

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaama-Khemis Miliana



Mémoire Présenté
Pour l'obtention de diplôme

Master

En

« Génie Civil »

Option :

« Structure »

Thème:

**Etude de la stabilité d'une structure en béton armé
contreventée par voiles porteurs**

Réalisé par :

ABED AIDA

OUFFA AMINA

Encadré par :

Mr : M.TOUHARI

Examineur : Dr. TAHENNI

Touhami

Président : Mlle. MELLAL

Fatima

Année Universitaire 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements



Nous tenons tout d'abord à remercier الله qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous adressons nos chaleureux remerciements à notre encadreur Docteur TOUHARI Mahfoud pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période du projet.

Nous remercions de même tous les enseignants de département de Génie Civil pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation, ainsi qu'à tous les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer notre travail.

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté l'aide et leur soutien, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincère





DEDICACES

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour
Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que*

Dieu me les garde

À...

Mon cher père, Ma chère mère,

⌘ très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup

⌘ Mes chères sœurs et mes frères

*⌘ Toute la famille **ABED ET OUFFA***

⌘ Mes amis

⌘ Tous ceux qui me connaissent ...

*À toute la promotion **2019-2020 DE GÉNIE CIVIL***



ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق , يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage , d'habitation de R + 9 étages qui sera implanté dans la wilaya de ALGER classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling of R + 9 stages which will be established in the wilaya of ALGER, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project.

SOMMAIRE

❖ <u>Chapitre I</u>	
✓ PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	
Généralité :	17
❖ <u>Chapitre II</u>	
✓ Pré-dimensionnement des éléments.....	32
❖ <u>Chapitre III</u>	
❖ Calcul des éléments secondaires	
1-11'acrotère	20
2- Escaliers	59
3- Etude des planchers	73
4- balcon	97
❖ <u>Chapitre IV</u>	
✓ Détermination des efforts verticaux et combinaisons des charges	103
❖ Chapitre V	
✓ Ferraillage des éléments résistants	
1- poteau	132
2- poutre	145
❖ <u>Chapitre</u>	
✓ L'étude de Fondation.....	172
❖ Conclusion	
❖ Références Bibliographiques	

LISTES DES FIGURES

▪ Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	21
▪ Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	24
▪ Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	27
▪ Figure II.1 Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	32
▪ Figure II.2. Coupe verticale du plancher courant à corps creux	34
▪ Figure II.3. Constituants d'un mur extérieur	36
▪ Figure II.4. Dimensions de l'acrotère	37
▪ Figure II.5. flèche maximale	37
▪ Figure II.6. Flèche maximale d'une poutre continue	40
▪ Figure II.7. Section réduit du poteau.	44
▪ Figure II.8. Surface revenant au poteau	49
▪ Figure III.1. Acrotère.....	52
▪ Figure III.2. Sollicitations de l'acrotère.....	52
▪ Figure III.3. Diagramme des efforts à l'ELU.....	53
▪ Figure III.3. Diagramme des efforts à l'ELS.....	54
▪ Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère	58
▪ Figure III.5. Plancher en corps Creux	27
▪ Figure III.6. Corps Creux.....	27
▪ Figure III.7. Schéma statique des poutrelles	29
▪ Figure III.8. Ferrailage des poutrelles	41
▪ Figure III.9. Disposition constructive des armatures de la table de compression	42
▪ Figure III.10. Dimensions de l'escalier	61
▪ Figure III.11. Schéma statique de l'escalier	63
▪ Figure III.12. Schéma statique de l'ELU et l'ELS	63
▪ Figure III.13. Schéma de ferrailage d'escalier	65
▪ Figure IV.1. Calcul des caractéristiques géométriques	75
▪ Figure IV.3. Schéma représente le portique plus défavorable	77
▪ Figure IV.4. Représentation la charge permanent G	79
▪ Figure IV.5. Représentation la charge exploitation Q1.....	79
▪ Figure IV.6. Représentation la charge exploitation Q2.....	80
▪ Figure IV.7. Représentation la charge exploitation Q3.....	80
▪ Figure IV.9. Les moments aux poteaux (G).....	83
▪ Figure IV.9. Les moments aux poutres(G).....	84
▪ Figure IV.11. Les efforts tranchants aux pouters (G).....	84
▪ Figure IV.12. Les efforts normaux aux poteaux (G).....	85
▪ Figure IV.13. Les moments aux poteaux (Q1).....	87
▪ Figure IV.15. Les moments dans les poutres (Q1).....	87
▪ Figure IV.22. Les efforts tranchants aux pouters(Q1).....	88
▪ Figure IV.16. Les efforts normaux aux poteaux (Q1).....	89
▪ Figure IV.17. Les moments aux poteaux (Q2).....	91
▪ Figure IV.19. Les moments dans les poutres (Q2).....	92
▪ Figure IV.22. Les efforts tranchants aux pouters (Q2).....	92

▪ Figure IV.20. Les efforts normaux aux poteaux (Q2).....	93
▪ Figure IV.21. Les moments aux poteaux et poutres(Q3).....	95
▪ Figure IV.22. Les efforts tranchants aux poutres (Q3).....	95
▪ Figure IV.23. Les moments dans les poutres (Q3)	96
▪ Figure V.1. Ferrailage des poteaux (RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage)	113
▪ Figure V.2. Schéma du ferrailage de la poutre principale (RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage)	119
▪ Figure V.3. Schéma de ferrailage de les poutres secondaire.....	119
▪ Figure V.4. Schéma de ferrailage de portique.....	120

LISTES DES TABLEAUX

▪ Tableau II.1. D�mension finale des poutres.....	34
▪ Tableau II.2. Dégression des surcharges.....	35
▪ Tableau II.3. Choix des sections des poteaux centraux.....	35
▪ Tableau III.1 : Calcul des efforts internes des poutrelles à sept travées.....	38
▪ Tableau III.2 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	38
▪ Tableau III.3 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	45
▪ Tableau III.4 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	62
▪ Tableau III.5 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	62
▪ Tableau III.6 : Charge à l'ELU et l'ELS.....	115
▪ Tableau III.7 : Ferrailage de l'escalier	116
▪ Tableau III.8 : Vérification à l'E.L.S	122
▪ Tableau III.9 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	122
▪ Tableau III.10. Vérification des contraintes.....	123
▪ Tableau III.11. Vérification des contraint.....	123
▪ Tableau IV.1 : Récapitulatif des charges.....	124
▪ Tableau IV.2 : Caractéristique géométrique du portique.....	124
▪ Tableau IV.3 : Les moments aux nœuds.....	125
▪ Tableau IV.4 :les moment et les efforts tranchants aux travées (M_t, T).....	126
▪ Tableau IV.5 : les efforts normaux aux poteaux.....	128
▪ Tableau IV.6 : Les moments aux nœuds.....	129
▪ Tableau IV.7 : Les moments et les efforts tranchants aux travées (M_t, T).....	131
▪ Tableau IV.8 : Les efforts normaux aux poteaux.....	134
▪ Tableau IV.9 : Les moments aux nœuds.....	135
▪ Tableau IV.10 : Les moments et les efforts tranchants aux travées (M_t, T).....	135
▪ Tableau IV.11 : Les efforts normaux aux poteaux.....	136
▪ Tableau IV.12 : Les moments aux nœuds.....	136
▪ Tableau IV.13 : Les moments et les efforts tranchants aux travées (M_t, t).....	137
▪ Tableau IV.14 : Les efforts normaux aux poteaux.....	137
▪ Tableau IV.15 : Les moments dans les poteaux.....	138
▪ Tableau IV.16 : Les efforts tranchants aux travées.....	139
▪ Tableau IV.17 : Les efforts normaux aux poteaux.....	139
▪ Tableau IV.18 : Les moments dans les poutres.....	141
▪ Tableau.V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	142
▪ Tableau.V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	143
▪ Tableau.V.3 : Choix des armatures des poteaux.....	146
▪ Tableau V.4 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	147
▪ Tableau V.5 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	148
▪ Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	148
▪ Tableau V.7 : Espacements maximales selon RPA99.....	149
▪ Tableau V.8 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	150
▪ Tableau V.9: Ferrailage des poutres.....	151
▪ Tableau V.10 : choix des sections de ferrailage.....	151
▪ Tableau VII.1 : Le devis.....	152
▪ Tableau VII.2 : Délai de réalisation.....	182

Liste des symboles

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

AR_s : Aire d'une section d'acier.

AR_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

$c \sigma$: Contrainte de consolidation.

CR_c : Coefficient de compression.

CR_s : Coefficient de sur consolidation.

$s \gamma$: Coefficient de sécurité dans l'acier.

$b \gamma$: Coefficient de sécurité dans le béton.

$s \sigma$: Contrainte de traction de l'acier.

$bc \sigma$: Contrainte de compression du béton.

$s \sigma$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$bc \sigma$: Contrainte de compression admissible du béton.

$u \tau$: Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

$sol \sigma$: Contrainte du sol.

$m \sigma$: Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

VR0 R: Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

NRser R: Effort normal pondéré aux états limites de service.

NRu R: Effort normal pondéré aux états limites ultime.

TRu R: Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

SRt R: Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

$q c N, N, N \gamma$: Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

LRf R: Longueur de flambement.

IRp R: Indice de plasticité.

IRc R: Indice de consistance.

W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

SRr R: Degré de saturation.

$d \gamma$: Poids volumique sèc.

$h \gamma$: Poids volumique humide.

$sat \gamma$: Poids volumique saturé.

WRsat R: Teneur en eau saturé.

WRL R: Limite de liquidité.

WRp R: Limite de plasticité.

d : Hauteur utile.

FRe R: Limite d'élasticité de l'acier.

MRu R: Moment à l'état limite ultime.

MRser R: Moment à l'état limite de service.

MRt R: Moment en travée.

MRA R: Moment sur appuis.

MR0 R: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

fRi R: Flèche due aux charges instantanées.

fRv R: Flèche due aux charges de longue durée.

IRfi R: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

IRfv R: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

ERij R: Module d'élasticité instantané.

ERvj R: Module d'élasticité différé.

ERs R: Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

fRc28 R: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.

fRt28 R: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

FRcj R: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

K : Coefficient de raideur de sol.

SRc R: Tassement œnométrique.

SRcRP

T

P: Tassement total.

SRcRP

adm

P: Tassement admissible.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

IR0 R: Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction de système de contreventement pour $R=3.5$ système a son propre coefficient de comportement.

Dans le présent projet, on va étudier l'influence de la variation de coefficient de comportement « R » sur la stabilité globale et locale d'une structure en béton armé qui est un bâtiment **R+9**, implanté en zone de forte sismicité, présentant une régularité en plan.

Notons que pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet et la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, un pré

dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sera fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires (escaliers, planchers, ...ect.), dans le quatrième chapitre on va présenter l'étude dynamique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de cet ouvrage sera faite à l'aide du logiciel de calcul ETABS Version 9.7.0.

Le cinquième chapitre sera consacré aux calculs des éléments de contreventement (poteaux, poutres et voiles) fondé sur les résultats du logiciel ETABS Version 9.7.0. et à l'aide du logiciel SOCOTEC.

L'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de la partie précédente fera l'objet de l'avant dernier chapitre. On va terminer ce travail avec l'étude thermique.

chapitre I
Généralité sur l'ouvrage

1.1 . Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que , fondations, Poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91** et **CBA93**) et moyennant le logiciel de calcul (**SAP2000**).

L'objectif de ce chapitre est de présenté la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I-2-PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le bâtiment est en R+9

- **Location :** W.Alger
- **L'usage :** habitation
- **Type de construction :** En béton armé

I-2-1- Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I-2-1-1-Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment.....32,3
- Hauteur de rez-de-chaussee3,23m
- Hauteur de tous les étage.....3, 23m

I-2-1-2-Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan.....21,30m
- Largeur total en plan.....20,47m

I-2-3- Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la wilaya d'Alger ; zone sismique III.
- Morphologie de site : une contrainte admissible de $Q_{adm} = 2$ bars.
- Avec un ancrage à partir de **2 m** de profondeur
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La régularité en plan et en élévation est vérifiée.
- Structure en béton armé contreventée par voiles.

I-2-4- Les éléments de l'ouvrage :

❖ **Ossature**

La structure est en béton armée (voile + portique)

❖ **Planchers**

Dalle pleine généralement rectangulaire dont les appuis continus (poutres, voiles)

❖ **Escalier**

Des éléments secondaires se coulent sur place permettant le passage entre les niveaux

❖ **Ascenseurs**

Deux ascenseurs qui sont disposées symétriquement par rapport à centre de symétrie

❖ **Les murs**

Murs extérieurs sont en double parois de briques creuses(30cm)

Murs intérieurs sont en briques creuses (10cm)

❖ **Les balcons**

Les balcons sont des consoles en dalles pleins .

❖ **L'acrotère**

Un mur situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité.

❖ **Revêtements**

Revêtement de sol en carrelage de 2cm

Enduit de mortier à l'extérieur et enduit de plâtre à l'intérieur.



Figure I.1. Façade principale

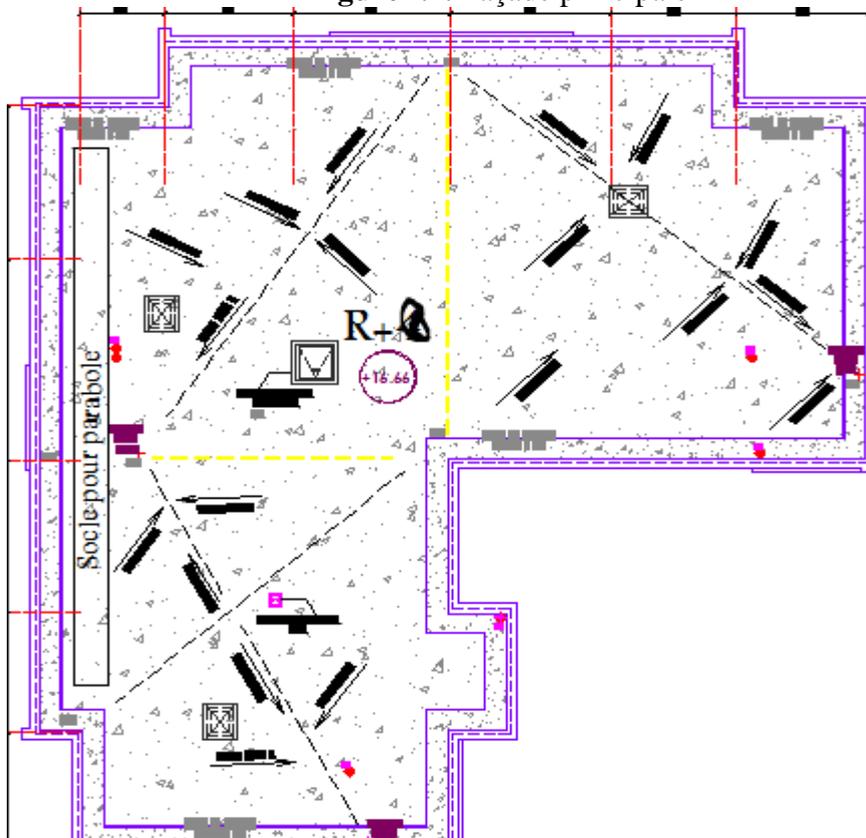


Figure I.2 Vue en Plan

I-3-CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUE DES MATERIAUX :

I.3.1 Introduction :

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant presque les mêmes coefficients de dilatation thermique, ses deux matériaux sont : Le béton et l'acier.

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL99)

I.3.2 Béton :

Le béton est un matériau orthotropique constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, respectant des rapports bien définis.

a) Composition du béton :

- **Les Granulats :**

La classe granulométrique d'un granulats se fait par rapport à deux diamètres (dimensions), qui correspondent au plus petit et au plus gros des grains constituant ce granulats. Un granulats est de classe d_{min}/d_{max} .

Les granulats peuvent être subdivisés comme suit :

1) Sable :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches; la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Suivent leur grosseur, ils sont classés :

- Sable fin de 0,08 à 0,15 mm
- Sable moyen de 0,15 à 2 mm
- Sable gros de 2 à 5 mm

2) Les graviers :

Les graviers sont des origines semblables à celles des sables, ils proviennent de la désagrégation des roches. La dimension maximale des agrégats est conditionnée d'une part de l'épaisseur des ouvrages à réaliser, et d'autre part par la distance minimale entre les différentes armatures de l'ouvrage.

En Algérie on fabrique un gravier de fraction 3/8, 8/15, 15/25,....c'est évident que la fraction qui précède la fraction 3/8 est considérée comme sable concassé.

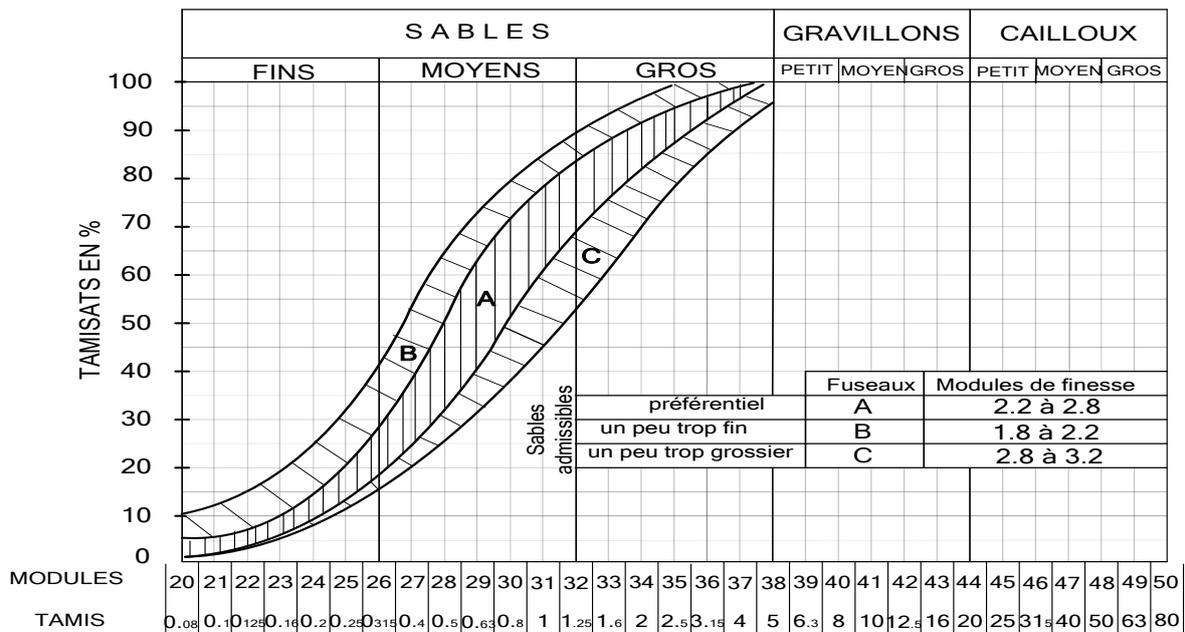
Classification des graviers :

- Gravillons petits 6, 3 à 10 mm
- Gravillons moyens 10 à 16 mm
- Gravillons gros 16 à 25 mm

✓ **Granularité :**

Un granulat est défini par sa courbe granulométrique.

Pour la confection d'un béton de haute qualité, il faut que les sables aient une granularité continue, et que leurs courbes granulométriques soient à l'intérieur d'un fuseau définissant la granularité admissible des sables.



-Fuseaux proposés pour la granularité des sables à béton.

Figure I.3 Courbe Granulométrique

✓ **Propreté :**

Les granulats employés doivent être propre et exempts de toutes matières étrangères, telles que : charbon, gypse, débris de bois, feuilles mortes etc.

Les sables doivent être exempts de fines argileuses et satisfaire à l'essai dit « Equivalent de sable, ES ».

✓ **Nature et forme :**

On doit utiliser soit des sables et graviers naturels, soit des produits de concassage de roches appropriées.

Pour ce qui est de la forme, il faut éviter d'employer des graviers en forme de plats ou d'aiguilles, qui conduisent à des bétons peu maniables, manquant de compacité et présentant au décoffrage des surfaces défectueuses

- **Ciment :**

Le ciment est une matière pulvérulente, formant avec l'eau une pâte plastique liante, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées. Il désigne également, dans un sens plus large, tout matériau interposé entre deux corps durs pour les lier.

Le ciment est un produit moulu du refroidissement du clinker qui contient un mélange de silicates et d'aluminates de calcium porté à 1450-1550 C°, température de fusion .

Les ciments les plus utilisés sont :

- le CPA, ciment portland artificiel, surtout celui de la classe 32.5, il existe aussi les classes 42.5 et 52.5
- les ciments portland avec constituants secondaires, laitiers, cendres, pouzzolanes etc.
- les ciments spéciaux tels que les ciments sulfatés ou alumineux.

Le choix du ciment dépend de la nature de l'ouvrage à construire, en tenant compte des conditions locales (présence d'eaux agressives.... Etc.).

