boldsymbol{\sigma_s = 348MPa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma_b} = 18.5\ MPa}$	$\boldsymbol{\sigma_s = 400MPa}$

- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux§6.4.2.b :
  - 1er cas : N_{max} et son $M_{corres.}$
  - 2eme cas : M_{max} et son N_{corres}.
  - 3eme cas : N_{min} et son M_{corres}
- La section de calcul sera (h x b) avec :
  - h : la longueur du voile

  b : l'épaisseur du voile

$$d \cong \frac{19\,L}{20} \quad \text{et} \quad c = c' = h - d$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Ferraillage verticales des voiles

NIV°	EP (cm)	L (m)	Section (m^2)	N(KN)	M (KN.m)	Comb	A_1 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Sv	Sv/2	A choisis	A (cm^2)
sous sol-RDC	17	V1=1.0	0.17	715.21	169.19	ACC	8.5	1.7	2.55	15	7	**2(9HA12)**	**10.18**
		V2=1.50	0.225	1314.57	665.95	ACC	12.8	2.55	3.82	15	7	**2(15HA12)**	**16.96**
		V3=3.81	0.647	1380.91	1734.53	ACC	32.4	6.48	9.70	15	7	**2(34HA12)**	**38.45**
		V4=2.50	0.425	947.01	915.9	ACC	21.3	4.25	6.37	15	7	**2(23HA12)**	**26.01**
		V5=2.0	0.34	611.14	646.07	ACC	17.0	3.4	5.1	15	7	**2(18HA12)**	**20.36**
		V6=3.00	0.51	1718.63	1727.87	ACC	25.5	5.1	7.65	15	7	**2(27HA12)**	**30.45**
	20	V7=1.70	0.34	1843.72	549.11	ACC	14.5	3.40	5.10	15	7	**2(16HA12)**	**18.10**
		V8=3.60	0.72	1414	681.54	ACC	30.60	7.20	10.8	15	7	**2(30HA12)**	**33.93**
1^{er}-2^{eme}	17	V1=1.0	0.17	428.4	340.96	ACC	8.5	1.7	2.55	15	7	**2(9HA12)**	**10.18**
		V2=1.50	0.225	775.11	144.69	ACC	12.8	2.55	3.82	15	7	**2(15HA12)**	**16.96**
		V3=3.81	0.647	1034.22	1114.75	ACC	32.4	6.48	9.70	15	7	**2(34HA12)**	**38.45**
		V4=2.50	0.425	692.12	470	ACC	21.3	4.25	6.37	15	7	**2(23HA12)**	**26.01**
		V5=2.0	0.34	581.36	405.10	ACC	17.0	3.4	5.1	15	7	**2(18HA12)**	**20.36**
		V6=3.00	0.51	1323.52	1007.07	ACC	25.5	5.1	7.65	15	7	**2(27HA12)**	**30.45**
	20	V7=1.70	0.34	1019.40	288.44	ACC	14.5	3.40	5.10	15	7	**2(16HA12)**	**18.10**
		V8=3.60	0.72	913.17	530.01	ACC	30.60	7.20	10.8	15	7	**2(30HA12)**	**33.93**
3^{er}-4^{eme}	17	V1=1.0	0.17	214.55	211.89	ACC	8.5	1.7	2.55	15	7	**2(9HA12)**	**10.18**
		V2=1.50	0.225	570.83	118.45	ACC	12.8	2.55	3.82	15	7	**2(15HA12)**	**16.96**
		V3=3.81	0.647	614.23	384.77	ACC	32.4	6.48	9.70	15	7	**2(34HA12)**	**38.45**

		V4=2.50	0.425	393.4	222.65	ACC	21.3	4.25	6.37	15	7	**2(23HA12)**	**26.01**
		V5=2.0	0.34	420.28	250.90	ACC	17.0	3.4	5.1	15	7	**2(18HA12)**	**20.36**
		V6=3.00	0.51	843.60	465.78	ACC	25.5	5.1	7.65	15	7	**2(27HA12)**	**30.45**
	20	V7=1.70	0.34	499.27	154.93	ACC	14.5	3.40	5.10	15	7	**2(16HA12)**	**18.10**
		V8=3.60	0.72	587.72	325.26	ACC	30.60	7.20	10.8	15	7	**2(30HA12)**	**33.93**
5eme	20	V7=1.70	0.34	268.24	46.93	ACC	14.5	3.40	5.10	15	7	**2(16HA12)**	**18.10**
		V8=3.60	0.72	259.87	165.38	ACC	30.60	7.20	10.8	15	7	**2(30HA12)**	**33.93**

V.4.3.2.Vérifications :

V.4.3.2.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans ce tableau :

Tableau V.21: Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Niv-	Ep(cm)	L (m)	Section (m^2)	Nser(KN)	M ser(KN.m)	Comb	A (cm^2)	σ b	σ' s	CDT
sous sol-RDC	17	V1=1.0	0.17	300.50	5.66	G+Q	10.18	1.6	24.4	CV
		V2=1.50	0.225	632.07	28.78	G+Q	16.96	2.4	35.2	CV
		V3=3.81	0.647	1088.05	77.58	G+Q	38.45	1.5	23.2	CV
		V4=2.50	0.425	652.65	48.10	G+Q	26.01	1.5	22.1	CV
		V5=2.0	0.34	443.53	6.91	G+Q	20.36	1.1	17.2	CV
		V6=3.00	0.51	1007.89	89.00	G+Q	30.45	1.9	28.5	CV
	20	V7=1.70	0.34	724.07	31.14	G+Q	18.10	2.1	30.8	CV
		V8=3.60	0.72	862.25	16.29	G+Q	33.93	1.1	16.2	CV
1er-2eme	17	V1=1.0	0.17	206.4	15.48	G+Q	10.18	1.4	20.7	CV
		V2=1.50	0.225	454.64	83.89	G+Q	16.96	2.3	34.5	CV
		V3=3.81	0.647	969.43	64.21	G+Q	38.45	1.4	20.6	CV
		V4=2.50	0.425	417.37	84.71	G+Q	26.01	1.1	17.0	CV
		V5=2.0	0.34	381.40	10.13	G+Q	20.36	1	15.1	CV
		V6=3.00	0.51	420.37	141.70	G+Q	30.45	1.1	15.9	CV
	20	V7=1.70	0.34	526.52	-84.47	G+Q	18.10	1.9	28.8	CV
		V8=3.60	0.72	645.63	33.49	G+Q	33.93	0.8	12.6	CV
3er-4eme	17	V1=1.0	0.17	157.78	29.76	G+Q	10.18	1.5	21.9	CV
		V2=1.50	0.225	286.2	105.72	G+Q	16.96	2	29.4	CV
		V3=3.81	0.647	334.48	47.95	G+Q	38.45	0.5	7.7	CV
		V4=2.50	0.425	158.32	109.7	G+Q	26.01	0.3	3.8	CV
		V5=2.0	0.34	106.99	11.49	G+Q	20.36	0.3	5.0	CV
		V6=3.00	0.51	843.60	465.78	G+Q	30.45	2.6	38.8	CV
	20	V7=1.70	0.34	281.6	184.05	G+Q	18.10	2	29.9	CV
		V8=3.60	0.72	367.46	84.49	G+Q	33.93	0.6	8.9	CV
5eme	20	V7=1.70	0.34	232.66	1.84	G+Q	18.10	0.6	9.0	CV
		V8=3.60	0.72	188.14	12.05	G+Q	33.93	0.2	3.7	CV

V.4.3.2.2. Vérification des voiles à l'effort tranchant : [Art 7.7.4.3]

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0\, d}$ avec : $\overline{V} = 1.4\, x\, V_u$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ Il faut vérifier la condition suivante :

Tableau V.22 : Vérification a l'effort tranchant des voiles

Voile	Epaisseur (cm)	$T(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
Voile 1	17	180.28	0.44	5	CV
Voile 2	17	263.54	0.94	5	CV
Voile 3	17	562.04	0.65	5	CV
Voile 4	17	440.94	1.08	5	CV
Voile 5	17	209.02	0.50	5	CV
Voile 6	17	582.78	1.42	5	CV
Voile7	20	222.0	0.46	5	CV
Voile 8	20	460.27	0.95	5	CV

V.4.3.3. Ferraillage horizontal : [1]

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme A_t est connue, alors : $A_t = 2.at = 2.\pi\phi_t^2/4 = 1.00cm2, \quad \phi t = 10\, mm.$