- **Eau :**

L'eau de gâchage doit être propre et ne pas contenir plus de 5 grammes par litre de matières en suspension (vases, limons etc.) ou plus de 35 grammes par litre de matières sels solubles (sulfates, acides, sels corrosifs, matières organiques).

L'eau de gâchage généralement l'eau potable, et jamais d'utiliser l'eau de mer et de pluie.

- **Adjuvants :**

Lors du malaxage, on ajoute parfois des adjuvants au béton, qui permettent de modifier les propriétés du matériau.

Les adjuvants sont classés en trois familles :

- Celle modifiant l'ouvrabilité du béton : Plastifiants –réducteurs d'eau, super-plastifiant (anciennement fluidifiants) ;
- Celle modifiant la prise et durcissement : accélérateurs de prise, accélérateur de durcissement, retardateurs de prise ;
- Celle modifiant certaines propriétés particulières : entraîneurs d'air, générateurs de gaz, hydrofuges de masse.

b) Dosage :

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau afin de réaliser un béton de bonne qualité selon le critère recherché, résistance, ouvrabilité, compacité (présentant une faible porosité), etc.

- **Dosage en ciment :**

Le dosage en ciment dépend de la résistance ou de l'étanchéité à obtenir, on adopte couramment :

- Pour les travaux courants : planchers, poteaux,... :350kg/m³.
- Pour les ponts : 350 à 450kg/m³.
- Pour les travaux à la mer : 450 à 550 kg/m³.

- **Dosage en eau :**

La quantité d'eau contenue dans un mètre cube de béton sert pour la moitié à peu près à l'hydratation et à la prise du ciment, tandis que l'autre moitié, sous forme d'eau de mouillage et interstitielle confère au béton ses qualités de plasticité et d'ouvrabilité, que l'on vérifie par des mesures d'affaissement au cône d'Abrams, une partie de l'eau pouvant être absorbée par les granulats plus au moins poreux.

En général, il faut compter en eau de 8 à 9 % du poids des matières sèches ciment compris, compte tenu de l'humidité probable des matériaux, environ 170 à 190 litres/m³ de béton mis en œuvre. Cela s'exprime par le rapport « E/C » qui doit varier entre « $0.35 \leq E/C \leq 0.6$ » en masse, cela dépendra de la consistance désirée et des conditions de mise en œuvre. Si on observe la courbe donnant les variations de la résistance de compression en fonction du rapport E/C, on constate bien qu'au-delà d'une valeur optimale du rapport, la

résistance décroît, mais ce qu'il faut remarquer c'est que si on est en dessous de la valeur optimale la résistance décroît plus rapidement, en général, un écart de +10% par rapport à la quantité d'eau optimale cause une chute de résistance de 15%, alors qu'un écart de -10% cause une chute de résistance d'environ 30%.

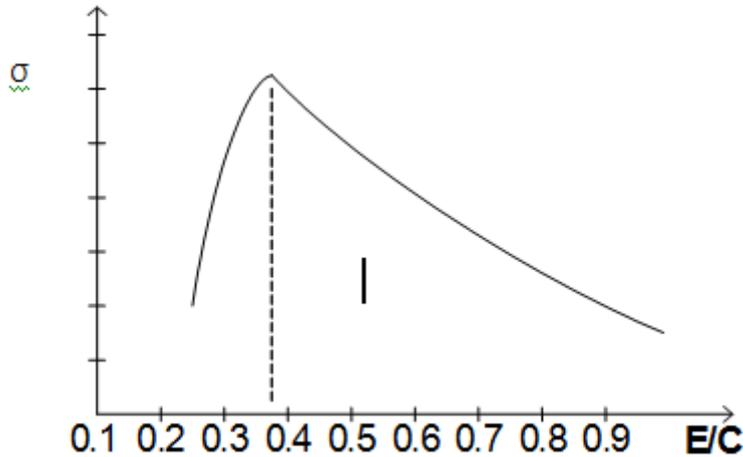


Figure I.4 Courbe de $\sigma = f(E/C)$.

❖ **Dosage des gravillons :**

La granularité du mélange sable et gravier est déterminée de façon à obtenir une compacité élevée, compatible avec les conditions de mise en œuvre.

Plusieurs méthodes existent à cet effet, on peut citer :

- La méthode de Bolomey.
- La méthode d'Abrams.
- La méthode Vallette.
- La méthode de Faury.
- La méthode de Dreux-Gorisse

c) Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression. Elle est évaluée à 28 jours dits valeur caractéristique requise. Celle-ci notée f_{c28} est choisie en compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte sur chantiers.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge de « J » jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance « f_{cj} ».

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

d) Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$f_{ti} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ (MPa), **Dans notre cas $f_{ti} = 2.1$ MPa**

e) Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être :

15 MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence

12 MPA quand on utilise des aciers lisses

f) Déformation longitudinale du béton :

○ **Module de déformation longitudinale instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

○ **Module de déformation longitudinale différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation

Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

● **Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton

V : coefficient de poisson.

- **Coefficient de Poisson :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative

$V = 0,20$ cas des états limites de service.

$V = 0$ cas des états limites ultime.

I.3.3 L'acier :

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

Caractéristiques mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité garantie désignée par f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $F_e E40$ $f_e=400$ MPA

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$E_s = 200000$ MPA.

I.3.4 Les états limites :

a) Etat limite ultime (E.L.U)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, au-delà de cette limite, on aura :

- La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- La transformation de la structure en un mécanisme déformable.
- L'instabilité de la forme au flambement.
- La détérioration par effet de fatigue.

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes résultant des règles énoncées dans la suite

➤ **hypothèses de calcul :**

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections pour le béton sont limitées à : $\xi_{bc} = 3.5\%$ en flexion et $\xi_{bc}=2\%$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\xi_{bc}=10\%$
- Le diagramme contraintes déformations du béton est parabole rectangle.
- Le diagramme contraintes déformations de l'acier triangle rectangle.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.

➤ **Diagramme contraintes déformation du béton :**

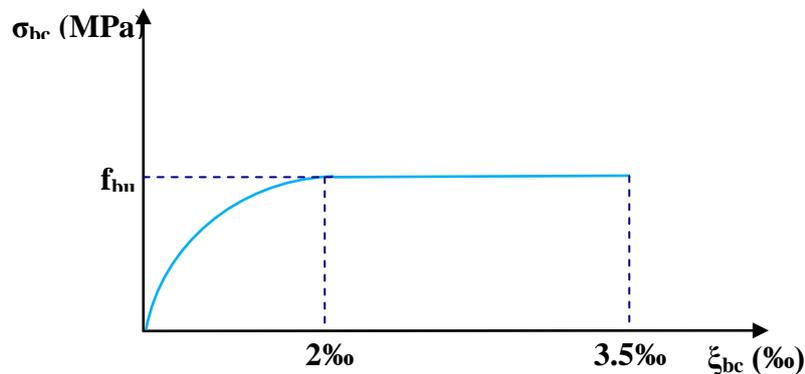


Figure I.5: « Diagramme contraintes déformation du béton à ELU »

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :
$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec : θ dépend du probable d'application (t) de la charge $\theta = 0.85$ si $t < 1h$

$\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$

$\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de

la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton

Le coefficient γ_b vaut :

1.5 : en situation durable et transitoire (SDT)

1.15 : en situation accidentelle (SA)

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{bu} = 14.17\text{MPa}$ en SDT

$f_{bu} = 18.48\text{MPa}$ en SA

➤ **contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

- Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right).$$

En SDT : $\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

En SA : $\overline{\tau_u} = 4.35 \text{ MPa}$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right).$$

En SDT : $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$

En SA : $\overline{\tau_u} = 3.26 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme contraintes déformations des aciers :**

Le diagramme contraintes déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

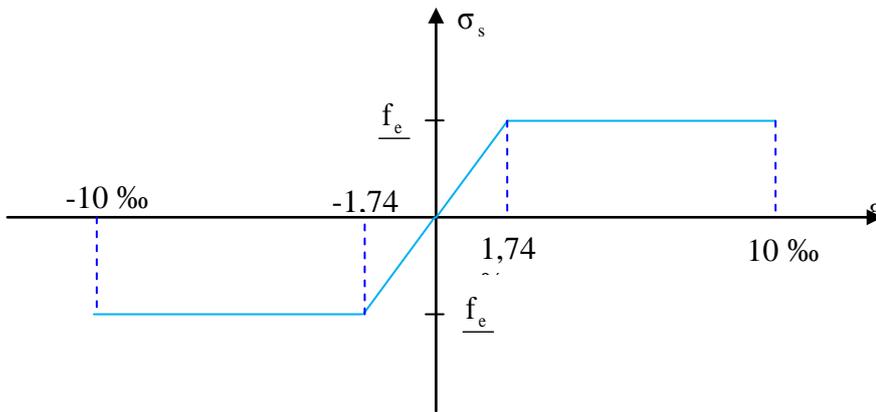


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation de l'acier

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité

$$\begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} 1.15 \\ 1 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{en-SDT} \\ \text{en SA} \end{array} \right\} \\
 \text{Sachant que } E_s = 200000 \text{MPa} \\
 \longrightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{Si } \varepsilon_s \leq f_e/\gamma_s E_s \\
 \longrightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s \quad \text{Si } f_e/\gamma_s E_s \leq \varepsilon_s \leq 10\%
 \end{array}$$

➤ **les contraintes de traction :**

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ donc } : \sigma_s = f_e/\gamma_s \quad \left\{ \begin{array}{l} 347.83 \text{MPa} \\ 400 \text{MPa} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{en SDT} \\ \text{en SA} \end{array} \right\}$$

b) Etat limite de service (E.L.S)

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures.

➤ **diagramme contrainte déformation du béton :**

Dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

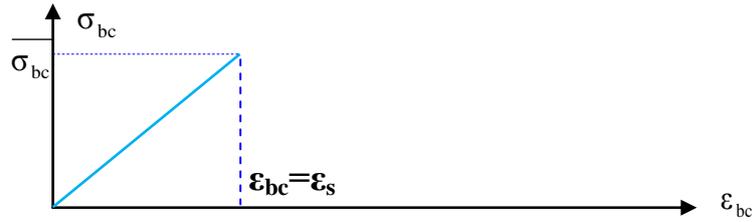


Figure I.7 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

D'où : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La contrainte de l'acier est limitée lorsqu' il y a un état d'ouverture des fissures :

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les **RL**, $\eta = 1.6$ pour les **HA**).

Elle dépend de l'état de fissuration :

- $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ FPN
- $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ FP
- $\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ FTP

$\sigma_s = 347.87 \text{MPa}$ en FP

$\sigma_s = 201.63 \text{MPa}$ en FP

$\sigma_s = 164.97 \text{MPa}$ en FTP

chapitre II

prédimensionnement des éléments

II-1) Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage objet de notre étude et les états limites de calcul, nous passons dans le présent chapitre au pré-dimensionnement des différents éléments de notre structure. Et pour cela il faudra tenir compte des prescriptions réglementaires des règlements CBA93 et des RPA99.ver.2003.

II-2) Pré-dimensionnement des éléments :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage afin d'éviter le surcoût d'acier et de béton.

Plancher en corps creux :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

La hauteur totale du plancher ht : $\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$ [2]

L : la portée max entre nus d'appuis. $L_{max} = 4,83$ m

ht : l'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

Lx : La distance maximale de la poutre

$Lx_{max} = 4,83$ m $\Rightarrow 19,32 \leq e \leq 24,15$ cm

$ht = 20$ cm

Dalle de compression : 4 cm

Corps creux : 16 cm

On prend : (16+4) cm

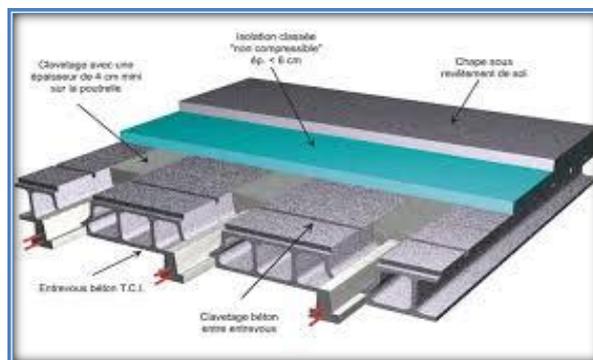


Figure II.1: Plancher en corps creux

L'épaisseur de la dalle dépend des conditions suivantes :

- ✓ **Condition d'isolation acoustique :**

➤ **Contre le bruit aérien :**

$$M_{\text{plancher}} = 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

➤ **Contre les buis d'impacts :**

$$M_{\text{plancher}} = 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

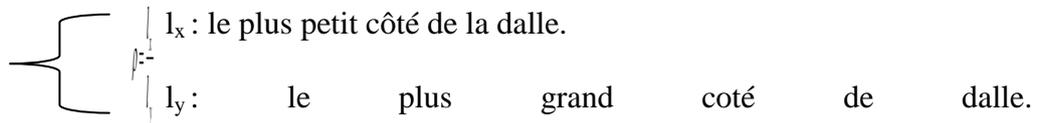
✓ **Condition de résistance contre les incendies :**

Pour 1 heure de coup de feu **e = 07 cm**

Pour 2 heures de coup de feu **e = 11 cm**

✓ **Condition de résistance à la flexion :**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable
Toutes les dalles sont appuyées sur 3 et 4 cotés, on a :



e : épaisseur de la dalle.

- ❖ Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens $\Rightarrow e \geq l_x/30$.
- ❖ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\Rightarrow e \geq l_x/40$.

$$l_x = \mathbf{4.77 \text{ m.}}$$

Dans notre cas on a :

$$l_y = \mathbf{4.83 \text{ m.}}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow 0.4 < \rho = \mathbf{0.987} < 1 \Rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.}$$

$$\text{Donc: } e \geq l_x/40 = \mathbf{11.93 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

$$e = \max (7 ; 11 ; 14 ; 16 ; 11.93)$$

L'épaisseur de tous les planchers de notre bâtiment : **e = 20 cm**

II.3 La descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, pour pouvoir le pré-dimensionner.

II.3.1 Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

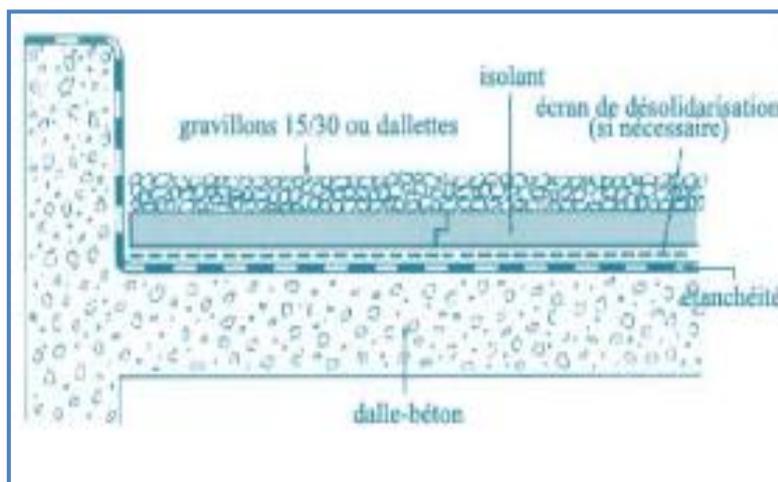


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Charges permanente et charge d'exploitation de plancher terrasse.

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection en gravillon	0,05	20	1,00
2-Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-Forme de pente	0,10	22	2,20
4-Isolation liège	0,04	4	0,16
5-Dalle en corps creux	(16+4)	20	2,85
6-Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale			GT =6.53
Surcharge d'exploitation (terrasse inaccessible)			Q=1,00

II.3.2. Planchers étages courant :

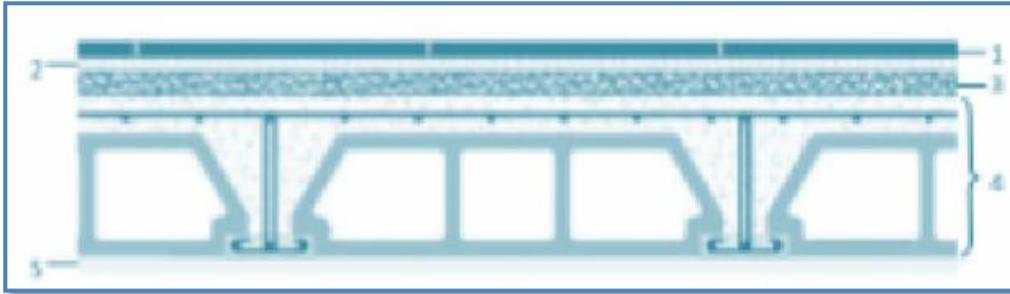


Figure II.3 : Plancher étages courant

Tableau II.2: Charges permanente et surcharge du plancher courant.

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0.4
2-Lit de sable	0,03	18	0.54
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Dalle en corps creux	16 +4	/	2,85
5-Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
6-Cloison de séparation	0,10	9	0,90
Charge permanente totale			GT =5.29
Pour un étage courant à usage d'habitation la charge d'exploitation			Q=1,5
Pour un étage courant à usage commercial la charge d'exploitation			Q=5

II.3.3. Plancher Dalle pleine (Balcons) :

Tableau II.3 : Charges permanente et surcharge de dalle pleine.

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0.4
2-Lit de sable	0,03	18	0.54
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6-Cloison de séparation	0,10	9	0,90
Charge permanente totale			GT =6.19
Pour à usage balcon			Q=3,5

II.3.4. Mur extérieur à double cloison :

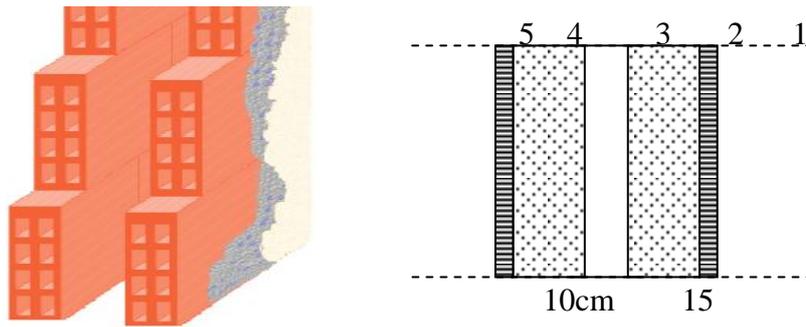


Figure II.4 : Constituents d'un mur extérieur.

Tableau II.4 : Charges permanente d'un mur extérieur

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- enduit extérieur au ciment	0,02	20	0.4
2- Briques creuses	0,15	9	1.35
3- Lamé d'air	0,05	/	/
4- Briques creuses	0,10	9	0.90
5- Enduit intérieur au plâtre	0.02	10	0.20
GT =2.85kN/m²			

II.3.5. Murs intérieurs (simple cloison) :

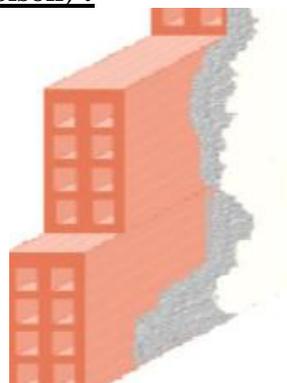


Figure II.5. Mur simple cloison.

Tableau II.5 : Charges permanente du mur intérieur.

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2- Briques creuses	0,10	9	0.90
3-enduit de ciment	0,02	20	0,4
GT =1.50kN/m²			

I.3. 6.L'acrotère :

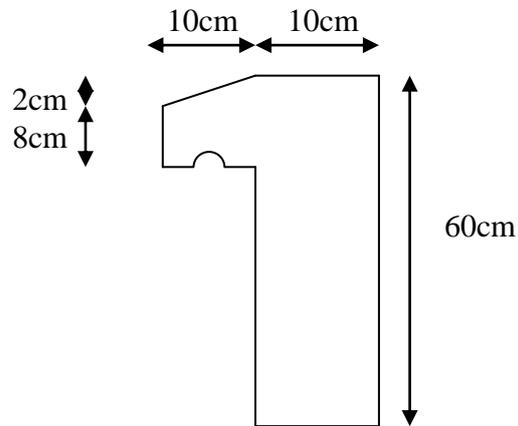


Figure II.6. Acrotère

Surface :

- $S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,10) + \left(\frac{0,02 \times 0,10}{2}\right) = 0,069m^2$

Charges permanentes :

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$G1 = 25 \times 0,069 = 1,725KN/ml$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = \square.S = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 0,02 = 0,504 KN/ml$$

Charges permanentes $\rightarrow G = 2,224KN/ml$

Charges d'exploitation $\rightarrow Q = 1 KN/ml$ (l'effort de la main courante)

II.3.7. Escaliers :

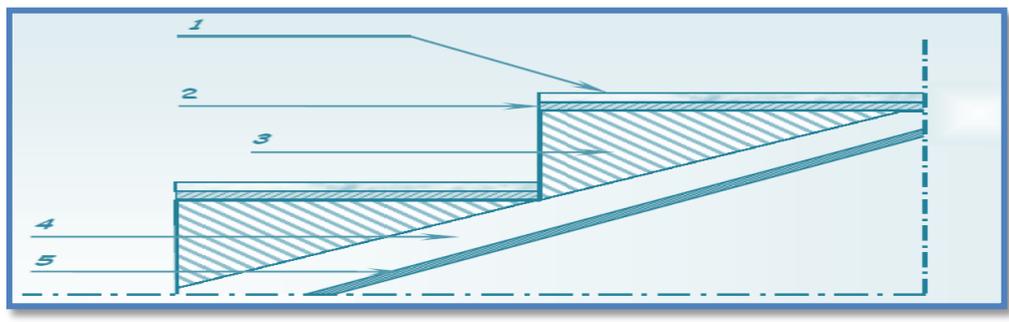


Figure II.7. Escalier.