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \dfrac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$

- $K = 1 + 3\left(\frac{N_c}{B \times f_{c28}}\right)$ *en flexion composée avec compression*
- $K = 1 - 10\left(\frac{N_t}{B \times f_{c28}}\right)$ *en flexion composée avec traction*

- $B = L \times a$: section total du béton
- A min = 0.15 % $\times B$

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min[0.9d, 40\ cm] \\ et \\ S_t \leq min[1.5a, 30\ cm] \end{cases}$

Tableau V.23 : Détermination des armatures horizontales

Voile	H (m)	Ep (m)	N(KN)	K	St cal (mm^2)	Sh RPA	Sh (cm)	Ah (cm^2)	Ah min RPA	$A_h \geq A_{min}$
Voile 1	3.74	0.17	345,08	0.244	739.04	25.5	20	2(20HA10)=31.42	2.55	**CV**
Voile 2	3.74	0.17	632,07	0.297	281.37	25.5	20	2(20HA10)=31.42	3.82	**CV**
Voile 3	3.74	0.17	1267,55	0.235	421.80	25.5	20	2(20HA10)=31.42	9.70	**CV**
Voile 4	3.74	0.17	777,77	0.220	224.89	25.5	20	2(20HA10)=31.42	6.37	**CV**
Voile5	3.74	0.17	517,51	0.183	550.14	25.5	20	2(20HA10)=31.42	5.10	**CV**
Voile 6	3.74	0.17	1688,25	0.397	181.04	25.5	20	2(20HA10)=31.42	7.65	**CV**
Voile 7	3.74	0.20	858,86	0.303	669.07	25.5	20	2(20HA10)=31.42	5.10	**CV**
Voile 8	3.74	0.20	952,16	0.159	211.76	25.5	20	2(20HA10)=31.42	10.80	**CV**

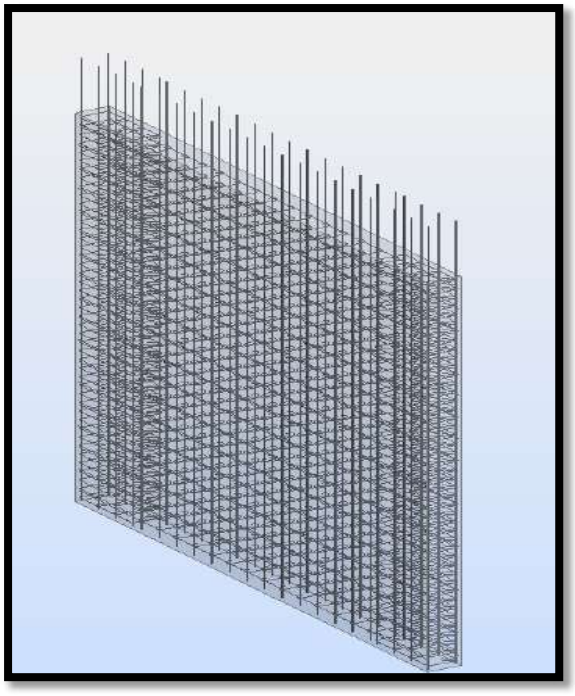


Figure V.13 : ferraillage des voiles en 3D

V.4.3.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt ≤ Øv, Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4** épingles au mètre carré.

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

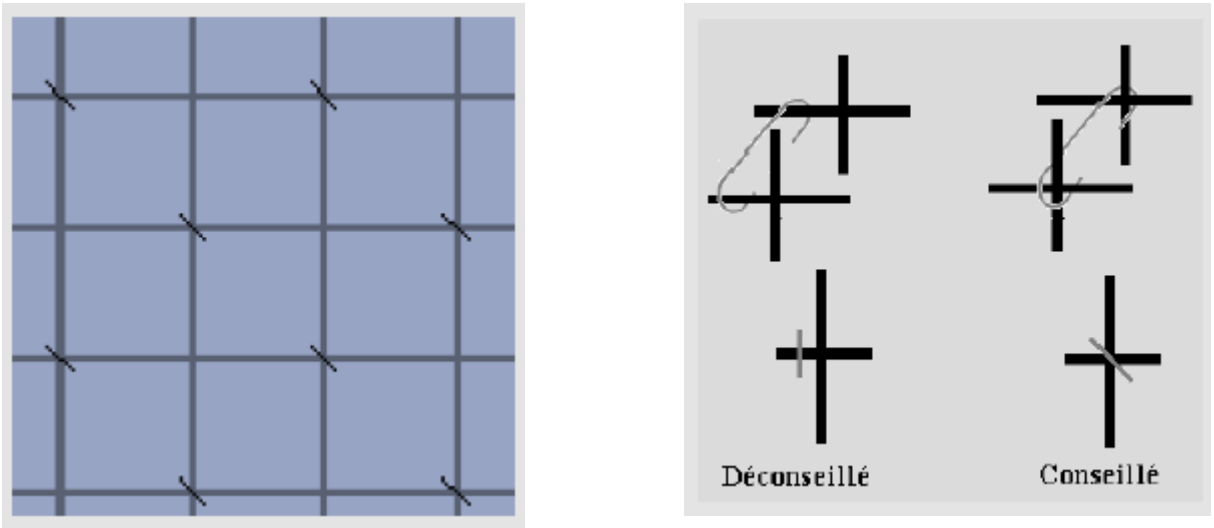


Figure V.14 : Les armatures transversales et les épingles

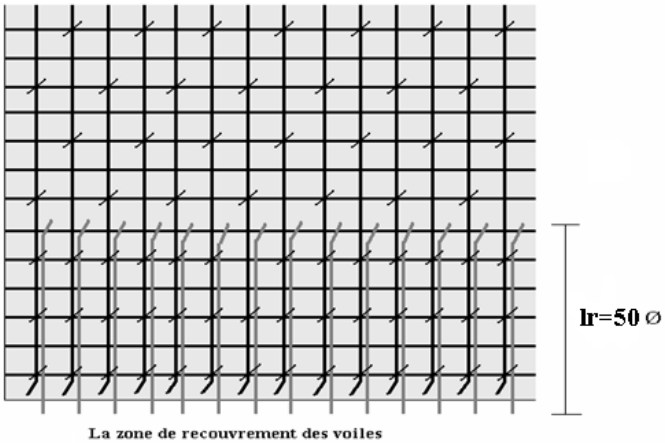


Figure V.15. La zone de recouvrement des voiles

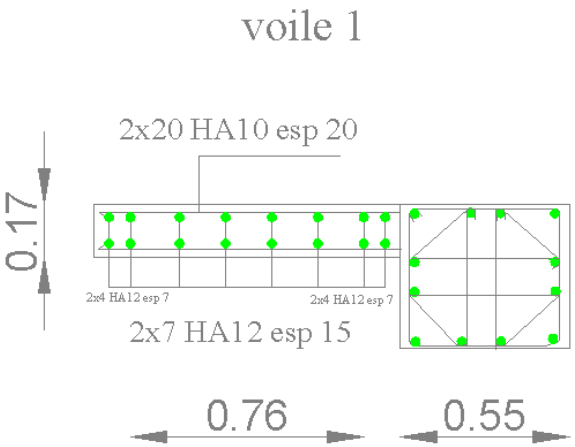


Figure V.16. Disposition des armatures dans Le voile (l=1.00m)

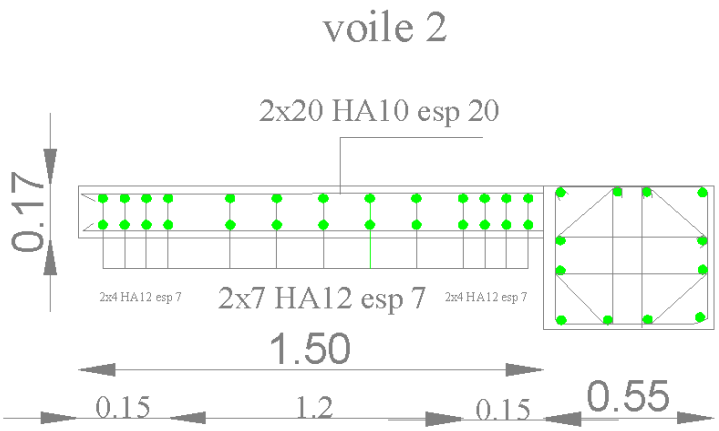


Figure V.17. Disposition des armatures dans Le voile (l=1.50m)