Tableau II.6 : Charges permanente et surcharge Palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 15\text{ cm}$)	25	1×0.15	3.75
Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		4.79
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

Tableau II.7 : Charges permanente et surcharge Volée.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palissade ($e = 15\text{ cm}$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 32.62^\circ$	4.45
Poids propre du contre marche ($e = 17\text{ cm}$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9.20
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

II.4 Poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Selon le **BAEL 91** et le **RPA 99 (2003)** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : la portée de la poutre

II.4.1. Poutres principales (porteuses):

➤ Détermination de h :

Pour $L = 5.23 \text{ m}$ (la longueur la plus défavorable entre nus)

On a sous les charges verticales :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 34.87\text{cm} \leq h \leq 52.3 \text{ cm}$$

On prend: $h = 50 \text{ cm}$

➤ Détermination de b :

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \quad 15\text{cm} \leq b \leq 40\text{cm}$$

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

➤ Vérification selon RPA art 7.5.1 (Zone sismique III)ws:

Les poutres doivent respectées les dimensions ci-après :

$b \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée.

$h/b = 50/ 40 = 1,25 \leq 4,0$ Vérifiée.

II.4.2. Poutres secondaires (non porteuse) :

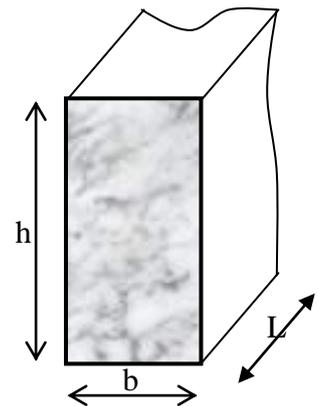
On a : $L \text{ max} = 5.12\text{m}$ (portée max entre nus d'appuis)

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10} \Rightarrow 34.13\text{cm} \leq h \leq 51.2 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On adopte une section de **(35x50) cm**

- **Vérification selon le RPA 99 /Version 2003 (Zone sismique III) [1]**



$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,4 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion : Toutes les conditions des RPA99 (2003) sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc :

On adopte :

- ✓ Des poutres principales : $(b \times h) = (40 \times 50) \text{ cm}^2$.
- ✓ Des poutres secondaires : $(b \times h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$.

a -Poutre porteuse- Poutres Non porteuse



Figure II.8. Schème des poutres

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

a. Principe :

Le pré-dimensionnement s’effectue d’après le règlement CBA 93, en respectant la condition de stabilité de forme et les exigences du règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 [1].

b .Les Etapes de Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des poteaux est calculer en compression simple, on prendre le poteau le plus sollicité de la structure et non lié aux voiles, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges :

- Calcul de la surface reprise par le poteau (surface du plancher qu’il support).
- Evaluation de la charge revenant sur chaque poteau étage par la suite l’effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le “**RPA99 version 2003**”. [1]
- Vérifier la section à l'E.L.S.

Le pré-dimensionnement est déterminé selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle}$$

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

► Poteaux rectangulaires $Br = (a - 0,02)(b - 0,02) [m^2]$.

► Poteaux circulaires $B_r = \pi \cdot \frac{(D - 0,02)^2}{4} m^2$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\text{Soit : } \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2$$

$$\lambda: \text{ Elancement d'EULER } \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right).$$

l_f : Longueur de flambement.

$$i: \text{ Rayon de giration } \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

On prendre : $L_f = 0,7 L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** il est préférable de prendre pour les poteaux carrés, $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

Selon le "**BAEL 91 modifié 99**"

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

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

$$\text{On tire de l'équation (1) la valeur de } Br : \quad Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99 version 2003 (zone III).

e. Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" : Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

♦ Poteau rectangulaire ou carrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ * \frac{1}{4} \pi \frac{a}{b} \pi \leq 4 \end{array} \right.$$

♦ Poteau circulaire :

$$D \geq 35\text{cm}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

D : diamètre de la section circulaire.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

f. Vérification à l'ELS :

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l' ELS « N_{Ser} » qui sollicite le poteau, On doit vérifier selon la formule que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$).

B : Section du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\% B$).

μ : Coefficient d'équivalence $\left(\mu = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

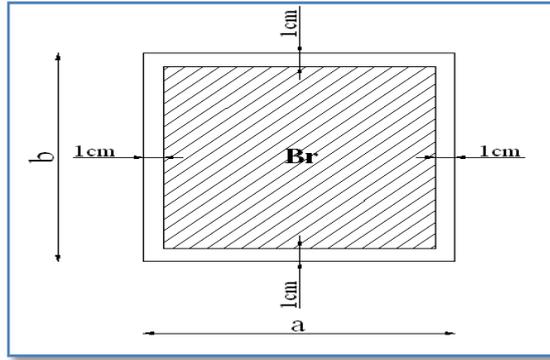


Figure II.9.Section réduite du poteau.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central:

La surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité est :

$$S = (2.44+1,95) \times (2,56+1,89) = 19,54 \text{ m}^2$$

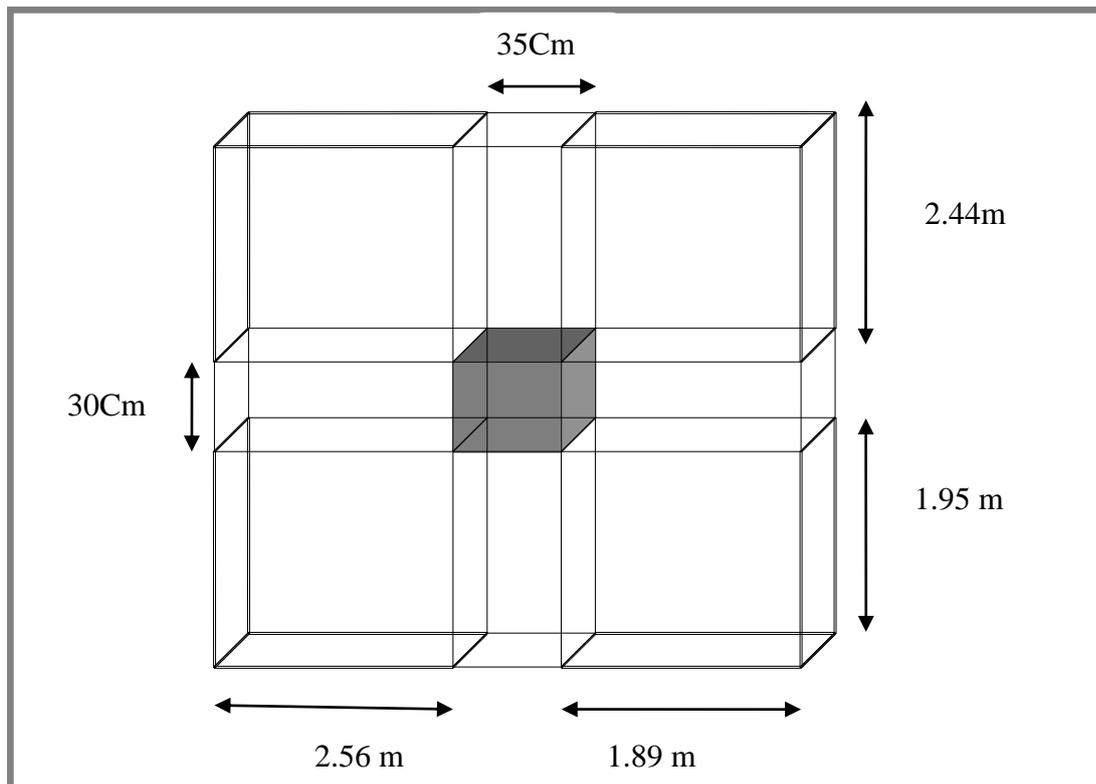


Figure II.10. Surface revenant au poteau central

Poteau de rive (A-2) :

La surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité est :

$$S = 1.6 \times (2.6 + 1,9) = 7,2 \text{ m}^2.$$

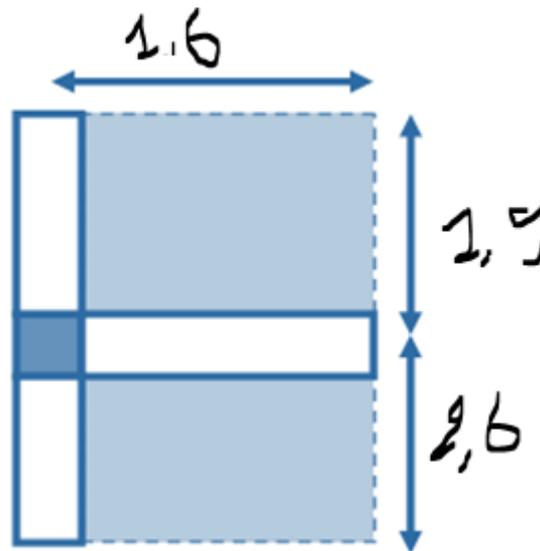


Figure II.11. Surface revenant au poteau de rive.

Poteau d'angle :

La surface du plancher revenant au poteau d'angle le plus sollicité est :

$$S = (2,6 \times 1,6) = 4,16 \text{ m}^2.$$

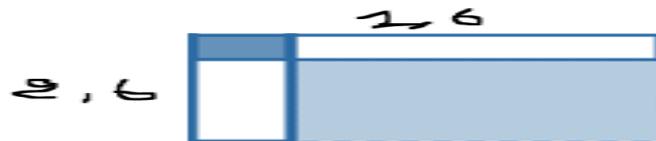


Figure II.12. Surface revenant au poteau d'angle

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.8. Surface des poteaux sollicités :

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
19,54	7,2	4,16

En conclusion : Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 19,54 \text{ m}^2$

Détermination des charges

Charge permanente

Niveau 1

Poids plancher terrasse GPT = $6.53 \times 19,54 = 127,59$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.40 \times 0.5 \times 5,23 \times 25 = 26,15$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.40 \times 0.45 \times 5,12 \times 25 = 23,04$ KN

G1 = 176,78KN

$N_{G1} = G1 = 176,78$ KN

$N_{Q1} = Q1 \times S = 1 \times 19,54 = 19,54$ kN

$N_{u1} = 1,35 N_{G1} + 1,5 N_{Q1} = 267,96$ kN

$B_r \geq 0,066 N_u$ - $B_r \geq 176.85$ - $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$; On a: $a = b$

Donc: $B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = b = 13,32$ cm

Le choix: **$a = b = 35$ cm**

• **Vérification de la section à l'ELS :**

$N_{ser} = N_{G1} + N_{Q1} = 196,32$ kN Avec : $B = a \times b = 1225 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 1.39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée.}$

Niveau 2 :

- Poids du niveau1 176,78 KN

- Poids du poteau $(0.35 \times 0.35) \times 25 \times 3.23 = 9.892$ KN

G2=186,67 KN

Niveau 3:

Poids du plancher $G \times S = 5,29 \times 19,54 = 103,37$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.40 \times 0.5 \times 5,23 \times 25 = 26,15$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.40 \times 0.45 \times 5,12 \times 25 = 23,04$ KN

Poids du poteau $(0.35 \times 0.35) \times 25 \times 3.23 = 9.892$ KN

Poids de mur extérieure $G_{MUR} = 2,85 \times (5.23 + 5,12) = 29,49$ KN

G=191,942 KN

G3=G2+G=378,612 KN

Niveau 4:

$G4 = G3 + G = 570,554$ KN

Niveau 5:

$G5 = G4 + G = 762,496$ KN

Niveau 6 :

$$G6=G5+G =954,438\text{KN}$$

Niveau7:

$$G7=G6+G =1146,38\text{KN}$$

Niveau8:

$$G8=G7+G =1338,322\text{KN}$$

Niveau9:

$$G9=G8+G =1530,264\text{KN}$$

Niveau10:

$$G10=G9+G =1722,206\text{KN}$$

Charges d'exploitations**a. Loi de dégression**

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'à 0,5 Q. Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" [2]

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.9 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
PT	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	8,45
P1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	11,69
P0	Q_9	$\Sigma_8=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	14,73

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux

Niveau X	N _G (k N)	N _Q (k N)	N _u (k N)	B r (cm ²)	a=b (cm)	Le Choix	N _{ser} (k N)	σ _{ser} (MPa))	Obs
T	176,78	19,54	267,96	176,85	13,32	35x35	196,32	1,39	OK
P8	186,67	48,85	325,28	214,68	14,65	35x35	235,52	1,67	OK
P7	378,612	75,229	623,97	411,82	20,31	35x35	453,84	3,22	OK
P6	570,554	98,677	918,26	606,05	24,64	35x35	669,23	4,75	OK
P5	762,496	119,194	1208,16	797,386	28,24	35x35	881,69	6,25	OK
P4	954,438	136,78	1493,66	985,82	31,42	40x40	1091,2	5,93	OK
P3	1146,38	151,435	1774,77	1171,35	34,24	40x40	1297,8	7,05	OK
P2	1338,32	165,11	2054,39	1355,9	36,84	45x45	1503,4	6,46	OK
P1	1530,26	228,42	2408,81	1589,95	39,89	45x45	1758,7	7,55	OK
P0	1722,21	287,82	2756,71	1819,4	42,67	45x45	2010,0	8,63	OK

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

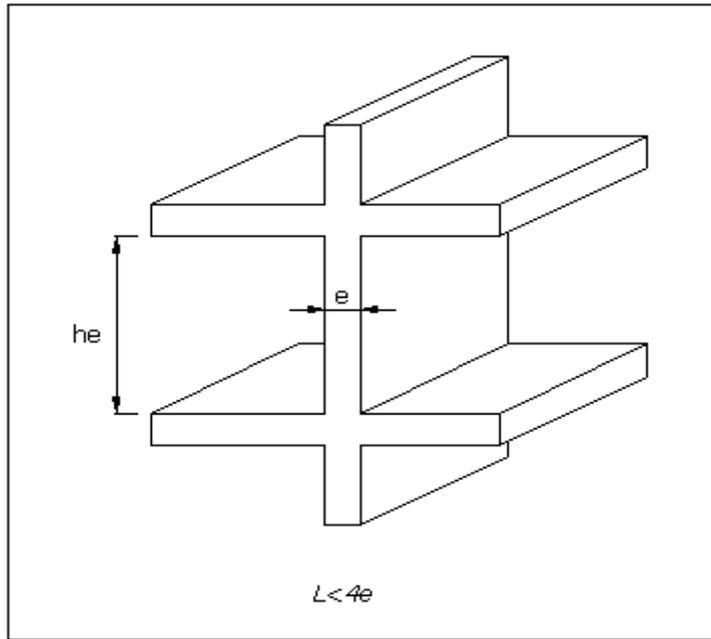


Figure. II.13. Coupe du voile en élévation.

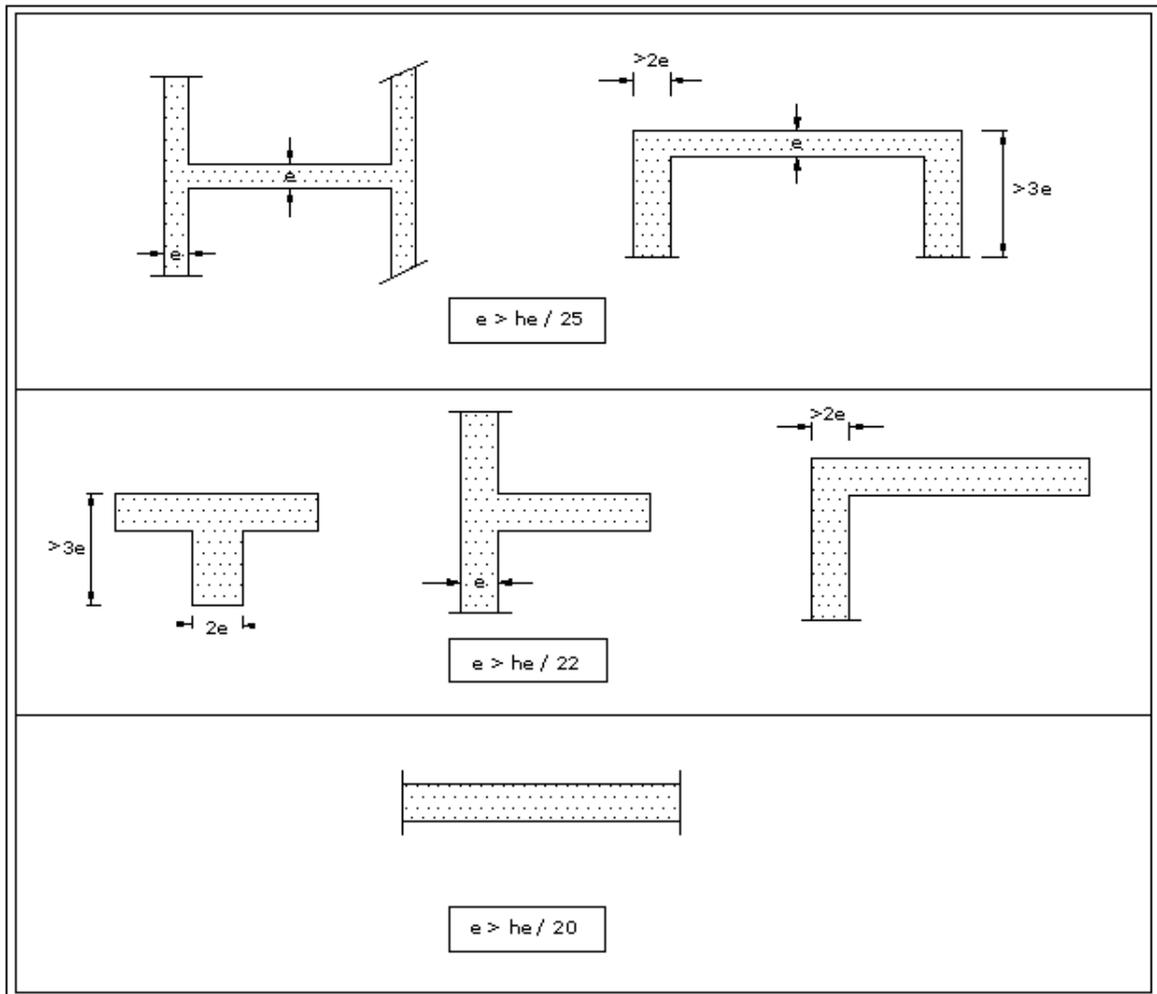


Figure. II.14. Coupe du voile en plan.

$$e \geq \max (he/25,he/22,he/20). \quad [1]$$

$$e \geq \max (12.92 ,14.68 ,16.15).$$

On prend: $e = 20$ cm.

chapitre III
calcul des
éléments secondaires

III.1 L'ACROTÈRE

III.1.1 Définition de L'acrotère :

L'acrotère dans la plus part des constructions est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant ainsi la protection de la ligne conjonctive fissurée entre lui même d'une part, et comme élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de sa forme en pente d'autre part.

III.1.2 Le calcul:

L'acrotère est assimilée à une console encastree dans le plancher terrasse. Cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical du à son poids propre.
- ✓ Effort horizontal du à la main courante, créant un moment fléchissant.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse ; celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de 1 m linéaire

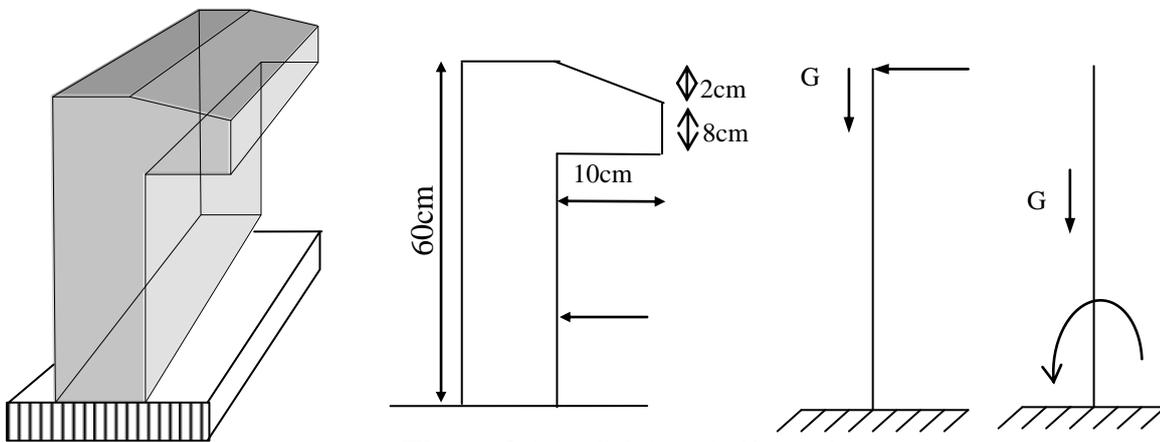


Figure 3.1.1: Schéma de l'acrotère

III .1.3 Evaluation des charges et surcharge :

Surface :

$$\bullet S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,10) + \left(\frac{0,02 \times 0,10}{2}\right) = 0,069m^2$$

Charges permanentes :

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$G1 = 25 \times 0,069 = 1,725KN/ml$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = \square.S = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 0,02 = 0,504 KN/ml$$

Charges permanentes $\rightarrow G = 2,224KN/ml$

Charges d'exploitation $\rightarrow Q = 1 KN/ml$ (l'effort de la main courante)

III 1.4 Les sollicitations :

A l'état limite ultime de rupture :

L'effort normal de compression :

Cet effort est du à la charge permanent

$$N_u = 1.35 \times G = 1,35 \times 2,224 = \mathbf{3,002 \text{ KN}}$$

Moment fléchissant :

Ce moment est du la main courante.

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN/ml}}$$

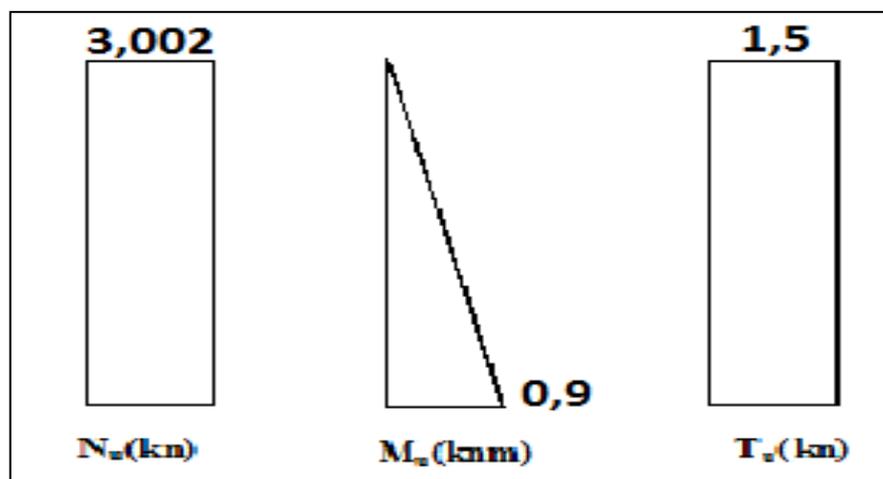


Figure-3.2: Diagrammes de l'effort à l'ELU

A l'état limite de service :

L'effort normal de compression :

$$N_s = G = \mathbf{2,224 \text{ KN}}$$

Moment fléchissant :

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = \mathbf{0,6 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant :

$$V_s = Q = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

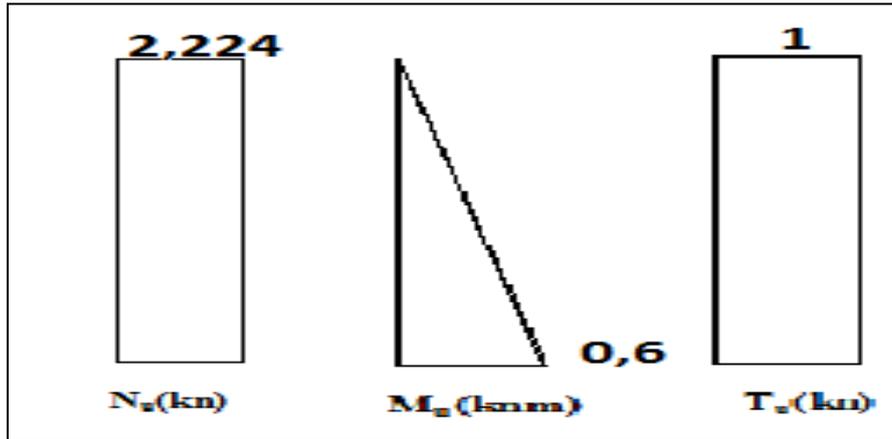


Figure- 3-3:Diagrammes de l'effort à l'ELS

III.1.5. Calcul de la section d'armatures :

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

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 9 \text{ cm} \quad e = 10 \text{ cm}$$

L'élément est expose aux intempéries, donc la fissuration est

Préjudiciable

✓ **Calcul de l'excentricite :**

$$e = e_0 + e_1 + e_a$$

e_0 : excentricité du 1ere ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B :pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

Donc

:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,002} = 0,299me_0 = 29,98cm$$

$$e_0 = 29,98 > \left(\frac{h}{2} - C\right) = 3cm$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcul la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

1)-ELU

CALCUL LE MOMENT FICTIFE

1-1)-Flexion simple

$$M_f = M_U + N_U \times 0,03$$

$$M_f = 0,9 + 3,002 \times 0,03 = 0,99 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{MPa}$$

1-2)-CALCUL d

$$d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 0,9 \text{Cm}$$

$$d = 0,09 \text{m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times (0,090)^2 \times 14,16} = 0,0086$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,1711$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,5 - 0,1711 = 0,33$$

$$\mu_{bU} = 0,0086 < \mu_{lu} = 0,33$$

Donc $A' = 0$ (la section n'a pas besoin d'acier comprimés)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086}) = 0,0107$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z_b = 0,08(1 - 0,4 \times 0,0107) = 0,079 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{0,9 \times 10}{0,079 \times 347,8} = 0,32 \text{cm}^2$$

1-3)-Calcul la section en flexion composé

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{3,002 \times 10^{-3}}{347,8} = 0,086 \text{cm}^2$$

Condition non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times (e_{\text{ser}} - 0,45d) \times b \times d}{f_e \times (e_{\text{ser}} - 0,185)} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 0,086 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$$

2)-ELS

$$M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 2,324 \text{ KN}$$

$$e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{2,324} = 0,258 \text{ m}$$

$$e_0 = 25,81 \text{ m} > \left(\frac{h}{6}\right) = 1,67 \text{ cm}$$

2-1)-CALCUL DE MOMENT FICTIF

$$M_{f\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e_{\text{ser}} + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{f\text{ser}} = 2,324 \times \left(0,258 + 0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,692 \text{ KN.m}$$

2-2)-CALCUL LES ARMATUR EN FLEXION SIMPLE

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; n150\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 240)$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = 0,483$$

2-3)-Calcul M_{rb} le Moment Reduit du beton

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc\text{lim}}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$\mu_{rb} = \frac{0,483}{2} \left(1 - \frac{0,483}{3}\right) = 0,202$$

$$M_{rb} = 0,202 \times 1 \cdot (0,09)^2 \times 15 = 24,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} = 24,54 \text{ KN.m} > M_{f\text{ser}} = 0,697 \text{ KN.m}$$

Donc $A_{\text{ser}}' = 0$ (la section n'pas besoin d'acier comprimés)

$$z_b = d\left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$z_b = 0,09\left(1 - \frac{0,483}{3}\right)$$

$$z_b = 0,075\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

$$A_{Ser} = \frac{M_f}{z_b \times \sigma_{slimt}}$$

$$A_{Ser} = \frac{0,692 \times 10}{0,075 \times 240} = 0,38\text{cm}^2$$

2-4)-CALCUL EN FLEXION COMPOSEE

$$A_{fcser} = A_{Ser} - \frac{N_{ser}}{\alpha_{rb}} A_{fcser} = 38,72 - \frac{2,324}{0,483} = 33,90\text{cm}^2$$

- **Condition non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times (e_{ser} - 0,45d) \times b \times d}{f_e \times (e_{ser} - 0,185)} = 0,97\text{cm}^2$$

$$A_S = \max \begin{cases} A_f = 0,086\text{cm}^2 \\ A_{fcser} = 0,33\text{cm}^2 \\ A_{min} = 0,97\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_S = 0,97\text{cm}^2$$

Choix des Armatures

$$A_S = 2,51\text{cm}^2 \quad A_S = 4T8$$

$$S_t = \frac{b - 2C - 5\phi}{4} = \frac{100 - 2 \times 2 - 5 \times 0,8}{4} = 23\text{cm}$$

Avec **$S_t = 23\text{cm}$**

III-1-6 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,016\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III-1-7 VERIFICATION AU SEISME :

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe} \\ \text{Zone II} \end{array} \right. \quad A = 0,20$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu (R.P.A 99)

$$C_p = 0,3$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = (N_u \times l) = 3,002 \text{ KN/ml}$$

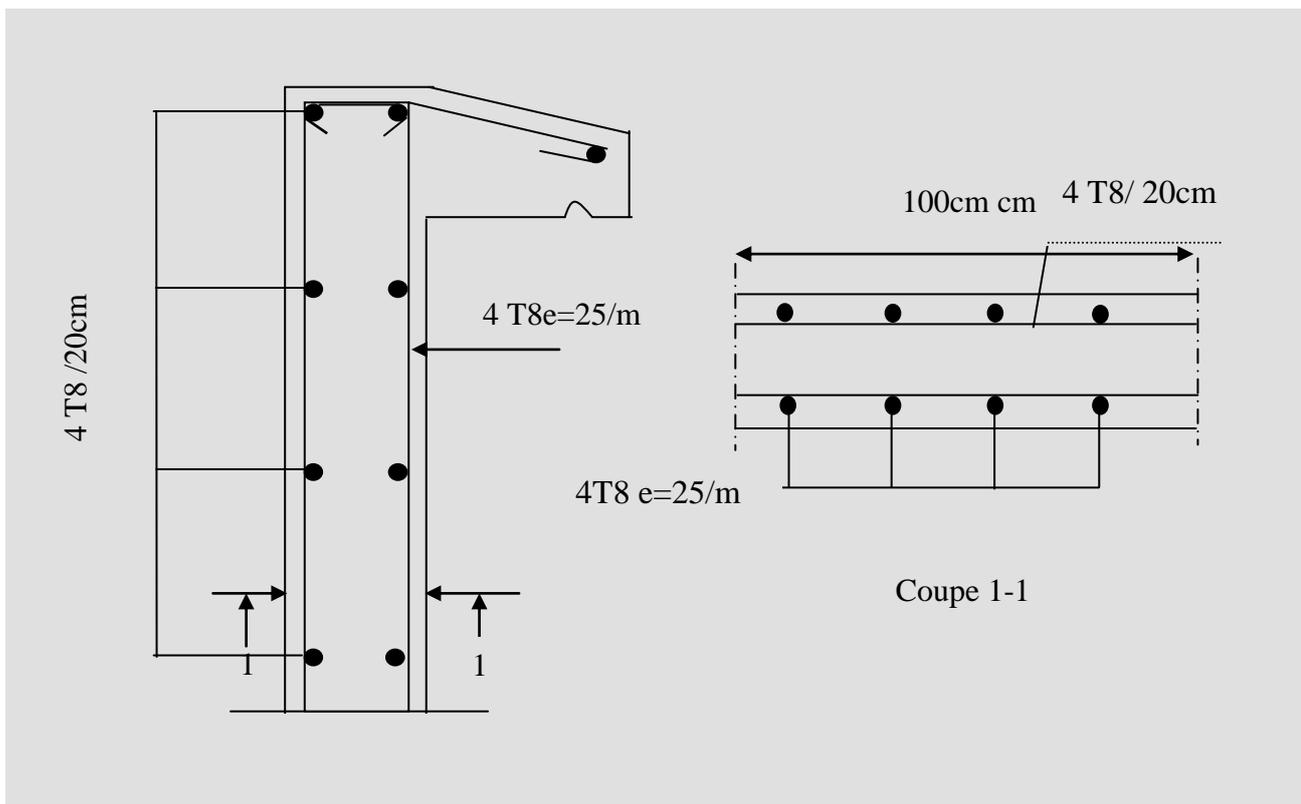
$$F_p = 4 \cdot (0,25) \cdot (0,3) \cdot (3,002) = 0,90 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,90 \text{ KN / ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml} \dots\dots\dots CV$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

Schéma ferrailage



N.B : puisque la force f_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferrillée symétriquement

III-2 ESCALIER :

III-2-1 GENERALITE :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre villa comporte un escalier à deux volets.

III-2-2 LES COMPOSANTS D'ESCALIER :

- Emmarchement : la largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée soutien les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

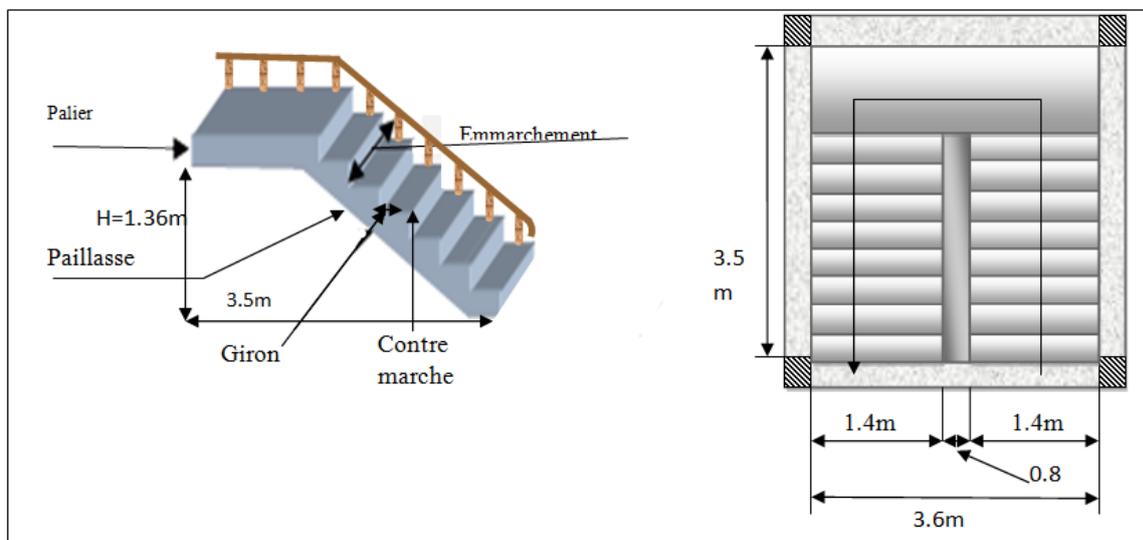


Figure .III-4: La forme et les éléments d'escalier

• Dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement de la marche « g » et la hauteur de contre marche « h »,

On utilise la formule de « **BLONDEL** ».

$$59 \leq g + 2h \leq 64.$$

n : nombre de contre marches.

n -1 : nombre de marches.

n .h = H : Hauteur à monter.

(n-1). g = L : longueur de la foulée.

$$59 \leq \frac{L}{(n-1)} + \frac{2H}{n} \leq 64$$

○ **Nombre de marches et contre marches :**

$$n^2 - (2H+L+64)n/64 + 2H/64 \geq 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$n^2 - (2H+L+60)n/60 + 2H/59 \geq 0 \dots\dots\dots(2)$$

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

$$64n^2 - [2(136) + 212 + 64]n + 2(136) = 0$$

$$64n^2 - 548n + 272 = 0$$

$$\Delta = B^2 - 4AC$$

$$\Delta = (548)^2 - 4(64)(272) = 230672$$

$$\sqrt{\Delta} = 480.$$

$$n = -B - \sqrt{\Delta} / 2A = 548 - 480 / 2(64) = 0,53$$

$$n = -B + \sqrt{\Delta} / 2A = 548 + 480 / 2(64) = 8$$

$$\Leftrightarrow \mathbf{n=8}$$

$$\Leftrightarrow n - 1 = 8 - 1 = 7$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche **n=9**

- le nombre des marches **n-1=8**

Alors

$$h = H/n = 136/9 = 15\text{cm}$$

on prend : prend : h=17cm

$$g = l/n - 1 = 212/8 = 27\text{cm} \quad , \text{ on prend: } g=30\text{cm}.$$

○ **Vérification de la relation de « BLONDEL »**

$$\begin{cases} (60 \leq (g + 2h) \leq 64)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \\ h = 17\text{cm} \text{ Vérifiée} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

○ **Épaisseur de la paillasse et le palier :**

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

Avec : $\sqrt{L^2 + H^2}$

$$L = \sqrt{350^2 + 136^2} = 375,5 \text{ cm}$$

$$L = 375,5 \text{ cm}$$

$$\frac{375,5}{30} \leq ep \leq \frac{375,5}{20} \rightarrow 12,52 \text{ cm} \leq ep \leq 18,78 \text{ cm}$$

Donc:

On prendre :

$$ep = 15 \text{ cm}$$

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

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

○ **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{212} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,62^\circ$$

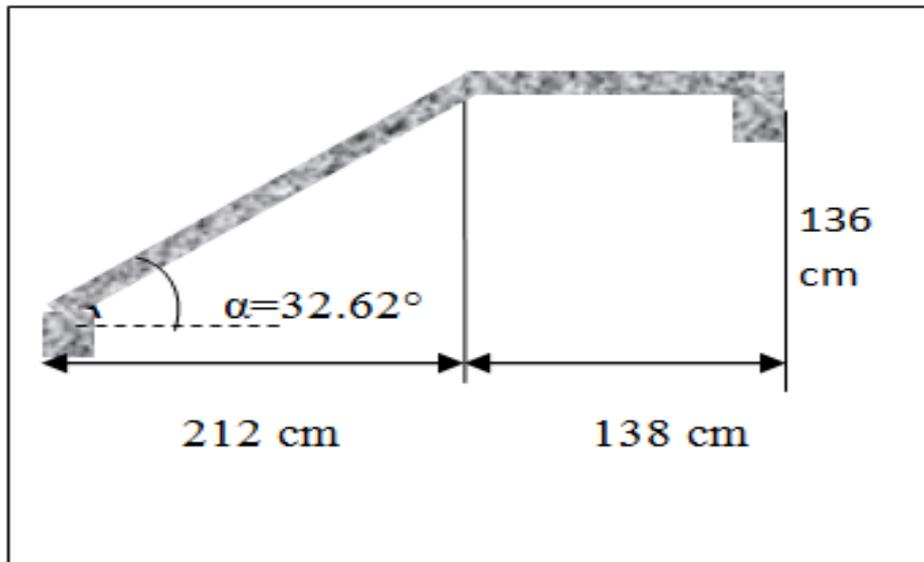


Figure .III-5: schéma d'escalier

III.2.3.Evaluation des charges et surcharges :

a. Palier :

Tableaux III.2.1 : Charges et surcharges Palier .

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 15\text{ cm}$)	25	1×0.15	3.75
Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		4.79
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

b. Paillasse (volée) :

Tableaux III.2.2 : Charges et surcharges Palliasse.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la paillasse ($e = 15\text{ cm}$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 32.62^\circ$	4.45
Poids propre du contre marche ($e = 17\text{ cm}$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9.20
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

III.2.4. Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

a) A L'E.L.U :

• **La paillasse :**

$$P_{u1} = (1.35 G_1 + 1.5 Q) = \\ = (1.35 \times 9.20 + 1.5 \times 2.5) = 16.17 \text{ KN/m}$$

• **Le palier :**

$$P_{u2} = (1.35 G_2 + 1.5 Q_2) \\ = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) = 10.22 \text{ KN/m}$$

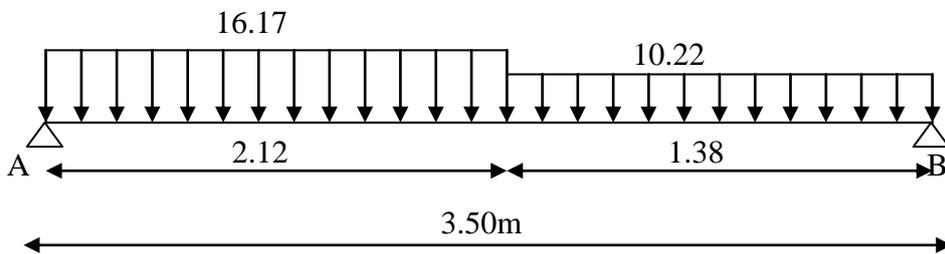


Figure III.6 : Schéma statique (ELU).

b) A L'E.L.S :

• **La paillasse :**

$$P_{s1} = (G_1 + Q_1) \\ = (9.20 + 2.5) = 11.7 \text{ KN/m}$$

• **Le palier :**

$$P_{s2} = (G + Q) \\ = (4.79 + 2.5) = 7.29 \text{ KN/m}$$

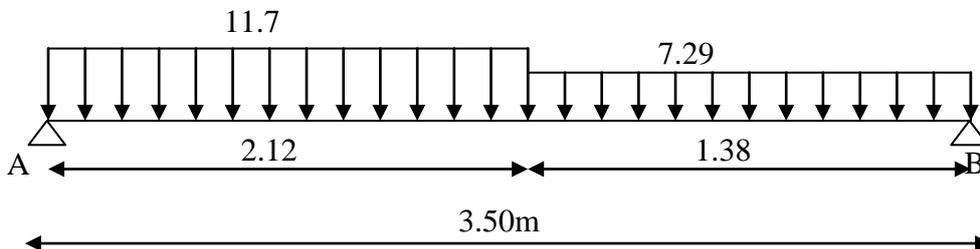


Figure III.7 : Schéma statique (ELS).