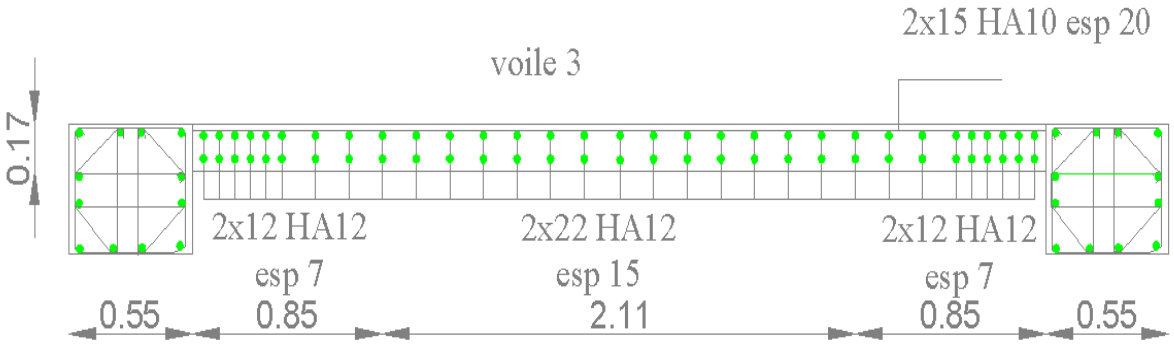


Figure V.18. Disposition des armatures dans Le voile (l=3.8)

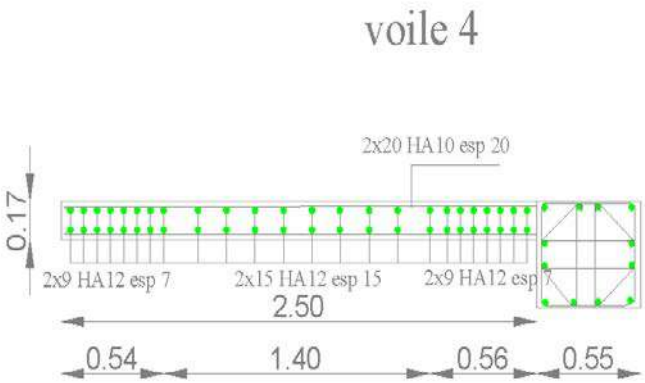


Figure V.19.Disposition des armatures dans Le voile (l=2.5m)

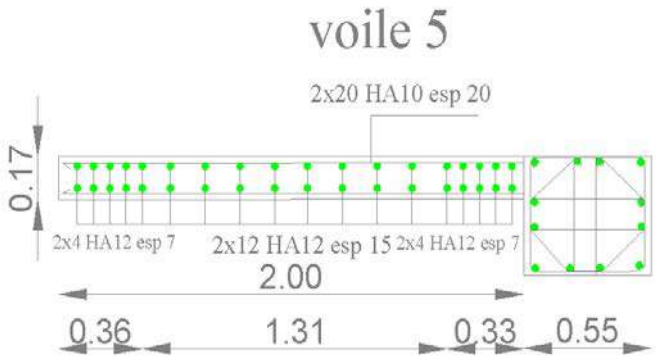


Figure V.20. Disposition des armatures dans Le voile (l=2.00m)

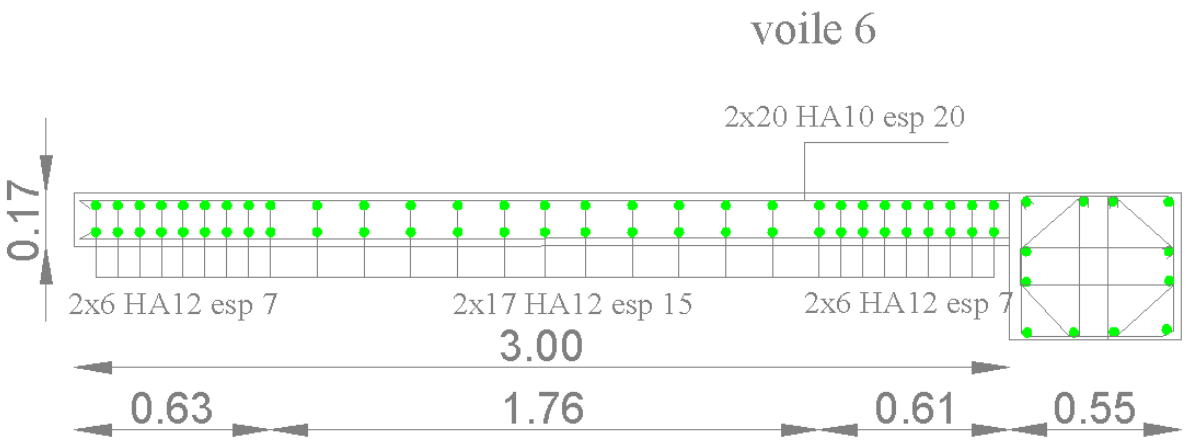


Figure V.21 Disposition des armatures dans Le voile (l=3.00m)

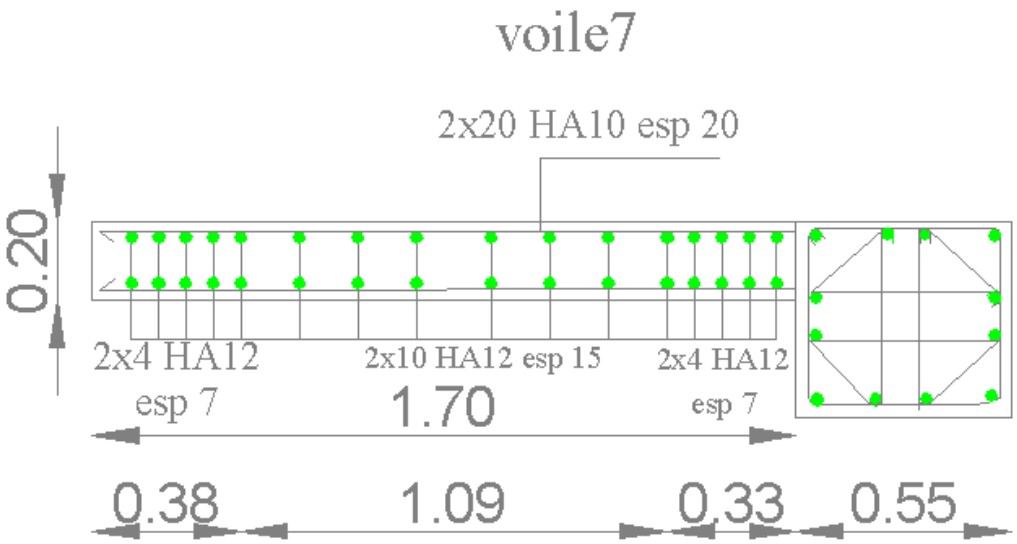


Figure V.22. Disposition des armatures dans Le voile (l=1.70m)

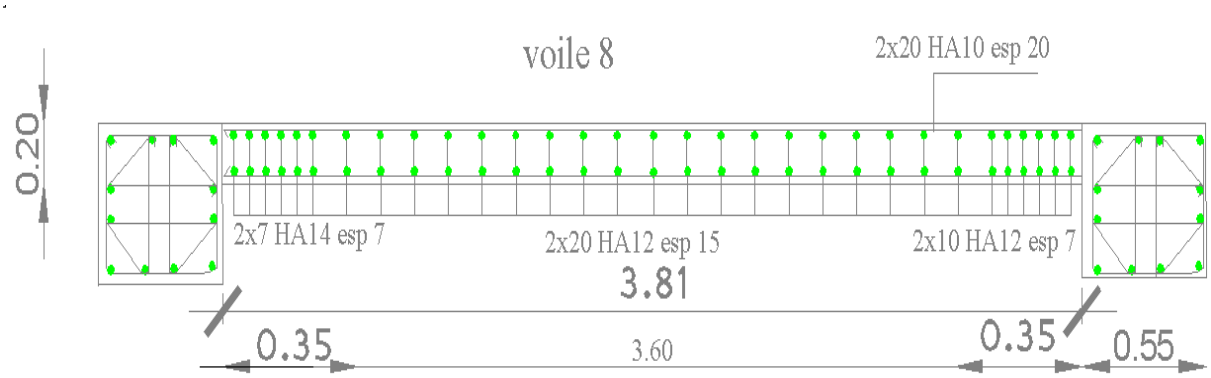


Figure V.23.Disposition des armatures dans Le voile (l=3.60m)

VI-1.Introduction:

L'instabilité des constructions ou leurs défaillance liée à un sous dimensionnement de fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges horizontales (sismiques) ; Cela exige d'une part, une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2. Etude des fondations :

Une fondation est un ouvrage de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

a-Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supporte sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable, de supporter l'ouvrage sont à une grande Profondeur on réalise les fondations profondes ou semi profondes (pieux et puits).

b-Fonctions assurées par les fondations:

Dans le cas général, un élément donné de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol structure

c-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier ; en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain de fondation, afin de justifier le type de fondations adopté.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :**

  - **Nature de la couche de fondation :**

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature sableuse, de couleur jaunâtre à sablo argileuse de couleur jaunâtre.

Le sol et de faible humidité.

  - **Fondation des ouvrages :**

La résistance minimale à la pénétration est de 40bar

Le taux de travail admissible est de 1.60bar

Le taux de travail retenu est 1.50bar

La profondeur d'ancrage est de 2.00m

  - **Stabilité du site :**

Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.

VI.3. Vérification du chevauchement entre les semelles :

VI.3.1. Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation). Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

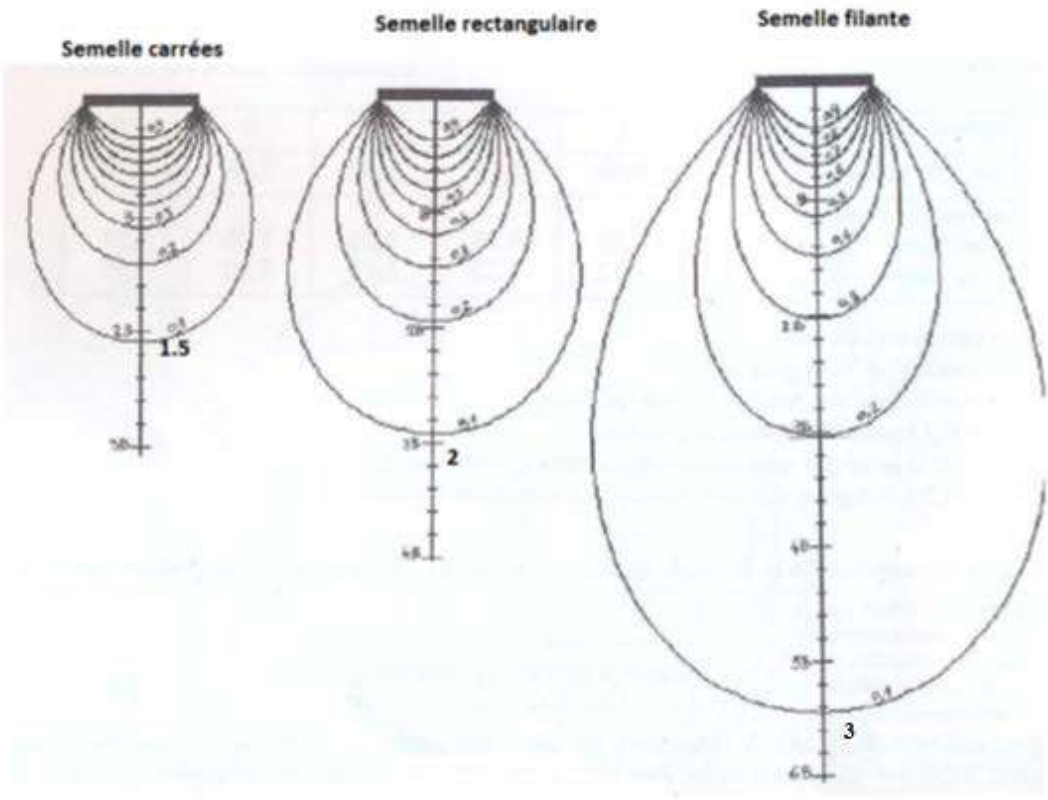


Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucherait la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.**[7]**

Chevauchement entre semelles **I**solées : $C = \frac{C1+C2}{2} \times 1.5$

Chevauchement entre semelles **F**ilantes : $C = \frac{C1+C2}{2} \times 3$

Ou L : distance entre deux semelles.

C : largeur de la semelle

VI.3.2.Calcul des fondations :

A fin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier ; chaque étape fera l'objet de vérification appropriée.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S: Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison (1.35G+1.5Q).

Le schéma suivant montre la disposition initiale des semelles :

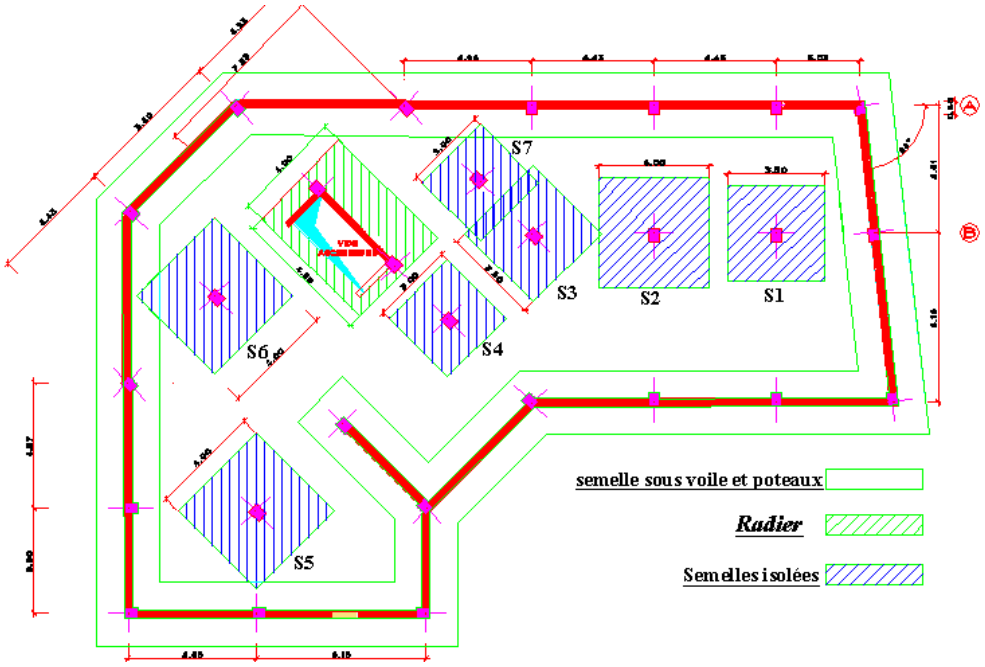


Figure VI.2.Représentation initiale des semelles

VI.3.2.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S : est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,5 bar = 0,15 MPa

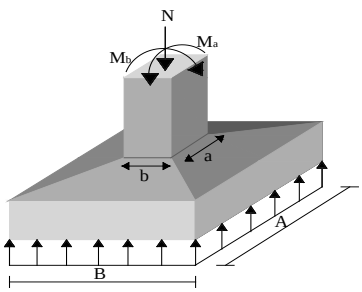


Figure VI.3 : Semelle isolée sous poteaux

S1

N= 1521.16 KN

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

A= $\sqrt{S}$ =3.18m

Vérification des contraintes à ELS

d≥ $\frac{A-b}{4}$ =$\frac{3.18-55}{4}$= 65.75cm on adopte d = 70cm

c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2$ $\Rightarrow$ h=70+3+1.2/2 = 73.6 on adopte h =75 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser} =1521.16*KN*

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =3.18^2*0, 75*25=189.6KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.55 ^{2} * (2-(0.3+0.75)) * 25 = 7, 18 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 3.18^2 * (2-0.75)* 18 = 227.529KN

$\sigma = \frac{(1521.16+ 189.6+7,18 + 227.529)*10^{-3}}{3.18^2}$ = 0.19 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition non vérifier**

Alors on augmente la section de semelle

On choit A= 4m

d $\geq \frac{B-b}{4} = \frac{400-55}{4}$ = 66,25 cm on adopte d = 90 cm

c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2 \Rightarrow$ h = 90 + 3 + 1.2/2 = 93.6 cm on adopte h =95 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser} =1521.16*KN*

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =3.18^2*0, 95*25=380KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.55 ^{2} * (2-(0.3+0, 95)) * 25 = 7, 18 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 3.18^2 * (2-0, 95)* 18 = 302.4KN