III.2.5. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :

a) A L'E.L.U

$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 16,17 \times 2,12 - 10,22 \times 1,38 = 0$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$16,17 \times 2,12 \times 2,44 + 10,22 \times 1,38 \times 0,69 - R_{Ay} \times 3,5 = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 21,704 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 26,68 \text{ KN.}$$

La coupe A-A :

$$0 \leq x \leq 2,12 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow -T(x) + 26,68 - 16,17 \cdot x = 0$$

$$T(x) = 26,68 - 16,17 \cdot x$$

$$T(0) = 26,68 \text{ KN}$$

$$T(2,12) = -7,6 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow -M_f(x) - 16,17 \times (x^2/2) + 26,68 \cdot x = 0$$

$$M_f(x) = -16,17 \times (x^2/2) + 26,68 \cdot x$$

$$M(0) = 0$$

$$(2,12) = 20,22 \text{ KN.m}$$

La coupe B-B :

$$0 \leq x \leq 1,38 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) + 21,704 - 10,22 \cdot x = 0$$

$$T(x) = -21,704 + 10,22 \cdot x$$

$$T(0) = -21,704 \text{ KN}$$

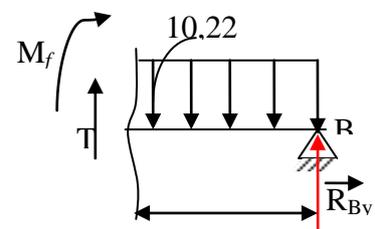
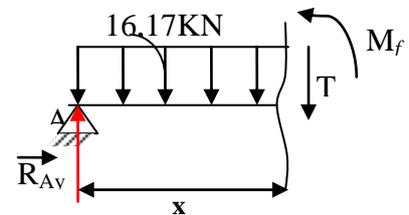
$$(1,38 \text{ m}) = -7,6 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_f(x) + 10,22 \times (x^2/2) - 21,704 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_f(x) = -10,22 \times (x^2/2) + 21,704 \cdot x$$

$$M(0) = 0$$

$$(1,38 \text{ m}) = 20,22 \text{ KN.m}$$



➤ **Diagramme de l'effort tranchant :**

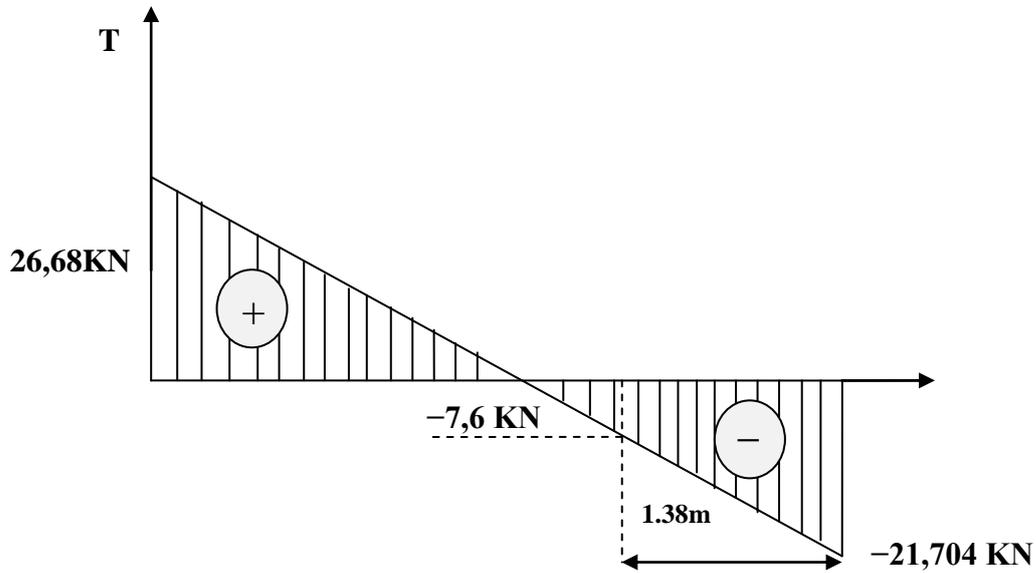


Figure. III.8 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.

➤ **Diagramme de moment :**

Calcul de M_{\max} :

$$T(x)=0$$

$$T(x) = 26,68 - 16,17 \cdot x = 0$$

$$x = 26,8 / 16,17 = 1,65 \text{ m}$$

$$M_f(x) = -16,17 \times (x^2/2) + 26,68 \cdot x$$

$$M_{\max} = -16,17 \times (1,65)^2/2 + 26,68 \times 1,65$$

$$M_{\max} = 22,01 \text{ kN.m}$$

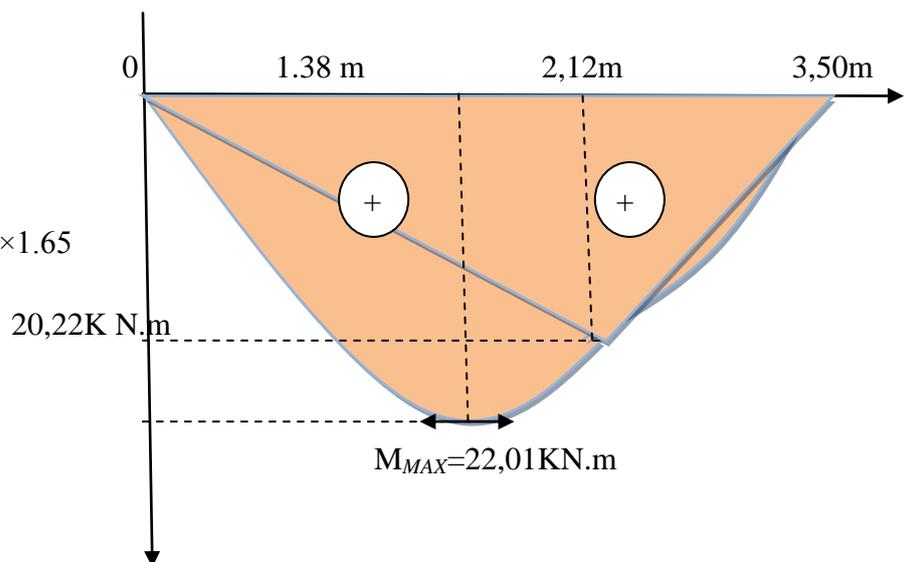


Figure. III.9 Diagramme de moment à L'ELU.

b). à L'E.L.S:

$$\Sigma f/X = 0 \quad \rightarrow R_{Ax} = 0$$

$$\Sigma f/y = 0 \rightarrow R_{AY} + R_{BY} - 11,7 \times 2,12 - 7,29 \times 1,38 = 0$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$11,7 \times 2,12 \times 2,44 + 7,29 \times 1,38 \times 0,69 - R_{AY} \times 3,5 = 0$$

$$\rightarrow R_{AY} = 19,28 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{BY} = 15,58 \text{ KN.}$$

La coupe A-A :

$$0 \leq x \leq 2,12 \text{ m}$$

$$\Sigma f/y = 0 \rightarrow -T(x) + 19,28 - 11,7 \cdot x = 0$$

$$T(x) = 19,28 - 11,7 \cdot x$$

$$T(0) = 19,28 \text{ KN}$$

$$T(2,12) = -5,524 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/y = 0 \rightarrow -M_f(x) - 11,7 \times (x^2/2) + 19,28 \cdot x = 0$$

$$M_f(x) = -11,7 \times (x^2/2) + 19,28 \cdot x$$

$$M(0) = 0$$

$$(2,12) = 14,58 \text{ KN.m}$$

La coupe B-B : $0 \leq x \leq 1,38 \text{ m}$

$$\Sigma f/y = 0 \rightarrow T(x) + 15,58 - 7,29x = 0$$

$$T(x) = -15,58 + 7,29 \cdot x$$

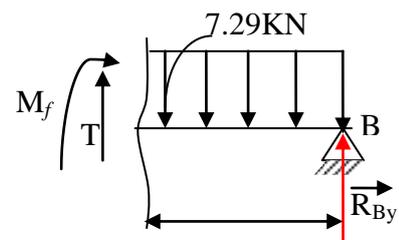
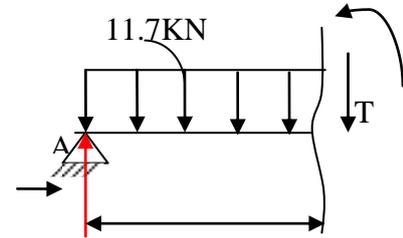
$$T(0) = -15,58 \text{ KN}$$

$$(1,38 \text{ m}) = -5,52 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/y = 0 \rightarrow M_f(x) + 7,29 \times (x^2/2) - 15,58 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_f(x) = -7,29 \times (x^2/2) + 15,58 \cdot x = 0$$

$$M(1,38 \text{ m}) = 14,56 \text{ KN.m}$$



➤ Diagramme de l'effort tranchant :

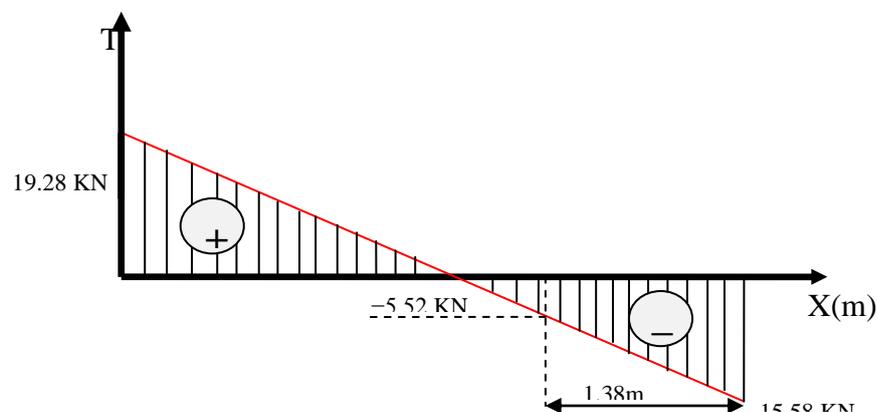


Figure. III.10 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

Diagramme de moment :

Calcul de M_{\max} :

$$T(x)=0$$

$$T(x) = 19.28 - 11.7 \cdot x$$

$$x = 19.28 / 11.7 = 1.64 \text{ m}$$

$$M_f(x) = -11.7 \times (x^2/2) + 19.28 \cdot x$$

$$M_{\max} = -11.7 \times (1.64^2/2) + 19.28 \times 1.64$$

$$M_{\max} = 15.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

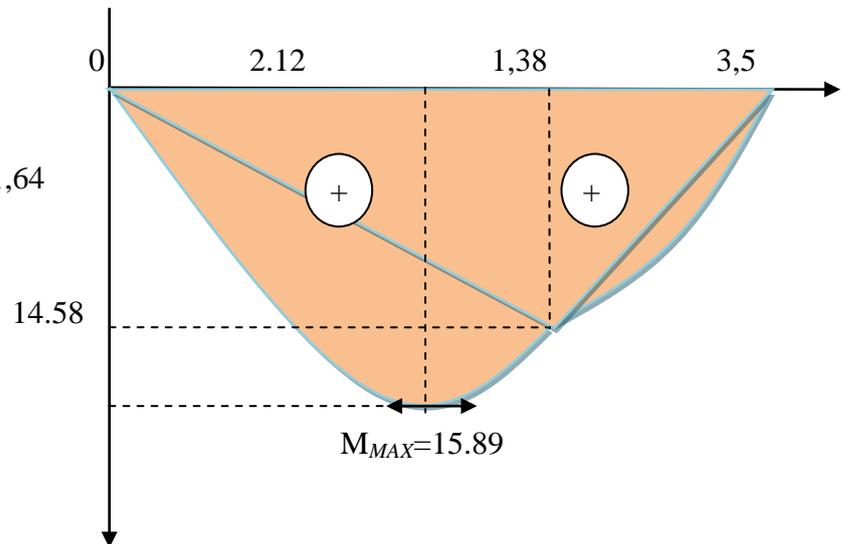


Figure. III.11. Diagramme de moment à L'ELS

○ Les moments

E.L.U :

$$\text{En travée } M_t = 0.80 \times M_{u \max} = 0.80 \times 22.01 = 17.608 \text{ KN.m}$$

$$\text{En Appuis } M_a = 0.2 \times M_{u \max} = 0.2 \times 22.01 = 4.402 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$\text{En travée } M_t = 0.80 \times M_{s \max} = 0.80 \times 15.89 = 12.712 \text{ KN.m}$$

$$\text{En Appuis } M_a = 0.2 \times M_{s \max} = 0.2 \times 15.89 = 3.178 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Calcul Des Armatures :

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$$b = 100 \text{ cm. } e = 15 \text{ cm. } d = 0.9 \times e = 13.5 \text{ cm. } d' = 0.1 \times e = 2 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$$f_b = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b$$

$$f_{28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$fb = (0.85 \times fc28) / \gamma_b \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Le calcul se fait à la flexion simple

1) En travée :

$$M_t = 17.608 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot fb} \quad \mu_{bu} = \frac{17.608 \times 0.001}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.068$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \gamma - 0.1711 = 0.293$$

$(\mu_{bu} = 0.068) < (\mu_L = 0.293)$ Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,088$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \rightarrow Z = 13,02 \text{ cm}$$

$(\mu_U = 0.068) < (\mu_{AB} = 0.186)$ Pivot A \rightarrow

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10 \\ \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} \rightarrow A_s = 3.88 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : $A_t = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 1.63 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8 = 2.01 cm²

➤ L'espacement :

$$S_t < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartitions

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50$$

\Rightarrow on prend 1T8 = 0.50 cm²

➤ L'espacement :

$$S_t < \min(4h ; 45) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$.

2) Sur appuis :

En Appuis $M_a = 4.402 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} \quad , \quad \mu_{bu} = \frac{4,402 \times 0.001}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.017$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \gamma - 0.1711 = 0.293$$

$(\mu = 0.017) < (\mu_L = 0.293)$ Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.021$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \rightarrow Z = 13.387 \text{ cm}$$

$$\mu_U = 0.015 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivot } A \rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10 \\ \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \times \sigma_s} \rightarrow A_s = 0.94 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : $A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 1.63 \text{ cm}^2$$

On prend $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement :**

$$S_t < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50$$

⇒ on prend $1T8 = 0.50 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement :**

$$S_t < \min(4h ; 45) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$.

III.2.7. Vérification Effort tranchant:

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{26.68 \times 10^3}{1000 \times 15} = 1.78 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26.68.10^3 - \frac{22.01.10^6}{0,9 \times 135} = -154.472 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,23 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.8. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton :

▪ **Position de l'axe neutre :**

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

▪ **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau.III.2.3.Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	12,712	4,52	3,66	8199,0388	5,67	Vérifiée
Appui	3,178	1,57	2,297	3359,6765	2,17	Vérifiée

b. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow 2 \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{375,5} = 0,039 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 13.5} = 0,003348 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,039 \leq 0,0770 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

h: la hauteur totale de la section.

M_0 : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue correspondante.

f_e : la limite d'élasticité de l'acier.

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$. $E_i=32164,20MPa$; $E_v=10721,40MPa$

• Calcul de la flèche :

D'après « BAEL 91 modifiée 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{array} \right. ; \text{ Avec } L=3,75 \text{ m} < 5\text{m}.$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée

• Moment d'inertie de la section homogène I_o :

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

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15 \times 4,52 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 + 15 \times 00 \left(\frac{h}{2} - d'\right).$$

$$I_0 = 71015,466 \text{ cm}^4$$

D'après « BAEL 91 modifiée 99 » on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 3217339 \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 4519823 \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 8,4 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 3,36 \text{ Mpa} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,25\% \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,17 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 280,10 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

λ_i : pour la déformation instantanée.

λ_v : Pour la déformation différée.

δ : Pourcentage des armatures.

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

Donc:

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,101 \text{ cm} \\ f_v = 0,304 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,203 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,73 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,203 \text{ cm} < \bar{f} = 0,73 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

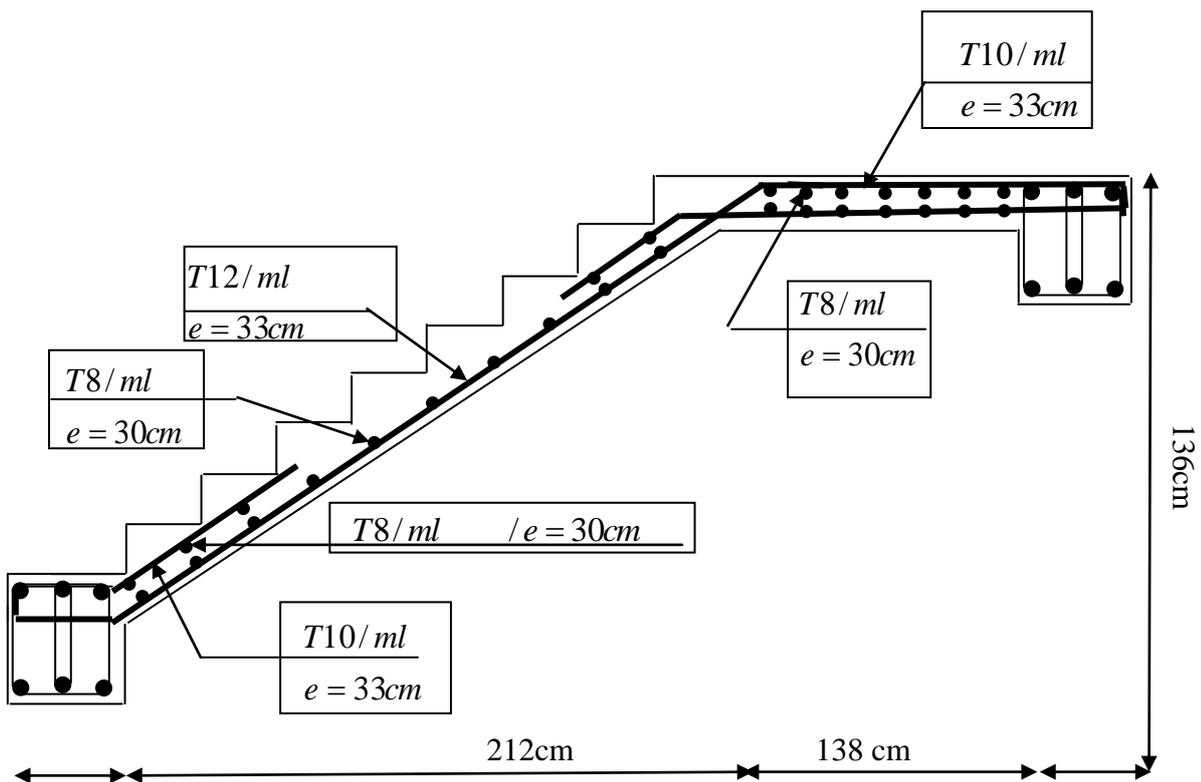


Figure III.12: Plan de ferrailage d'escalier

III.3. Etude des planchers

III.3.1. Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

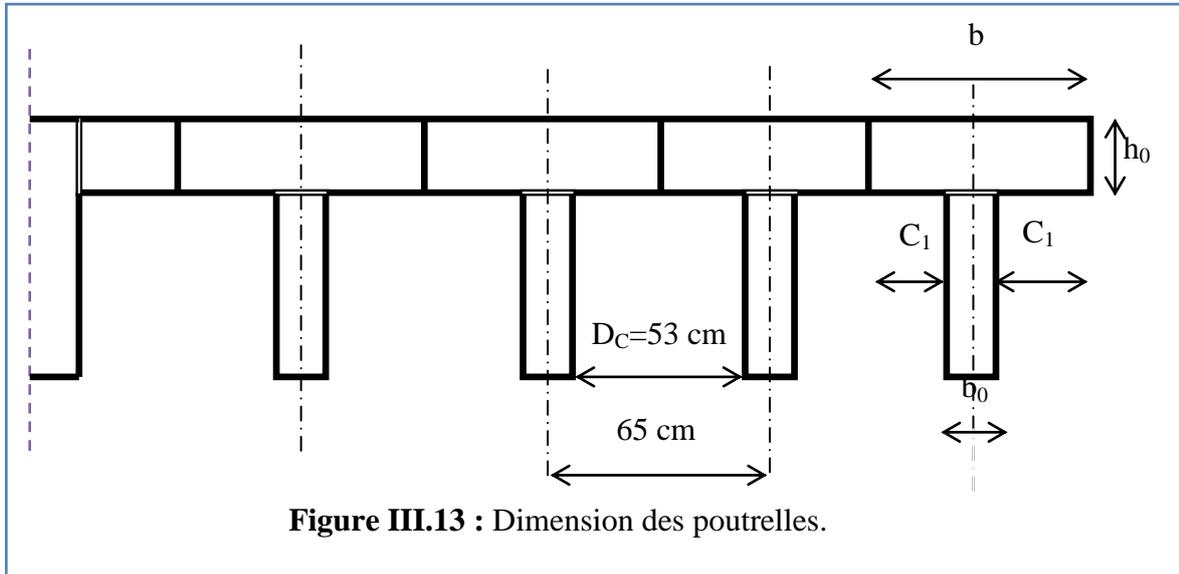
- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol appropriée.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.

- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

III.3.2. Dimensionnement des poutrelles :



▪ Hauteur de la poutrelle :

L : la portée max entre nus d'appuis. $L_{max} = 4,00m$

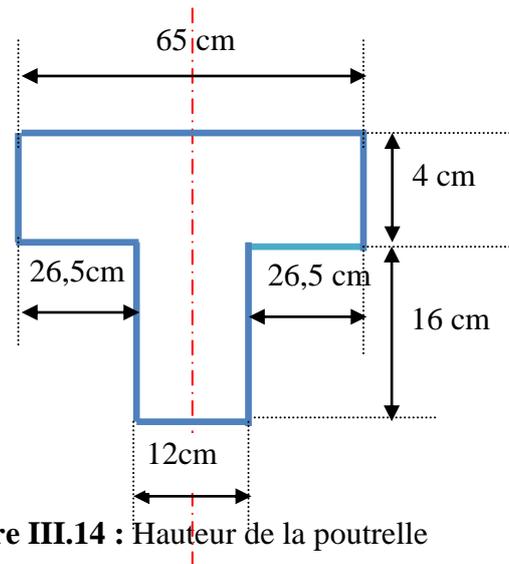
ht: hauteur de la dalle de compression + corps creux.

L_x : La distance maximale de la poutre

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

$L_x \text{ max} = 3.82m \Rightarrow 15.2cm \leq ht \leq 20.02cm$

ht = 20cm



L'épaisseur du corps creux : $e = 16 \text{ cm}$

- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 4 \text{ cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2C_1$ avec : $0 \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$
- Le corps creux utilisé pour le plancher est de : $D_c = 53 \text{ cm}$

$$C_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{10} = 38.2 \text{ cm} \\ (6 \div 8)h_0 = 24 \text{ cm} \text{ à } 32 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 12 + 2(26,5) = 65 \text{ cm} \\ \frac{Dc}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

NB : Pour le calcul du plancher, on utilise le chargement le plus défavorable

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

• **1^{ère} PHASE DE CALCUL (AVANT LE COULAGE)**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a). Les sollicitations :

Charge permanente :

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}$.
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ KN/m}$.

$$G = 1,94 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- plancher terrasse : $Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$

b). les combinaisons :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

On prend : $L_{max} = 3,82 \text{ m}$

Plancher terrasse :

$$G = 1,94 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0,65 \text{ KN/m.}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,94 + 1,5 \times 0,65 = 3,59 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 1,94 + 0,65 = 2,59 \text{ kN/m}$$

c). Ferrailage :

$$M_u = \frac{3,59 \times 3,82^2}{8} = 6.54 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{2,59 \times 3,82^2}{8} = 4.72 \text{ KN/m}$$

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b = 12 \text{ cm} ; d = 3,6 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} , \quad \mu_{bu} = \frac{6.54 \times 0,001}{0,12 \times 0,036^2 \times 14.16} \rightarrow \mu = 2.96$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.38 \quad , \mu_u = 0.3367 \quad \gamma - 0.1711 = 0.293 \quad , (\mu = 2.96) \phi (\mu_L = 0.293) A'_s \neq 0$$

Puisque la section du béton est trop faible, il est pratiquement impossible d'y placer des armatures supérieures ; alors on prévoit des étaieiment verticaux aux mi-travées des portées afin que les poutrelles résistent aux charges d'avant coulage.

2^{ème} PHASE DE CALCUL (APRÈS LE COULAGE)

Calcul des charges permanentes et d'exploitation :

- Plancher terrasse :

$$G = 6,53 \times 0,65 = 4,24 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0,65 \text{ KN/m}$$

- Plancher courant :

$$G = 5,29 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ m}$$

Calcul des sollicitations dans les états limite ultimes (E.L.U.R)

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_s = G + Q$$

1. **Plancher terrasse :**

$$q_u = 1,35. (4,24) + 1,5. (0,65) = 6,69 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4,24 + 0,65 = 4,89 \text{ KN/m}$$

2. **Plancher courant**

$$q_u = 1,35. (3,43) + 1,5. (0,97) = 6,08 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3,43 + 0,97 = 4,4 \text{ KN/m}$$

2^{ème} Phases de calcul (Après le coulage):

2.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau(III.3.1) : les charges sur les planchers.

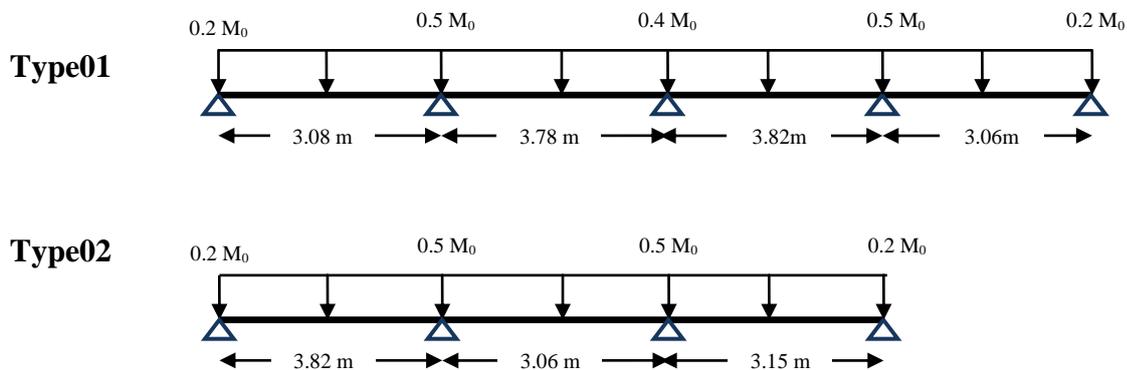
	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$6,53 \times 0,65 = 4.24$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Plancher étage	$5.29 \times 0,65 = 3.43$	$1.5 \times 0,65 = 0.97$

Tableau(III.3.2) : Combinaison des charges.

	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Plancher terrasse	$q_u=1,35G+1,5Q = 6.69$	$q_{ser}= G+Q = 4.89$
Plancher étage	$q_u=1,35G+1,5Q = 6.08$	$q_{ser}= G+Q = 4.4$

a. Types de poutrelles :

Notre structure est composée de 2 types de poutrelles : poutrelles à quatre travées et poutrelles à trois travées.



Selon l'article B.6.2.2 BAEL91 révisées 99 [1] Il y'a deux méthodes pour calculer les poutrelles :

***Méthode forfaitaire** : annexe E.1 BAEL91 révisées 99[1]

***Méthode Caquot** : annexe E.2 BAEL91 révisées 99[1]

➤ **Méthode forfaitaire** :

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

- Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max[2G; 5] \text{ en } \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- Les poutres successives vérifient : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

-La fissuration est peu préjudiciable

-Les moments d'inertie sont constants.

Condition		CV ou NN
$Q \leq 2G$	$Q \leq (2 \times 3,95)$	CV
$Q \leq 5$	$Q \leq (5)$	CV
$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3.08}{3.78} \frac{3.78}{3.82} ; \frac{3.82}{3.06} ; \leq 1.25$	CV

***Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées ; donc La méthode forfaitaire est applicable

***Principe de la méthode :**

- Rapport de charge $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- Moments

M_0 : Moment fléchissant maximal dans la travée isostatique

M_w et M_e : Moments aux appuis gauche (w) et droit dans la travée considérée

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{1.05M_0 ; (1 + 0.3 \times \alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$,
- $M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire,
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$ pour une poutre à 02 travées,
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus 02 travées,
- $0.4 M_0$ pour autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.

- Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses et tels que $L = a+b$

$$-a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me+Mt}{Mw+Mt}}} \dots\dots\dots \text{Appui gauche}$$

$$-b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Mw+Mt}{Me+Mt}}} \dots\dots\dots \text{Appui droit}$$

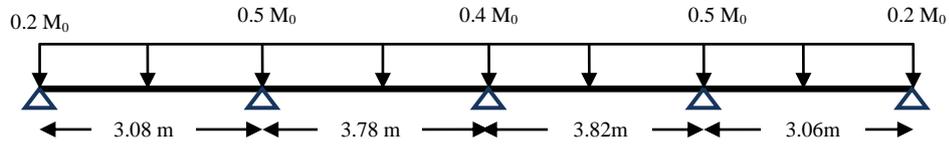
-Effort tranchant à gauche $V_w = -2 \times \frac{Mw+Mt}{a}$

-Effort tranchant à droite $V_e = 2 \times \frac{Me+Mt}{b}$

2-Application du calcul forfaitaire :

Etage courant :

2-1-Type 01 :



-ELU : $q_u=6.08\text{kn}$; ELS : $q_{\text{ser}}=4.4$

-G =3.43(KN/ml) ; Q =0.97(KN/ml)

-La méthode forfaitaire $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{3.43+0.97} = 0.22$

1-calcul des moments isostatique dans chaque travée « M_0 » :

$$\text{TravéeAB: } M_{0(AB)} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.08 \times 3,08^2}{8} = 7.20 \text{KN.m}$$

$$\text{TravéeBC: } M_{0(BC)} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.08 \times 3,78^2}{8} = 10.85 \text{KN.m}$$

$$\text{TravéeCD: } M_{0(CD)} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.08 \times 3,82^2}{8} = 11.09 \text{KN.m}$$

$$\text{TravéeDE: } M_{0(DE)} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.08 \times 3,06^2}{8} = 7.11 \text{KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{3.43+0.97} = 0.22$$

2-calcul des moments sur appuis :

$$M_a = 0.2M_0 = 1.44 \text{KN.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 = 5.42 \text{KN.m}$$

$$M_c = 0.4M_0 = 4.43 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0.5M_0 = 3.55 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0.2M_0 = 1.42 \text{ KN.m}$$

3-calcul des moments sur travée :

-Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{1.44 + 5.42}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)0, 1.05 M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_{t(AB) \text{ Max}} = 4.55 \text{ KN.m}$$

4- calcul des efforts tranchant V :

-Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right. \text{ AVEC : } a = 3,08 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.42 + 4.55}{1.44 + 4.55}}} ; \quad b = 3,08 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1.44 + 4.55}{5.42 + 4.55}}}$$

$$a = 1.34 \text{ m} \qquad b = 1,73 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_w = -8.94 \text{ KN} \\ V_e = 11.52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

*A L'ELS : $q_{\text{ser}} = 4.4 \text{ kn}$

1-calcul des moments isostatique dans chaque travée « M_0 » :

$$\text{Travée AB : } M_{0(AB)} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{4.4 \times 3,08^2}{8} = 5.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{0(BC)} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4.4 \times 3,78^2}{8} = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{3.95 + 0.975} = 0.22$$

2-calcul des moments sur appuis :

$$M_a = 0.2M_0 = 1,04 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 = 3.92 \text{ KN.M}$$

$$M_c = 0.4M_0 = 3.20 \text{ KN.M}$$

$$M_c = 0.5M_0 = 2.57 \text{ KN.M}$$

$$M_c = 0.2M_0 = 1.02 \text{ KN.M}$$

3-calcul des moments sur travée

-Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{1.04 + 3.92}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)0, 1.05 M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \end{array} \right. \quad M_{t(AB) \text{ Max}} = 3.29 \text{ KN.m}$$

4- calcul des efforts tranchant V :

-Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right. \quad \text{AVEC : } a = 3,08 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.92 + 3.29}{1.04 + 3.29}}} ; \quad b = 3,08 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1.04 + 3.29}{3.92 + 3.29}}}$$

$$a = 1.34 \text{ m} \qquad b = 1,73 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -6.46 \text{ KN} \\ V_e = 8.33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

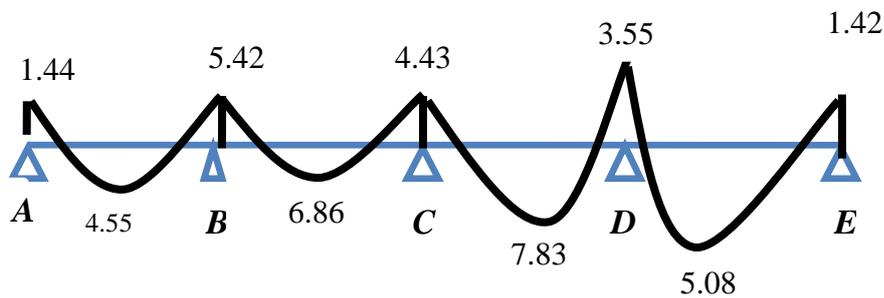
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.3.3): moment et effort tranchant de la poutrelle.

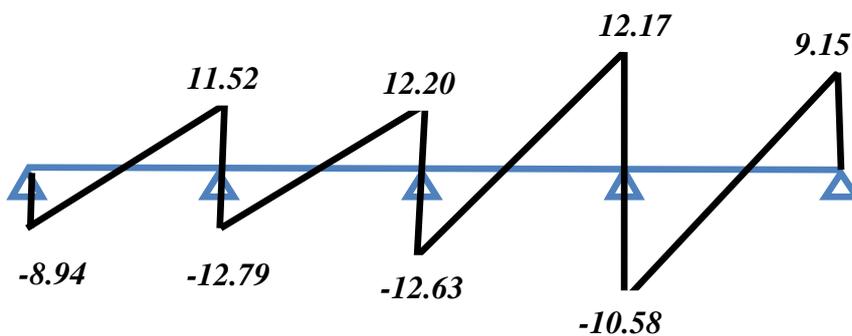
Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	
Longueur (m)		3,08	3,78	3,82	3,06	
Appuis		A	B	C	D	E
EN APPUIs	M_U	1,44	5,42	4,43	3,55	1,42
	M_{ser}	1,04	3,92	3,20	2,57	1,02
En Travée	M_{tu}	4,55	6,86	7,83	5,08	
	M_{tser}	3,29	9,93	10,15	13,01	
ELU	V_w	-8,94	-12,79	-12,63	-10,58	
	V_e	11,52	12,20	12,17	9,15	
ELS	V_w	-6,46	-14,50	-13,83	-19,84	
	V_e	8,33	14,11	13,53	18,95	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

M (KN.m) :

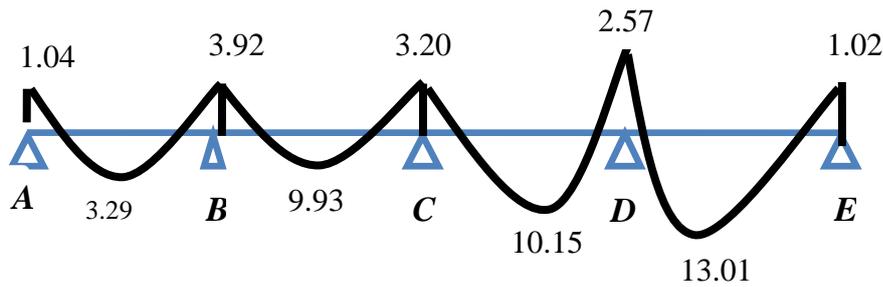


V(KN) :

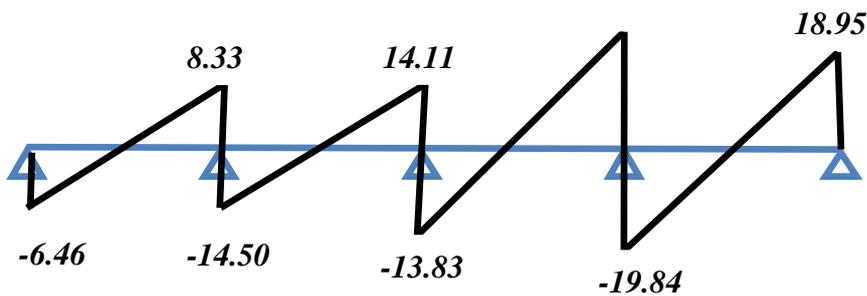


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

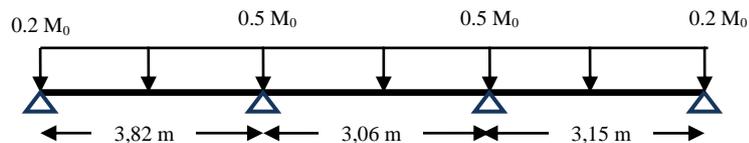
M (KN.m) :



V(KN) :



Type02 :



1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- La fissuration est peu préjudiciable
- Les moments d'inertie sont constants.

Condition		CV ou NV
$Q \leq 2G$	$Q \leq (2 * 3,95) ;$	CV
$Q \leq 5$	$Q \leq (5)$	CV
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3,82}{3,06} ; \frac{3,06}{3,15} ; \leq 1.25$	CV

2-Conclusion :

Les conditions est vérifiée ; donc La méthode forfaitaire est applicable

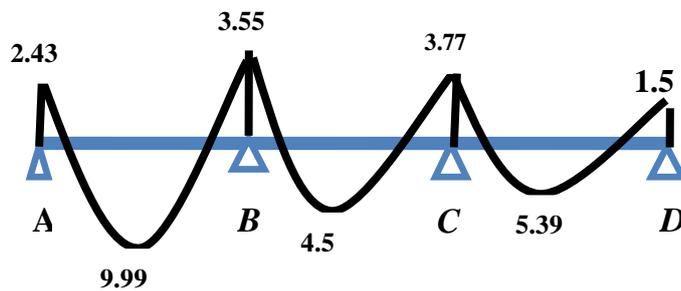
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.3.4): moment et effort tranchant de la poutrelle.