$\sigma = \frac{(1521.16+189.6+7{,}18+227.529)*10^{-3}}{3.18^2}$ = 0.138 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition vérifier**

La section choisie est 4*4 m^2

S2

N= 819.71 *KN*

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

A= $\sqrt{S}$ =2.45m

<u>Vérification des contraintes à ELS</u>

d≥ $\frac{A-b}{4}$ =$\frac{2.45-55}{4}$= 47cm on adopte d = 50cm

c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2$ $\Rightarrow$ h=50+3+1.2/2 = 53.6 on adopte h =55 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser} =819.71 *KN*

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =2.45*0, 55*25=81.19KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.55 ^{2} * (2-(0.3+0.55)) * 25 = 8.69 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 2.45^2 * (2-0.55)* 18 = 154.11KN

$\sigma = \frac{(819.71+81.19+8.69+154.11)*10^{-3}}{2.45^2}$ = 0.18 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition non vérifier**

Alors on augmente la section de semelle

On choit A= 3m

d $\geq \frac{B-b}{4} = \frac{300-55}{4}$ = 65cm on adopte d = 65 cm

c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2 \Rightarrow$ h = 65 + 3 + 1.2/2 = 68.6 cm on adopte h =70 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser} =819.71 *KN*

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =2.45^2*0, 7*25=123.75KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.55 ^{2} * (2-(0.3+0, 7)) * 25 = 7, 5 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 2.45^2 * (2-0, 7)* 18 = 210.6KN

$\sigma = \frac{(819.71+123.75+7,5+210.6)*10^{-3}}{2.45^2}$ = 0.128 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition vérifier**

La section choisie est 3*3 m^2

S3

N= 1151.44 *KN*

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

A= $\sqrt{S}$ =2.77m

Vérification des contraintes à ELS

d≥ $\frac{A-b}{4}$ =$\frac{2.77-55}{4}$= 60cm on adopte d = 60cm

c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2$ $\Rightarrow$ h=60+3+1.2/2 = 63.6 on adopte h =65 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser} =1151.44 *KN*

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =2.77*0, 55*25=124.68KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.55^2 * (2-(0.3+0.65)) * 25 = 7.94 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 2.77^2 * (2-0.65)* 18 = 186.45KN

$\sigma = \frac{(1151.44+124.68+7.94+186.45)*10^{-3}}{2.77^2}$ = 0.19 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition non vérifier**

Alors on augmente la section de semelle

On choit A= 3.5m

d ≥ $\frac{B-b}{4}$ = $\frac{350-55}{4}$ = 73.75cm on adopte d = 75 cm

c= 3 cm

h = d+C+ $\emptyset/2$ $\Rightarrow$ h = 75 + 3 + 1.2/2 = 78.6 cm on adopte h =80 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser} =1151.44 *KN*

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =2.77^2*0, 8*25=245KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = 0.55^2 * (2-(0.3+0, 8)) * 25 = 6.8 KN

$P_{remblais}$ = A*B*h''* γ_{sol} = 2.77^2 * (2-0, 8)* 18 = 264.6KN

$\sigma = \frac{(819.71+123.75+7,5+210.6)*10^{-3}}{2.45^2}$ = 0.13 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition vérifier**

La section choisie est 3*3 m^2

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées

semelle	N(KN)	a(m)	b(m)	a/b	B (m)	A (m)	A_{adopt} (m)	B_{adopt} (m)	h (cm)
Si 1	1051.44	0.55	0.55	1	2.45	2.65	3.5	3.5	0.65
Si 2	1468.99	0.55	0.55	1	3.18	3.13	4	4	0.74
Si 3	1039.75	0.55	0.55	1	2.45	2.63	3.5	3.5	0.62
Si 4	819.71	0.55	0.55	1	2.77	2.34	3	3	0.49
Si 5	1301.52	0.55	0.55	1	3.18	2.95	4	4	0.62
Si 6	1521.16	0.55	0.55	1	3.18	3	4	4	0.74
7	784.41	0.55	0.55	1	3.18	2.34	3	3	0.49

Vérification de chevauchement entre les semelles isolées:

$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$

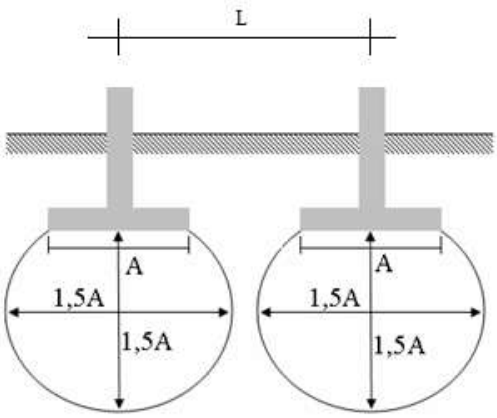


Figure VI-4 : Les bulles de pression

Tableau VI-2 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

S	L (m)	A (m)	À (m)	$\frac{1.5(A+À)}{2}$	$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$
S1*S2	4.45	**3.00**	**4**	**5.625**	**non**
S2*S3	4.45	**4**	**3.5**	**5.625**	**non**
S3*S4	4.35	**3.00**	**3.5**	**5.25**	**non**
S3*S7	1.8	**3.5**	**3**	**4.875**	**non**

- **Conclusion :** D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

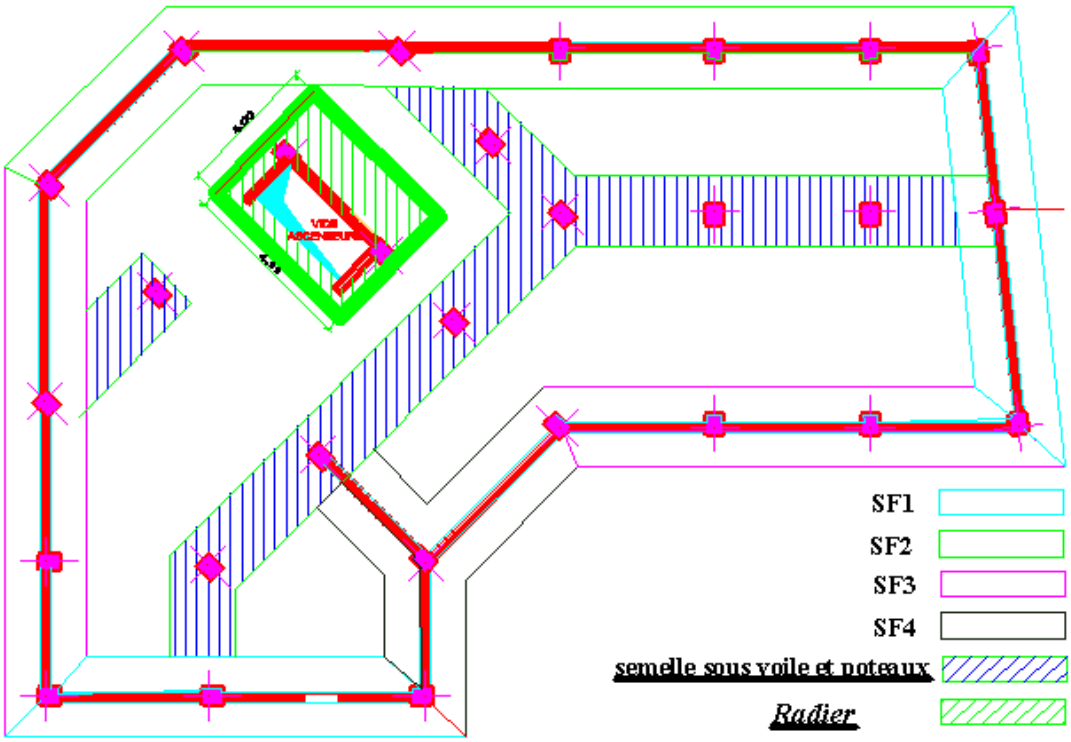


Figure VI.5.Représentation finale des semelles

VI.3.2.2.Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments :

La semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale venant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux venant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

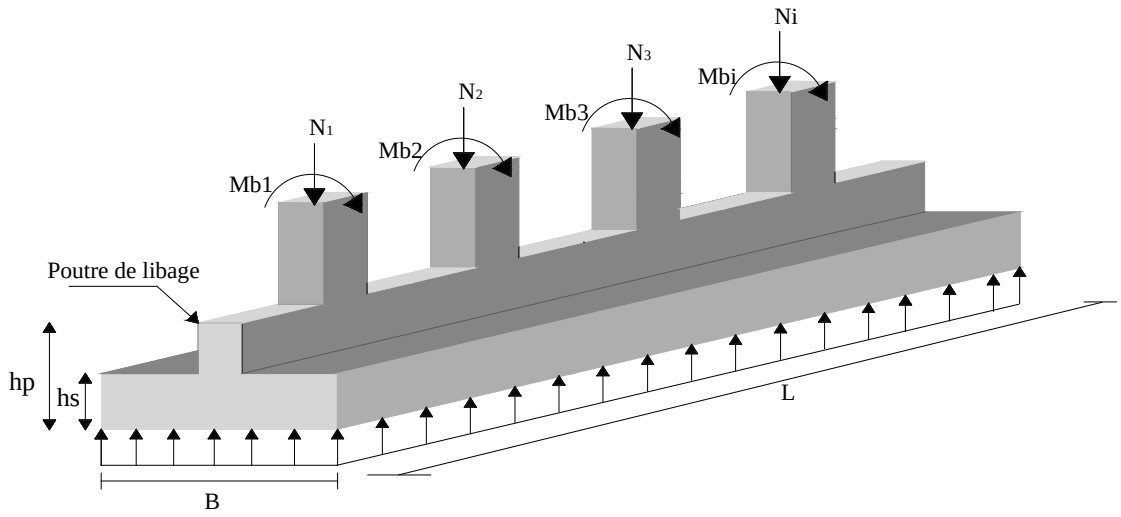


Figure VI.6: Semelle filante sous poteaux

- **Dimensionnement :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$d = \frac{\pi}{4} * l_e$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

I : moment d'inertie poutre de libage

K : coefficient de raideur ; K = 4 Kg/cm ^{3} sol moyen =4.104(KN/m^3)

b : la largeur de poteau

E ; module d'élasticité ; E= $3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.86 MPa =$10.81.10^3$(KN/m^2)

I $= \frac{b*h^3}{12}$; h : hauteur de poutre de libage

La hauteur de semelle :

h= d+c+ϕ/2

1. $d \geq \frac{B-b}{4}$
2. $C = 3\ cm$
3. ϕ/2= 12/2= 6 mm = 0.6cm

Dimensionnement de poutre de libage

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4{}_{max}}{E}}$ Tel que :

L_{max} : la plus grande distance entre 2 poteaux

Tableau VI-3. Dimensionnement de poutre de libage

	L(m)	K (Kg/cm^3)	hp (m)	b (m)
PL1	5	4	80	0.55
PL2	5	4	80	0.55

Tableau VI-4 : Dimensionnement de la semelle filante

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF5	31.81	7294.23	55	1.1	2.00	36	40
SF6	5.75	1298.25	55	1.8	2.00	36	40

Vérification de contrainte a L'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

- ✓ SF5:

$\sum N_{ser}$=7294.23KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} = 31.81*2*0.40*25 = 636.2 KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton} = 0.55^2*(2.2-(0.40+0.3))*25 = 6.05 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol} = 31.81*2*(2.2-0.40)*18=2061.28 KN

- ✓ **SF2:**

$\sum N_{ser}$ = 6287.55KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} =29.56*2*0.40*25 = 591.2 KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton} = 0.55^2*(2.2-(0.3+0.40))*25 = 6.05 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol} = 29.56*2*(2.2-0.40)*18 =1915.48 KN

$\sigma = \frac{(6287.55 + 591.2 + 6.05 + 1915.48) * 10^3}{2000 * 29560}$ $0.14 \leq \sigma_s$ = 0.15 MPa **(condition vérifier)**

VI-3.2.2.1.dimensionnement de semelle sous voile et poteaux :

Tableau VI .5 : les données de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	12.74	1638.04	55	1.1	2.00	35	40
SF2	29.56	6287.55	55	1.4	2.00	35	40
SF3	14.55	2934.2	55	1.4	2.00	35	40
SF4	10.4	2420.37	55	1.55	2.00	35	40

Vérification de contrainte a L'ELS

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

SF1:

$\sum N_{ser}$ = 1638.04KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} =12.74*2*0.40*25 = 254.8 KN

$P_{amorce\ \ poteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton} = 0.55^2*(2.2-(0.3+0.40))*25 = 6.05 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol} = 12.74*2*(2.2-0.40)*18 =825.55 KN

$\sigma = \frac{(1638.04 + 254.8 + 6.05 + 825.55) * 10^3}{2000 * 12740}$ $0.10 \leq \sigma_s$ = 0.15 MPa **(condition vérifier)**

✓ **SF2:**

$\sum N_{ser}$= 6287.55KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} =29.56*2*0.40*25 = 591.2 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h''*ρ_{beton} = 0.55^2*(2.2-(0.3+0.40))*25 = 6.05 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol}= 29.56*2*(2.2-0.40)*18 =1915.48 KN

$\sigma = \frac{(6287.55 + 591.2 + 6.05 + 1915.48) * 10^3}{2000 * 29560}$ $0.14 \leq \sigma_s$= 0.15 MPa **(condition vérifier)**

✓ **SF3:**

$\sum N_{ser}$= 2934.2 KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} =14.55*2*0.40*25 = 291 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h''*ρ_{beton} = 0.55^2*(2.2-(0.3+0.40))*25 = 6.05 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol}= 14.55*2*(2.2-0.40)*18 =942.84 KN

$\sigma = \frac{(2934.2 + 291 + 6.05 + 942.84) * 10^3}{2000 * 14550}$ $0.14 \leq \sigma_s$= 0.15 MPa **(condition vérifier)**

✓ **SF4:**

$\sum N_{ser}$= 2420.37 KN

$P_{semelle}$ = L*B*h*ρ_{beton} =10.4*2*0.40*25 = 208 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h''*ρ_{beton} = 0.55^2*(2.2-(0.3+0.40))*25 = 6.05 KN

$P_{remblais}$ = L*B*h''*γ_{sol}= 10.4*2*(2.2-0.40)*18 =673.92 KN

$\sigma = \frac{(2420.37 + 208 + 6.05 + 673.92) * 10^3}{2000 * 10400}$ $0.15 \leq \sigma_s$= 0.15 MPa **(condition vérifier)**

Vérification de chevauchement entre les semelles filantes :

$$L - \frac{(B + \grave{B})}{2} < 50\ cm$$

Tableau VI-6: vérification de chevauchement des semelles filantes

semelle	L (m)	B (m)	$\grave{B}$ (m)	$L - \frac{(B + \grave{B})}{2}$ (cm)	$L - \frac{(B + \grave{B})}{2} > 50\ cm$
SF2/SF6	4.35	2.00	2.00	2.35	OUI
SF5/SF6	6.6	2.00	2.00	4.6	OUI
SF5/SF4	4.35	2.00	2.00	2.35	OUI
SF3/SF5	6.16	2.00	2.00	4.16	OUI
SF2/SF5	4.61	2.00	2.00	2.61	OUI

❖ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles.

Ferraillage des semelles filantes :

A. Sous poteaux

⇒ **Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

ELS

Tableau VI.7. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle	N ser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)
SF5	7294.23	59.63	0.55	2.00	2.92	1.46
SF6	1298.25	3.68	0.55	2.00	2.85	1.425

ELU

Tableau VI.8. Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	N_U (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)

SF5	10090.14	71.15	0.55	2.00	4.03	2.015
SF6	2486.2	5.13	0.55	2.00	5.86	2.93

❖ **Conclusion :**

Donc le ferraillage se fait a l'ELU

Récapitulation:

Tableau VI.9.le ferraillage finale de filante sous poteaux

Semelle	A prin finale (cm^2)	A_{rep} finale (cm^2)	S_{prin}(cm)	S_{rep} (cm)
SF5	6HA12=6.79	6HA12=6.79	**20**	**20**
SF6	6HA12=6.79	6HA12=6.79	**20**	**20**

VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversement Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.10. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante

Semelle	ΣNser (kN)	ΣMser (kN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF5	7294.23	59.63	0.0081	2.00	0.5	oui
SF6	1298.25	3.68	0.0028	2.00	0.5	oui

Avec e0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.3.4.C. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls = \frac{\emptyset . fe}{4.\tau s}$

$ls \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq \frac{B}{8}$ On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.11. Longueur de scellement

Semelle	∅(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF5	12	0.42	0.25	0.5	courbe ou rectiligne
SF6	12	0.42	0.25	0.5	courbe ou rectiligne

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets) ou rectiligne.