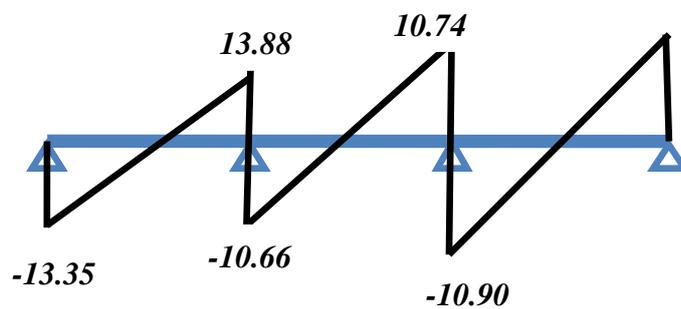
Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		3,82	3,06	3,15	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	M_{au}	2,43	3,55	3,77	1,5
	M_{aser}	1,6	2,57	2,72	1,09
En travée	M_{tu}	9,99	4,5	5,39	
	M_{tser}	6,45	3,25	3,89	
ELU	V_w	-13,35	-10,66	-10,9	
	V_e	13,88	10,76	9,43	
ELS	V_w	8,7	-7,65	-7,86	
	V_e	9,20	7,80	6,82	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

M (KN.m) :

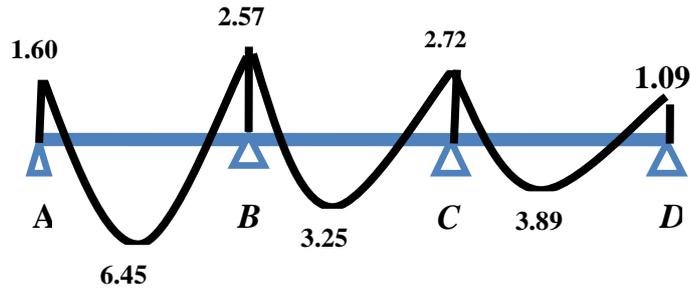


V(KN) :

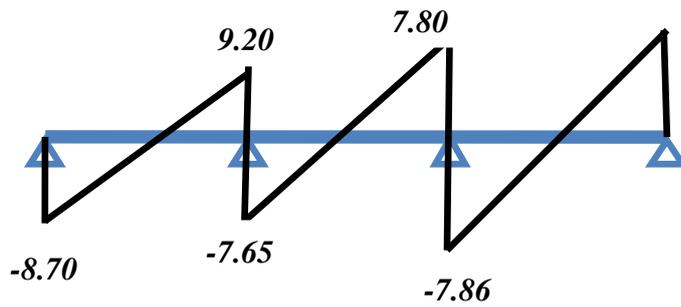


1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

M (KN.m) :



V(KN) :



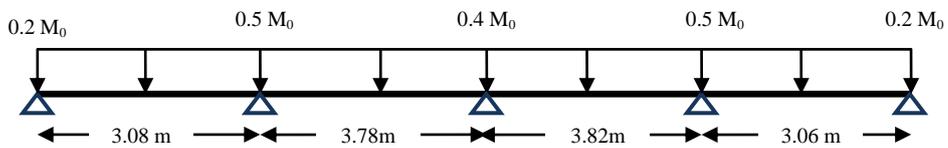
2-3-Plancher Terrasse:

type01 :

-ELU : $q_u=6.69\text{kn}$; ELS : $q_{\text{ser}}=4.89$

-G =4.24(KN/ml) ; Q =0.65(KN/ml)

-La méthode forfaitaire $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \alpha = \frac{0.65}{4.24+0.65} = 0.13$



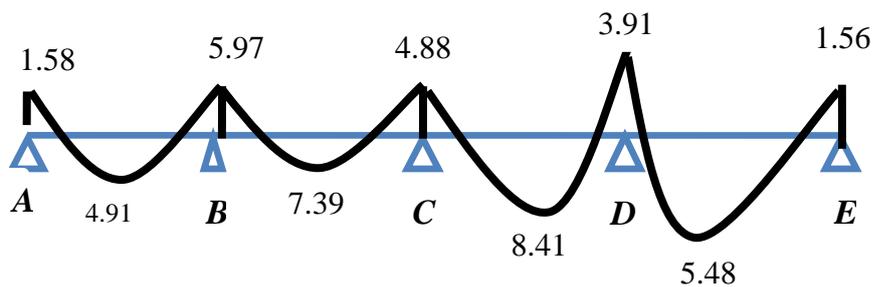
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.3.5): moment et effort tranchant de la poutrelle.

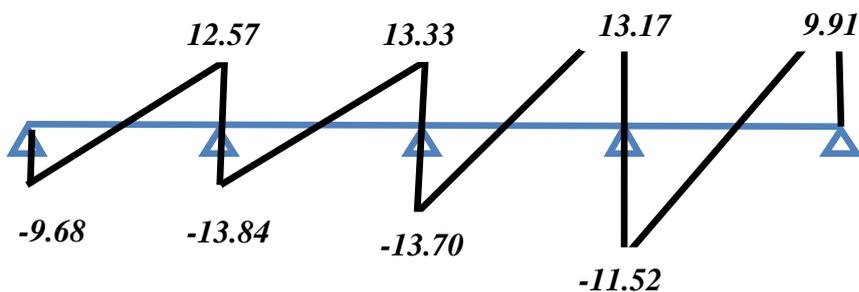
Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	
Longueur (m)		3,08	3,78	3.82	3.06	
Appuis		A	B	C	D	E
EN APPUIS	M_U	1.58	5.97	4.88	3.91	1.56
	M_{ser}	1.15	4.36	3.56	2.86	1.14
En travée	M_{tu}	4.91	7.39	8.41	5.48	
	M_{tser}	3.58	5.4	6.14	4	
ELU	V_w	-9.68	-13.84	-13.70	-11.52	
	V_e	12.57	13.33	13.17	9.91	
ELS	V_w	-7.05	-10.11	-10	-9.58	
	V_e	9.17	9.73	9.63	7.29	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

$M(KN.m)$:

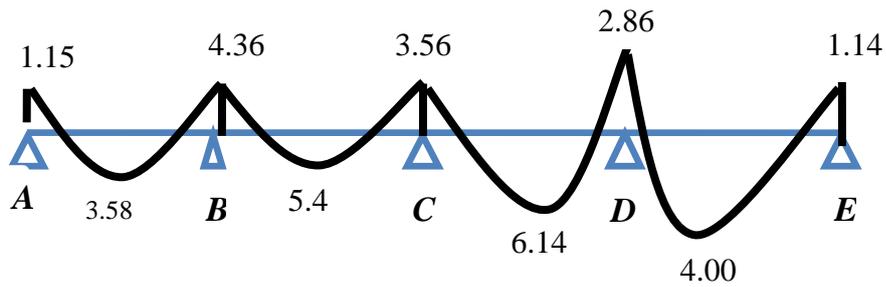


$V(KN)$:

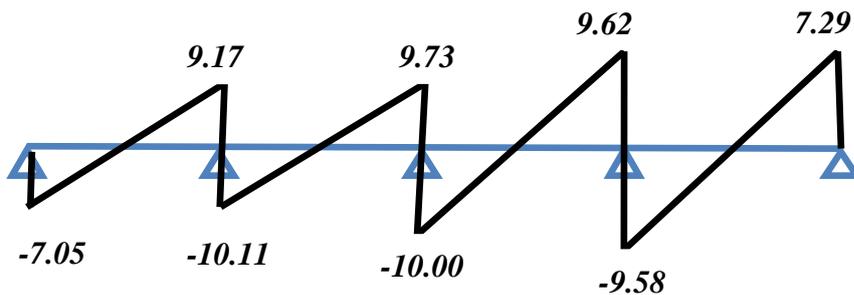


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

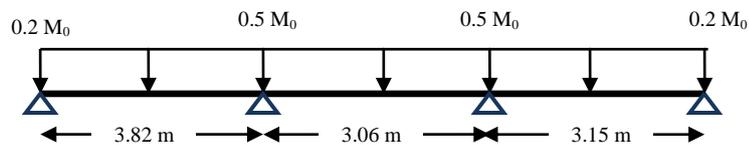
$M (KN.m)$:



V(KN) :



Type02 :



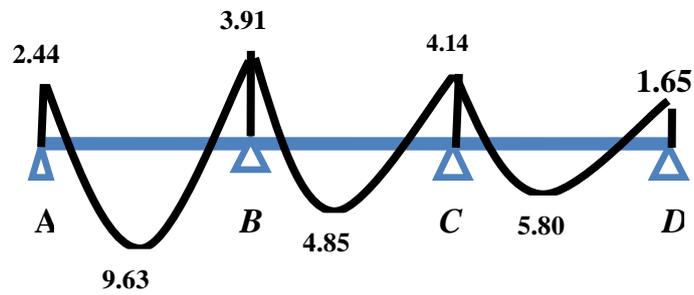
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.3.6): moment et effort tranchant de la poutrelle

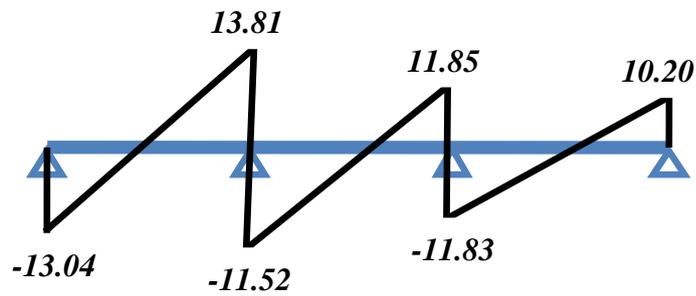
Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		3.82	3.06	3.15	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	M_{au}	2.44	3.91	4.14	1.65
	M_{aser}	1.78	2.86	3.03	1.21
En travée	M_{tu}	9.63	4.85	5.80	
	M_{tser}	7.03	3.48	4.24	
ELU	V_w	-13.04	-11.52	-11.83	
	V_e	13.81	11.85	10.20	
ELS	V_w	-9.52	-8.39	-8.65	
	V_e	10.09	8.45	7.46	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

M (KN.m) :

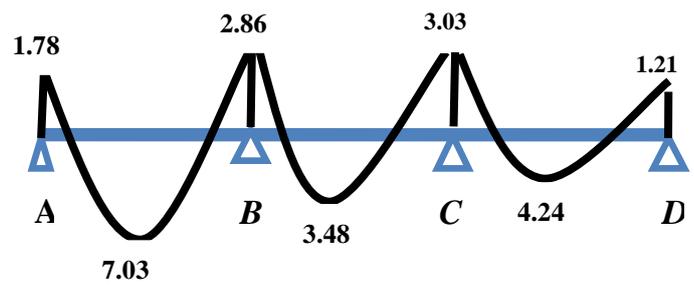


V(KN) :

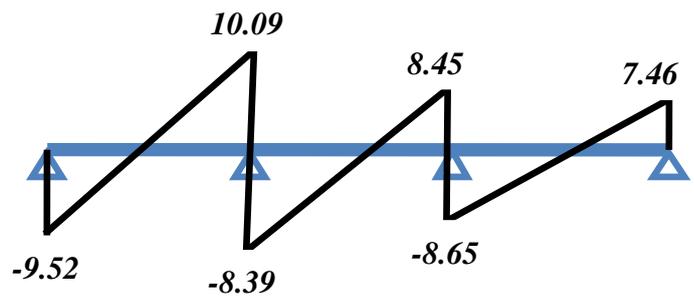


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

M (KN.m) :



V(KN) :



2.3. Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable.

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau(III.3.7) : Efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a.ser}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.ser}^{\max}$ (KN.m)	T_{ser}^{\max} (KN)	T_u^{\max} (KN)
5.97	4.36	9.99	6.45	10.09	13.88

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du

(BEAL 91) :

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \\ b = 65 \\ h_0 = 4 \\ b_0 = 12 \end{array} \right.$$

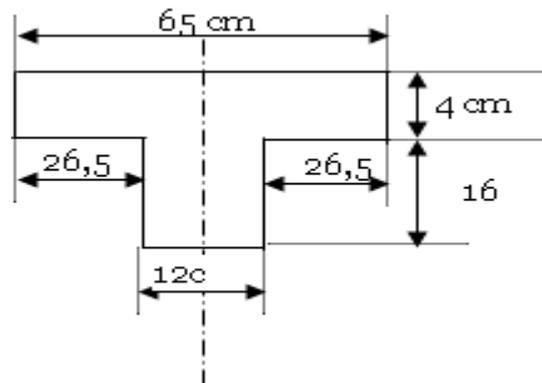


Figure III.3.3 : section de calcul

Calcul moment table :

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

$$M_T = 14.16 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow M_T = \mathbf{58.90KN.m}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0,85f_{c28}}{\delta_b} = 14.16\text{Mpa}$$

$$d = 0.9.h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$M_{tu} = 9.99\text{KN.m} < M_T = 58.90\text{KN.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

2.3.1.Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.99 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu25} = 0,033 \mu_{bu} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_S' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 18.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_S = \frac{9.99 \times 10^{-3}}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{Stu} = 1.56 \text{ cm}^2$$

-Vérifications :

-Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times 2.1 \times 65 \times 18}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 1.41 \text{ cm}^2$$

-Choix des barres :

Donc $A_S > \max (A_{S_{tu}} , A_{S_{min}})$

$$\Rightarrow A_S \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

On choisit : $2T12 = 2.26\text{cm}^2$

2.3.2. Ferrailage sur appuis :

$M_{au} = 5.97\text{KN.m} < M_T = 58.90\text{KN.m}$ => La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20)\text{cm}^2$.

$M_{au} = 5.97\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.97 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu25} = 0,020 \mu_{bu} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_S' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 17,81\text{cm}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_S}$$

$$A_S = \frac{5,97 \times 10^{-3}}{z \times \sigma_S}$$

$$A_{Stu} = 0,96\text{cm}^2$$

-Vérifications :

-Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

$$A_{Smin} = 1,41\text{cm}^2$$

-Choix des barres :

Donc $A_S > \max(A_{Stu}, A_{Smin})$

$$\Rightarrow A_S \geq 0,96\text{cm}^2$$

On choisit : $1T12 = 1.13\text{cm}^2$

2.3.3. Efforts tranchants :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_U^{\max} = 13.88\text{kN}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau}_{u25} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{13.88 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0.64\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.64\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Au voisinage des appuis :

Appuis de rives :

Vérification de la compression du béton :

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

Avec : $T_u = 13.88\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13.88 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0.71\text{MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.78\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{11.30 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0.58\text{MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1.13\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0.78 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S :

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

Vérification des contraintes du béton :

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

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

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

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

Détermination de l'axe neutre :

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

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ (travée) ; $b_0=12cm$ (appuis) ; $c=c'=2cm$

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

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

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

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

Tableau.III.3.8: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc25}$
Travée	7.03	2.26	4.25	8078.18	3.69	CV
appui	4.36	1.13	3.64	5278.8	3.00	CV

Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $L=3.82\text{m}$; $M_{tser}=7.03\text{kNm}$; $M_0=13.05\text{kNm}$; $A_s=2.26\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,052 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,060 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,052 < 0,054 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les 3 conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

D'après le BAEL 91 la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l(cm)}{500} \therefore \text{si} \therefore L < 5m \\ 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore \text{si} \therefore L > 5m \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} & (2) \end{cases}$$

- (1) Flèche due aux charges instantanées.
- (2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L= 3.82 \text{ m}$.

-Moment d'inertie de la section totale homogène :

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

^Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4\lambda_i & (2) \end{cases}$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

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

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh + 15A_s)) = 10.20\text{cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Mser(KN. M)	As(c m ²)	ρ	Z(c m)	σ _s (MP A)	λ _I	λ _V	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{δI} (cm ⁴)	I _{δV} (cm ⁴)
7.03	2.26	0.01	14.5	213.20	4.1	1.6	0.6	45502	13632	22024
		0	9		1	4	5	.9	.8	.6

Tableau (III.3.9) : Vérification de la flèche.

Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,65\text{MPa}$$

$$\left. \begin{matrix} \delta_i = 0,14\text{cm} \\ \delta_v = 0,28\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,14\text{cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{382}{500} = 0,76\text{cm} \Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le

ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

✚ “BAEL 91 modifié 99” [1] :

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

✚ “RPA 99 version 2003” [2] :

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

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,57\text{cm}; 1,4\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

- Selon le “BAEL 91 modifié 99” [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,96.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,63\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le “RPA 99 version 2003” [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$$

Choix des espacements :

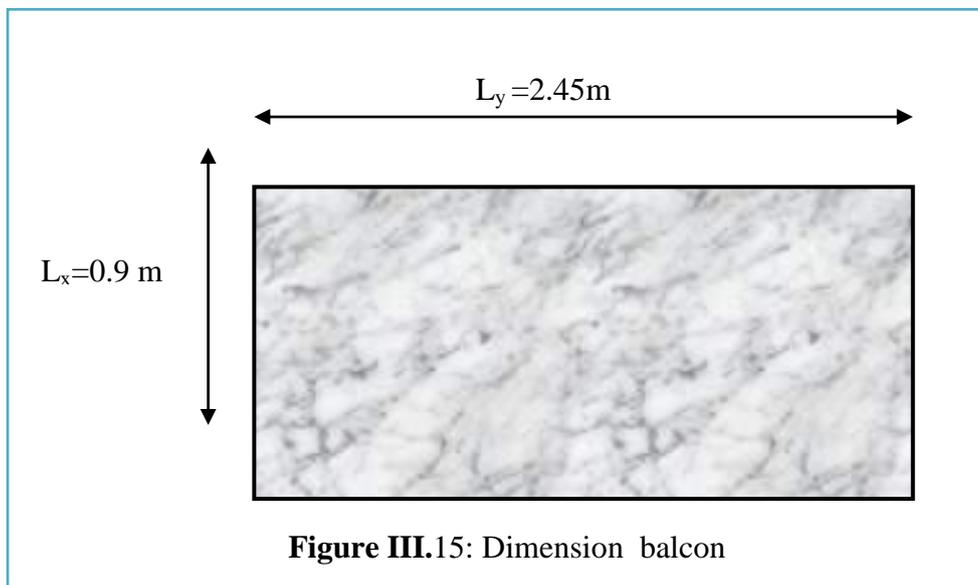
$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

III-4. BALCON

III-4.1. Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans une poutre. Le balcon est calculé en flexion simple sous l'effet de la sollicitation du 1er ordre (G, Q)



III.4.2. Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.9}{2.45} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow \text{le balcon travaille dans un seul sens.}$$

III.4.3. Dimensionnement :

L'épaisseur d'une dalle est donnée par la formule suivante :

	Dalle (dans 1 sens)		Dalle (dans 2 sens)		$\frac{L_x}{m} \leq e \leq \frac{L_x}{m}$
	Simple	Continue	simple	Continue	
M	25 – 35	30 – 40	30 – 40	35 – 45	

Dalle simple travaillant dans un seul sens $m = 30 \div 40$

$$2.75 \leq e \leq 3.6$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 15\text{cm}$

III.4.4. Evaluation et combinaison des charges :

a) Le chargement sur le balcon :

$$G1 = 6.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

b) Poids propre du mur :

$$G2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q2 = 1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{surchargé d'exploitations sur le garde-corps})$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

Sollicitation des efforts:

À l'E.L.U :

$$q_{u1} = 1.35 \times G1 + 1.5 \times Q1 = 13.60 \text{ kN/ml}$$

$$p_{u1} = 1.35 \times G2 \times L = 2.02 \text{ KN/ml}$$

À l'E.L.S :

$$q_{s1} = G1 + Q1 = 9.69 \text{ KN/ml}$$

$$p_{s2} = G2 \times L = 1.5 \text{ KN/m}$$

Calcul des efforts dans le balcon :

A) E.L.U.

Moment fléchissant

$$M_u = \left(q_u \frac{L^2}{2} + p_u L \right) = \left(13.60 \times \frac{0.9^2}{2} + 2.02 \times 0.9 \right) = 7.33 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T = q_u \cdot L + p_u = 13.60 \times 0.9 + 2.02 = 14.26 \text{ KN}$$

b) E.L.S

Moment fléchissant

$$M_s = \left(q_s \frac{L^2}{2} + p_s \cdot L \right) = \left(9.69 \times \frac{(0.9)^2}{2} + 1.5 \times (0.9) \right) = 5.27 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T = q_s \cdot L + P_s = (9.69 \times 0.9) + 1.50 = 10.22 \text{ KN}$$

III.4.5. Le Ferrailage :

E.L.U :

Pour une bande de 1 ml

$$b=100 \text{ cm}$$

$$h=15 \text{ cm}$$

$$c=2 \text{ cm}$$

$$d=13 \text{ cm}$$

$$M_u = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,1)^2 \cdot 14,16} = 0,052$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < 0,186$$

Pivot $\cdot A \cdot$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.33}{5.27} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,39 - 0,1711 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < \mu_{lu} = 0,29$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,052}) = 0,066$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,1(1 - 0,4 \times 0,066) = 0,097 \text{ m}$$

$$Z = 9,7 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < 0,186\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,097} = 2.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad A_s = 3,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

On choisit : $A = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 33 \text{ cm}$

➤ **Section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On choisit $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 \times 15; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend $St = 45 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = T_u = 14.26 \text{ KN}$$

➤ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,11 \text{ MPa}$$

➤ **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

➤ **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h \leq 15 \text{ cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

➤ **Etat Limite de Service**

$$M_s = 5.27 \text{ KN.m} \quad : A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

Position de l'axe neutre :

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A_s + A')y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A') = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.As + dA')}{7.5(As + A')^2}} \right] = \frac{15 \times 1.56}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 13 \times 1.56}{7.5 \times 1.56^2}} \right]$$

$$y = 2.46 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = \frac{100 \times 2.46^3}{3} + 15 \times [1.56 \times (13 - 2.46)^2] = 2801,26 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{5.27 \times 10^3}{2801.26} = 1.88 \text{ MPa/cm}$$

Calcul des contraintes

➤ **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1.88 \times 2.46 = 4.62 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans les armatures tendues**

$$\sigma_s = n.k.(d - y) = 15 \times 1.88 \times (13 - 2.46) = 297.22 \text{ MPa}$$

b) Vérifications

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma'_b = 4.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{cv})$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y)$$

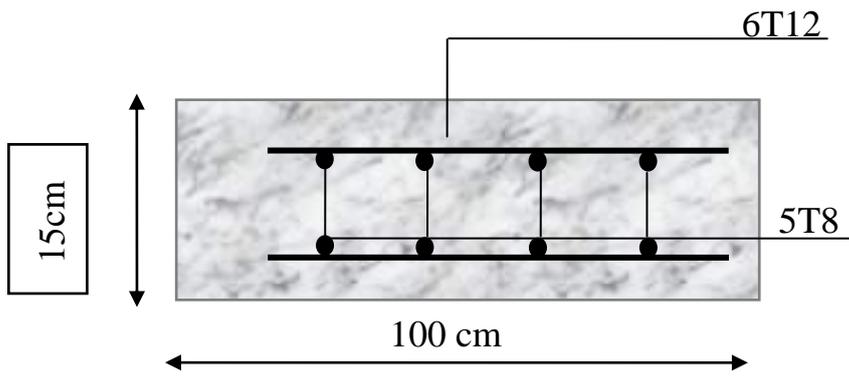
$$\sigma_s = 15 \times 1.88 \times (13 - 2.46)$$

$$\sigma_s = 203.22 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, \max (0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \text{avec } \eta = 1.6.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min (266.67; \max (200; 2001.63))$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..}$$



Figurier III.16:schéma de ferrailage du balcon

chapitre VI
étude sismique

IV.1 Introduction :

IV.1.1 Définition :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, les concepteurs pourraient dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes très couramment utilisées

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

IV.1.2 Règles RPA 99 (révisées en 2003) :

Ce règlement Algérien a pour but de prévoir les mesures de sécurité à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage.