Ferraillage poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ΣNi : la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	Σ Ni(ELU) (KN)	Σ Ni(ELS) (KN)	L(m)	q_u (KN /m)	q_{ser} (KN /m)
SF5	10090.14	7294.23	31.81	430	310
SF6	2486.2	1298.25	5.75	550	310

VI.3.3.b. Calcul des moments :

Tableau VI.13. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
SF5	522.4	104.5	753.3	376.6
SF6	907.6	453.8	511.6	255.8

VI.3.3.c. Calcul du ferraillage

1. Armatures longitudinales

Calcul a l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e\frac{\emptyset}{2}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma b .b.d^2}$$

$$\mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	**d (cm)**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**A_{Choisi}**	**A (cm^2)**
PL5	Travée	325.54	**77**	**14.20**	**0**	**4HA16+4HA14**	**14.20**
	Appui	522.4	**77**	**20.75**	**0**	**8HA16+4HA14**	**22.24**
PL6	Travée	453.8	**77**	**17.86**	**0**	**6HA16+4HA14**	**18.22**
	Appui	907.6	**77**	**38.09**	**0**	**16HA16+4HA14**	**38.33**

Vérification des contraintes a l'ELS :

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.15. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL5	Travée	**14.20**	376.6	7.7	**oui**
	Appui	**22.24**	753.3	12.1	**oui**
PL6	Travée	**18.22**	255.8	4.6	**oui**
	Appui	**38.33**	511.6	6	**oui**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **4HA12 = 4.52**

3. Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2 \cdot f_e}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$$

$\tau_u = 3.3\text{MPa}$ situation durable

$\tau_u = 4.34\text{MPa}$ situation accidentelle

Tableau VI.16. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$\overline{\tau}_u$	A_t (cm²)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL5	837	1.98	3.3	6HA8	**10**	**15**
PL6	690	1.63	3.3	6HA8	**10**	**15**

B. Sous voiles et poteaux :

⇒ **Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

ELS

Tableau VI.17. Calcul des armatures principales à L'ELS

Semelle	Nser (kn)	M_{ser}(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	Arép cal /ml (cm^2)
SF1	1638.04	1678	0.55	2.00	3.99	1.99
SF2	6287.55	4553.44	0.55	2.00	5.43	2.71
SF3	2934.2	2476.63	0.55	2.00	5.60	2.8
SF4	2420.37	1965.52	0.55	2.00	6.32	3.16

ELU

Tableau VI.18. Calcul des armatures principales à L'ELU

Semelle	N_U (kn)	M_U(Kn.m)	b (m)	B (m)	A/ml (cm^2)	$A_{rép}$ cal /ml (cm^2)
SF1	3776.91	1808.81	0.55	2.00	6.24	3.12
SF2	6356.26	3154.22	0.55	2.00	4.59	2.29
SF3	5282.58	2616.77	0.55	2.00	7.75	3.87
SF4	4018.83	1925.46	0.55	2.00	8.13	4.06

Récapitulation :

Tableau VI.19. Ferraillage des semelles

Semelle	A_{prin} finale Choisi	A (cm^2)	A_{rep} finale choisi	A (cm^2)	S_{prin}(cm)	S_{rep} (cm)
SF1	8HA12	9.05	6HA10	4.71	15	20
SF2	8HA12	9.05	6HA10	4.71	15	20
SF3	8HA12	9.05	6HA10	4.71	15	20
SF4	8HA12	9.05	6HA10	4.71	15	20

Vérification de la stabilité au renversement Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

(e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.20. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante

Semelle	ΣNELU (kN)	ΣMELU (kN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF1	3776.91	1808.81	0.47	2.00	0.5	oui
SF2	6356.26	3154.22	0.49	2.00	0.5	oui
SF3	5282.58	2616.77	0.49	2.00	0.5	oui
SF4	4018.83	1925.46	0.48	2.00	0.5	oui

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à $ls = \frac{\emptyset . fe}{4.\tau s}$

$ls \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq \frac{B}{8}$ On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.21.Longueur de scellement

Semelle	∅ (mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF (1.2.3.4)	12	42.85	25	50	courbe ou rectiligne

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets) ou rectiligne.

VI.3.2.3. Radier sous voiles

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux 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 poteaux.

VII.3.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

VII.3.2.3.1.a. Détermination de N_u et N_{ser} :

N_u : l'effort ultime agissant sur le radier.
N_u = 2865,84KN.

N_{ser} : l'effort Normale de service agissant sur le radier.
N_{ser} = 1815,43KN

VII. 3.2.3.1.b. Surface nécessaire du radier :

$\sigma = N_{ser} / Sr \leq \sigma_{sol} \Rightarrow Sr \geq N_{ser} / \sigma_{sol} = 2615,43 \times 10^3 / 0,15 = 12.10\ m^2$

$Sr \geq 12.10\ m^2$.

On prend directement la surface du radier tout en prévoyant un bord de 80 cm.

La surface du radier sera : $Sr = 20\ m^2$

* ***Vérification sous Nu :***

$\sigma = Nu / Sr \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad 0,14\ MPa \leq 0,15\ MPa$ CV

La surface du radier est suffisante.

VII. 3.2.3.1.c. Hauteur du radier :

La hauteur **h** du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{400}{10} = 40cm$$

On adopte : h=40cm.

VI. 3.2.3.2. 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 μx ,μ qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{4}{5} = 0{,}8 > 0{,}4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

Calcul des Charges du radier :

q_{rad}=PP+$P_{remblai}$=25×0,55 + 18×(2.2-0,40)=46,15kN/m².

à l'ELU: q_u=1,35×q_{rad} =62,30kN/m².

à l'ELS: q_s= q_{rad} =46,15kN/m².

Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- ***Détermination des moments à l'ELU:***

$M_x = \mu_x.q_u.l_x^2$ = 0,053x62.30x (4)² = 52,83 kN.m.
$M_y = \mu_y.\ M_x$ = 0,631x52.83= 33.33kN.m

En travée:

M_{tx} = 0,85M_x= 0, 85 x 52,83 = 44.90 kN.m
M_{ty} = 0, 85My=0,85 x 33.33 =28.33 kN.m

Aux appuis:

M_{ax} = -0,3 M_x = -0,3 x 44.90 = - 13,47 kN.m.
M_{ay} = -0,3 M_x = -0,3 x 44,90= - 13,47 kN.m.

- ***Détermination des moments à l'ELS:***

$M_x = \mu_x.q_{ser}.l_x^2$ = 0,0607 x 46,15 x (4)² = 44.82kN.m
$M_y = \mu_y.\ M_x$ = 0,7381 x 44.82 = 33.08 kN.m

En travée:

M_{tx} = 0,85Mx=0,85 x 44.82 = 38.09kN.m

M_{ty} = 0,85My=0,85 x 33.08 = 28.11 kN.m

Aux appuis:

M_{ax} = -0.3 M_x = -0,3 x 38.09 = - 11.42kN.m.

M_{ay} = -0.3 M_x = -0,3 x 38.09 = - 11.42 kN.m

❖ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:**

Tableau VI.22.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M_u (kN.m)	h (cm)	A (cm²)	A choisi	A (cm²)
Travée	X	44.90	40	28.03	19HA14	29.25
	Y	28.33	40	35.04	24HA14	36.95
Appui	X	- 13,47	40	28.03	19HA14	29.25
	Y	- 13,47	40	35.04	24HA14	36.95

❖ **des contraintes à l'ELS:**

Tableau VI.23.Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	X	29.25	44.82	44.29	0.71	CV	CV
	Y	36.95	33.08	26.08	0.48	CV	CV
Appui	X	29.25	- 11.42	11.28	0.18	CV	CV
	Y	36.95	- 11.42	9.00	0.16	CV	CV

On remarque que les contraintes sont vérifie.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 89 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 83.06 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\square_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot \delta} = \frac{89.10^3}{1000 * 400} = 0.22 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.3. Etude du voile périphérique :

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC, d'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.

Les armateurs sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical). Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.1.Dimensionnement :

Le voile de notre ouvrage est caractérisé par :

- une hauteur de 3.74 m.
- une épaisseur de 17 cm.

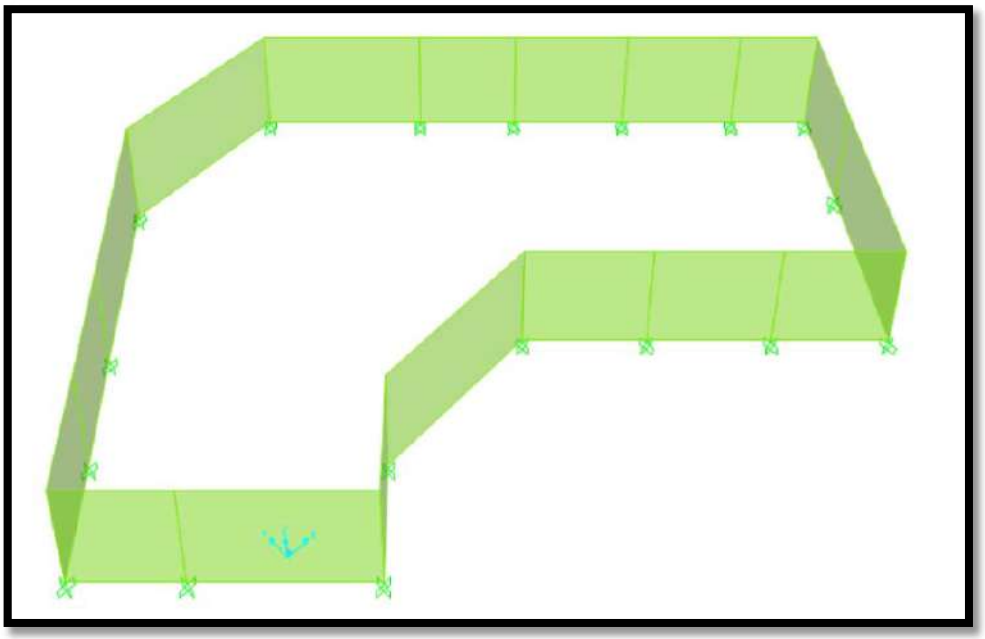


Figure VI.7. Disposition de voile périphérique

VI.3.2. Ferraillage :

Armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales ont une section $A_L \geq 0{,}10\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 50 ϕ pour le renforcement des angles.

- $A_L \geq 0.10$ b*L = 0.10*17*100/100=1.7 cm^2/ml on adaptera 8HA 8/ml : S_t=25cm. Le voile périphérique est sollicité en flexion simple (d'après A. Fuentes).

Calcul des armatures :

Tableau VI.24 : Ferraillage verticales des voiles périphériques

NIV°	EP (cm)	L (m)	Section (m^2)	N(KN)	M (KN.m)	Comb	A_1 (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Sv	Sv/2	A choisis	A (cm^2)
sous sol-	17	V1=4.65	0.790	900.06	393.92	ACC	19.3	7.90	11.85	20	10	**2(30HA12)**	**33.93**
		V2=5.40	0.918	1314.57	665.95	ACC	22.3	9.18	13.77	20	10	**2(35HA12)**	**39.58**
		V3=6.15	1.045	1380.91	1734.53	ACC	25.3	10.45	15.68	20	10	**2(38HA12)**	**42.98**
		V4=3.80	0.646	947.01	915.9	ACC	15.9	6.46	9.69	20	10	**2(25HA12)**	**28.27**

4.3.3. Vérifications :

V.4.3. 1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.25 .Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Niv-	Ep(cm)	L (m)	Section (m^2)	Nser(KN)	M ser(KN.m)	Comb	A (cm^2)	σ b	σ' s	CDT
Sous -sol	17	V1=4.65	0.790	724.63	21.78	G+Q	33.93	0.8	12.6	CV
		V2=5.40	0.918	1009.07	48.86	G+Q	39.58	1	15.2	CV
		V3=6.15	1.045	1130.33	27.47	G+Q	42.98	1	14.7	CV
		V4=3.80	0.646	635.6	19.37	G+Q	28.27	0.9	13.6	CV

V.4.3.2. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau VI.26. Vérification a l'effort tranchant des voiles

Voile	Epaisseur (cm)	$T(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
Voile 1	17	346.44	0.85	5	CV
Voile 2	17	105.40	0.26	5	CV
Voile 3	17	407.50	1.00	5	CV
Voile 4	17	329.85	0.80	5	CV

V.4.3.3. Ferraillage horizontal : [1]

Tableau VI.27 .Détermination des armatures horizontales

Voile	H (m)	Ep (m)	N(KN)	K	St cal (mm^2)	Sh RPA	Sh (cm)	A choisi	A (cm^2)	Ah_{min} RPA	$A_h \geq A_{min}$
Voile 1	3.74	0.17	900.06	0.244	1581.25	25.5	20	2(20HA10)	31.42	11.85	CV
Voile 2	3.74	0.17	1219.71	0.297	450.13	25.5	20	2(20HA10)	31.42	13.77	CV
Voile 3	3.74	0.17	1712.86	0.235	860.33	25.5	20	2(20HA10)	31.42	15.68	CV
Voile 4	3.74	0.17	849.08	0.220	2998.06	25.5	20	2(20HA10)	31.42	9.69	CV

VI.4. Calcul des longrines :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.4.1. Pré dimensionnement des longrines (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Pour un sol de fondation de catégorie '' S2'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm^2.

On adopte une section de (b x h) = (30 x 30) cm^2.

VI.4.2. Charges sollicitant les longrines (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b]**)**

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:

$F = (N/\alpha) \geq 20KN$

Avec :

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour notre cas : **α** = 12. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

Site	zone		
	I	IIa	IIb et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Les sollicitations de calcul sont :

a) **l'E L U :**

N_u = 2105.53 KN

$f_u = \frac{2105.53}{12}$ = 175.46KN

b) **l'E L S :**

N_{ser} = 1521.16 KN

$f_{ser} = \frac{1521.16}{12}$ = 126.76 KN

VI.4.3. Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

à l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{175.46 * 10^3}{348} = 504.19 \text{ mm}^2 = 5.04\text{cm}^2$$

A_{choisi} = 6HA12 = 6.79 cm^2

Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93:

$$B \leq \frac{A * f_e}{f_{tj}}$$

$$B = bxh = 30x30 = 900 \text{ cm}^2 \leq B \leq \frac{A * f_e}{f_{tj}} = \frac{679 * 400}{2.1} = 129333.33 \text{ mm}^2 = 1293.33\text{cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes a l'état limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{126.76 * 10^3}{679}$ =186.69 MPa

$\bar{\sigma}_s$ = min $\left[\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$ = 202 MPa

Donc $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section minimale donnée par le RPA 99version 2003(Art 10.1.1.b)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$A_{min} = \frac{0.6*b*h}{100}$

$A_{min} = \frac{0.6*30*30}{100}$ = 5.4 cm^2

Alors on adopte : A_{choisi} = 6.79 cm^2

Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ)

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3}$ = 4 mm

On adoptee φ_t = 8 mm

A_t = 4HA8 = 201 mm^2

Escapement:

$S_t \leq$ min [20 cm; 15 φ_l] = min [20 cm; 18 cm]

On adopte : S_t = 15 cm

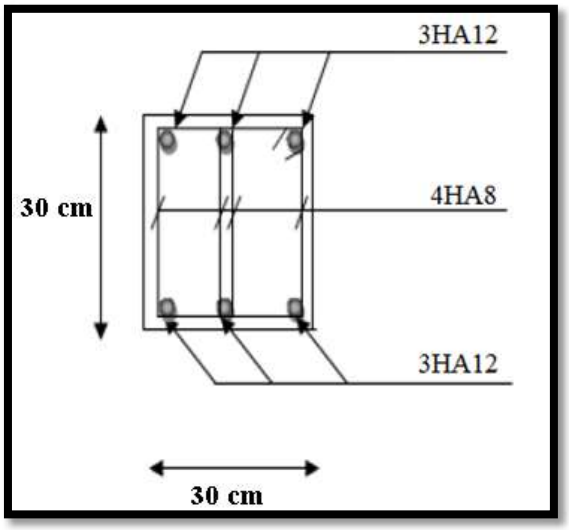


Figure VI.8. Ferraillage des longrines

Conclusion générale

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude. ;
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires RPA 99 Version 2003, CBA93, …etc) ;
- choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure ;
- Enfin, ce projet nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer, et de les enrichir par des nouvelles tel que le logiciel " SAP2000 " ;

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 notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature contre venté par des voiles (voiles + portiques) 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. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'économie et l'esthétique, la sécurité.