A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

Une modification a été faite suite au séisme du 21 Mai 2003 de Boumèdes, cette révision «court terme» porte essentiellement sur deux volets, à savoir la révision du zonage sismique et l'introduction de «nouvelles prescriptions plus restrictives pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux- poutres).

En résumé, le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante selon [11], Art 3.1, soit :

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible

Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée

Ainsi, une modification a été apportée sur les valeurs du coefficient d'accélération des zones «A».

IV.1.3 Choix de la méthode de calcul :

a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, une hauteur paragraphe 3.5 avec au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

Tous groupes

Zone IIa :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calculer des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation de résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building

Systems)

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

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode de statique équivalente sera donnée à titre.

IV.2.1. Modélisation :

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV.2.3. Outils de modélisation d'ETABS :

1. Choix de l'unité (KN.m)

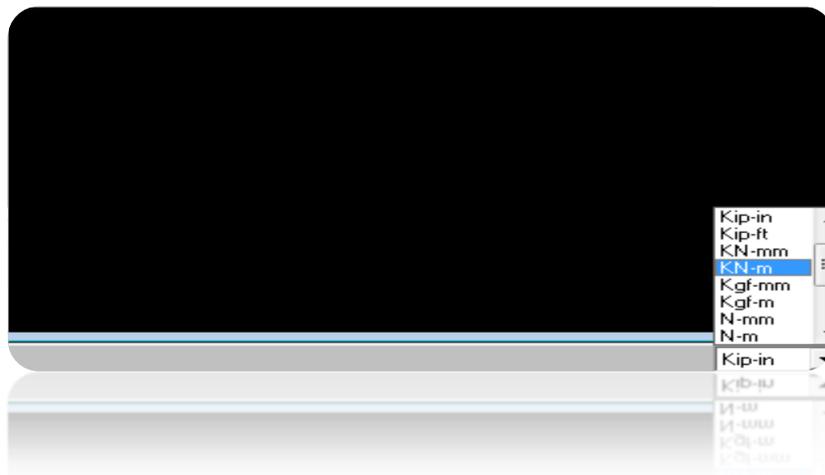


Figure IV.1. Choix de l'unité

2. Menu «file» ⇒ préparation des grilles.

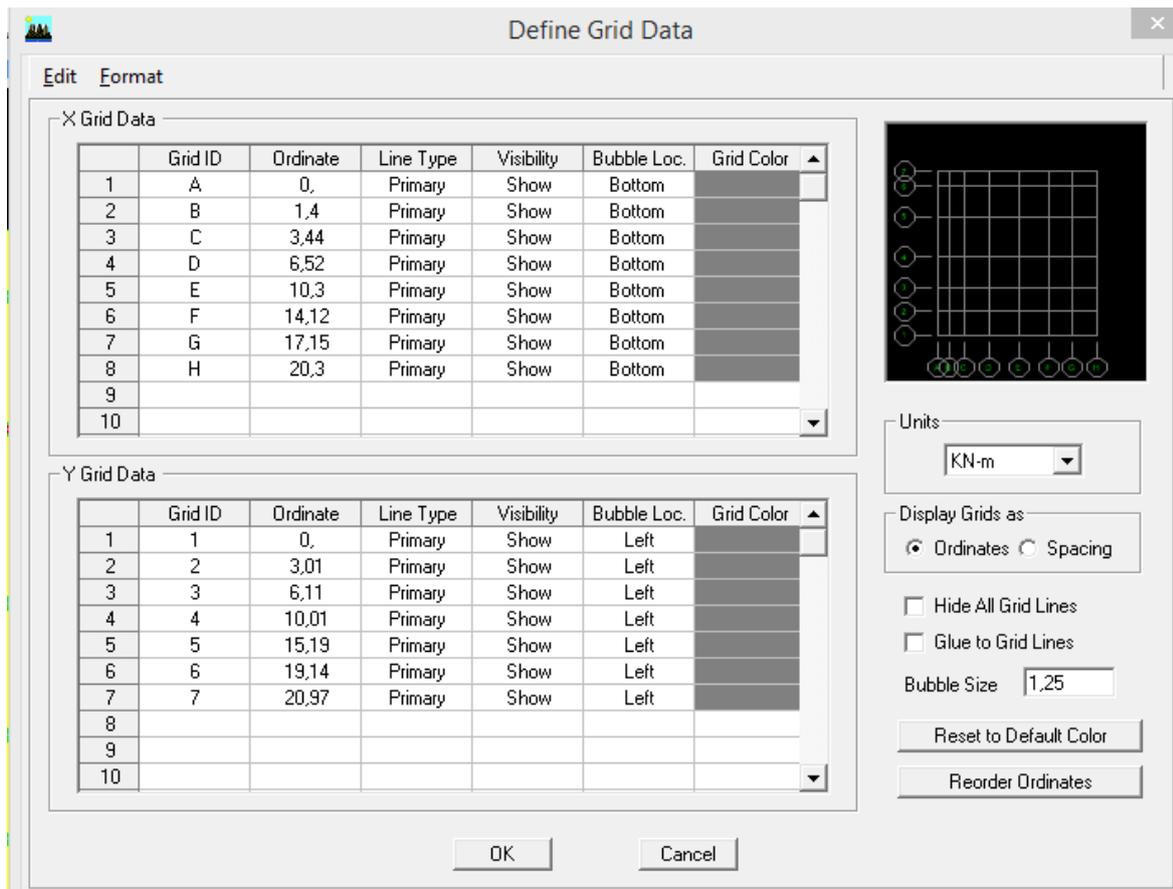


Figure IV.2. Création des axes

3. Menu «Define» ⇒ Définir les données de base pour l'analyse.

Matériel ⇒ Matériaux :- Béton.

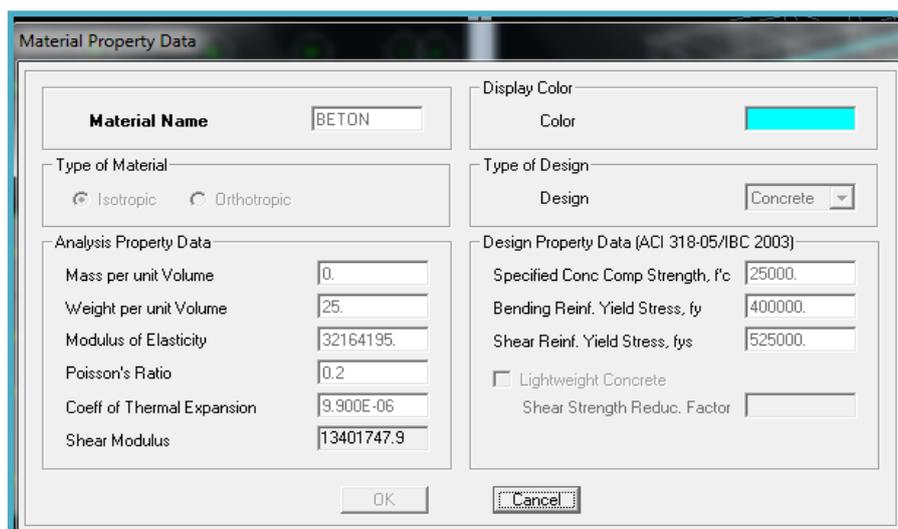


Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

4. «Frame Section» ⇒ Différents type des sections.

1. Poteaux.
2. Poutres principales PP, Poutre secondaires PS.

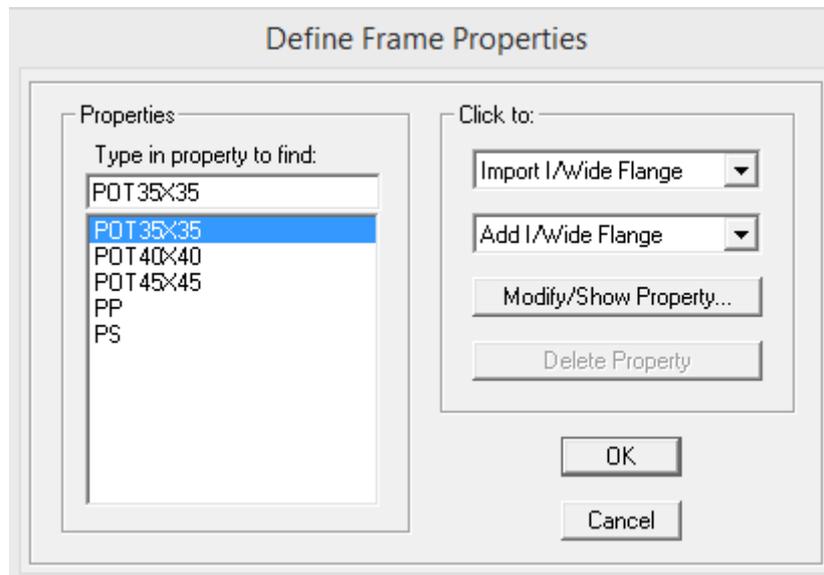


Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux

5. WALLE/SLABLE /DEAK :

Voile, dalle, plancher.

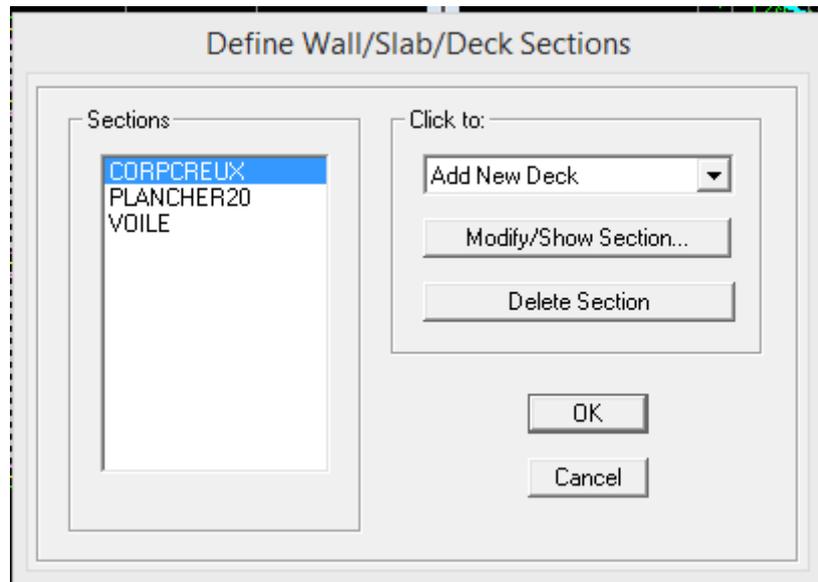


Figure IV.5. Définition (BALCONS, DALLE D'ÉQUILIBRE, ESCALIERS ET VOILES),

6. "Static Load Cases" ⇒ Type de chargement.

Charge permanent G ⇒ "Dead Load".

Surcharge d'exploitation ⇒ "Live load".

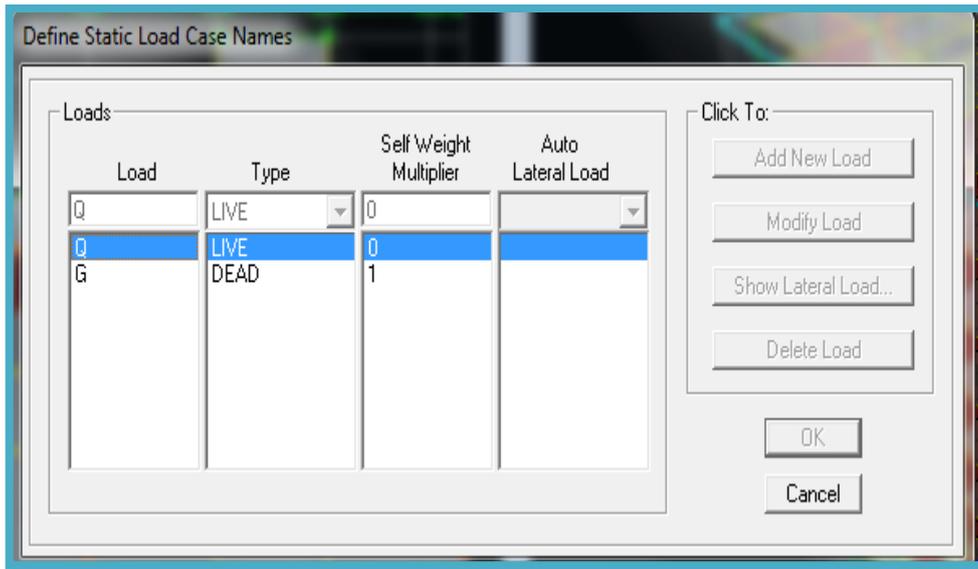


Figure IV.6. Définition de charge

- “Réponse Spectrum Functions” \Rightarrow introduction de la fonction du spectre de réponse est donnée par RPA 99 page 37 :

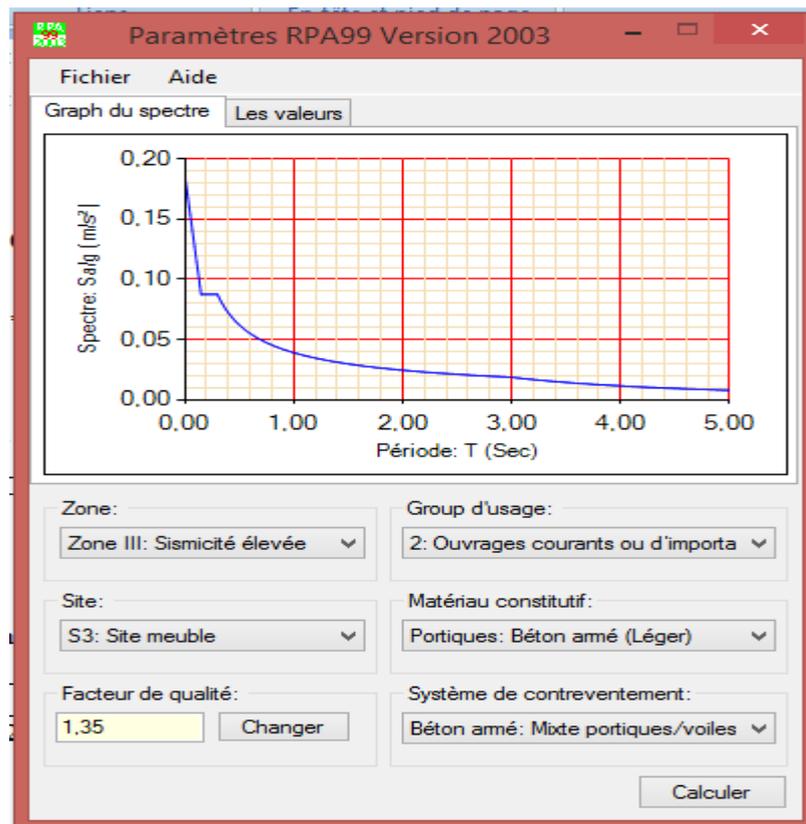


Figure. IV.7. Spectres de repense de chaque model

7. «Londcombination» ⇒ combinaison des charges :

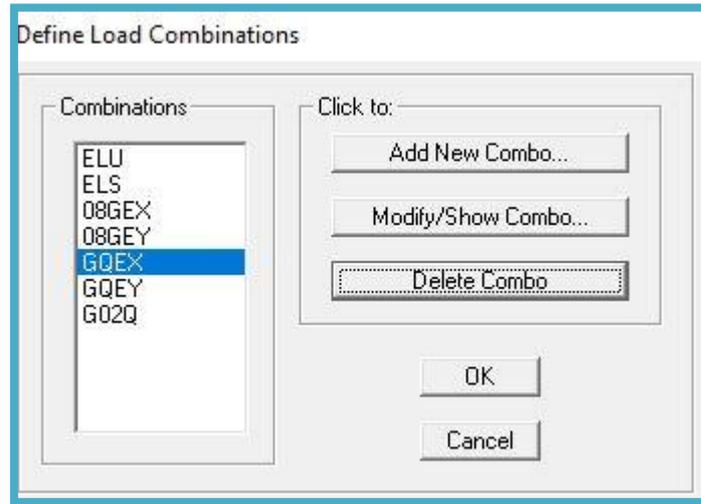


Figure IV.8. Combinaisons de charge

8. Concentration des masses :

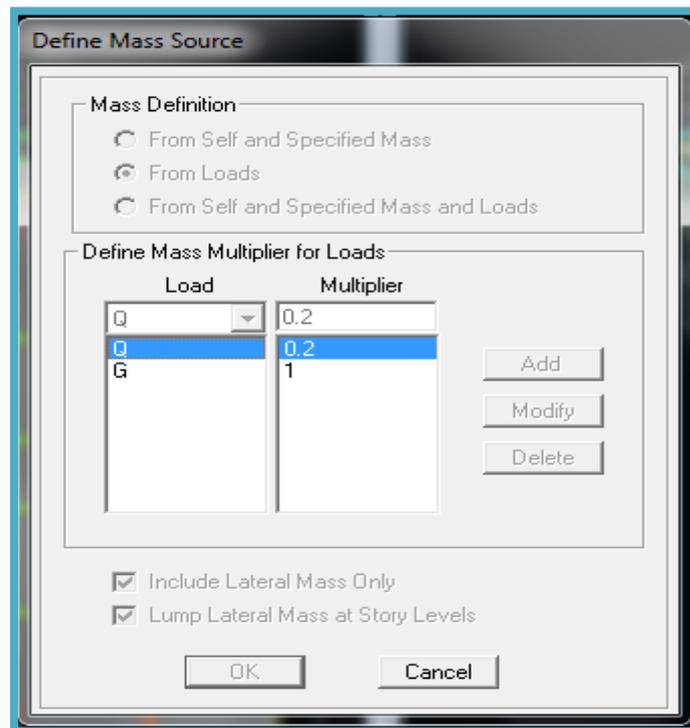


Figure IV.9. Définition de masse.

8. « Restreints » ⇒ appuis (encastrer les nœuds de base)



Figure IV.10. Système d'appuis

⇒ Ajouter les nœuds maîtres.

- “Constraints” ⇒ *plancher indéformable (diaphragme)*

⇒ *Pour chaque niveau (chaque plancher).*

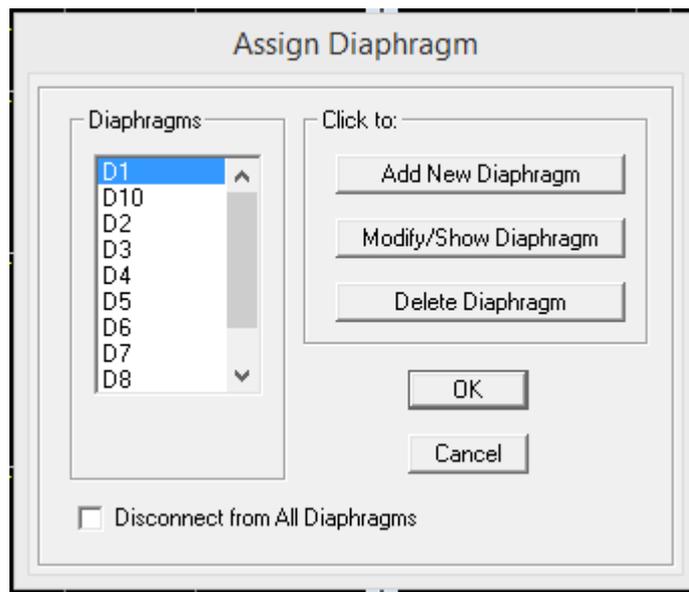


Figure IV.11. Introduction des diaphragmes

✓ “Frame” élément (poutres, poteaux, voiles, linteaux)

- “Section” ⇒ Spécifier la section d’un élément.
- “Local axes” ⇒ chargement des axes locaux.
- “End offsets” ⇒ Spécification de la zone rigide dans un élément.
- “Menu «Analyse»” ⇒ analyse dynamique.

⇒ Option des résultats.

⇒ Exécution.

✓ “Set option d’analyse ” ⇒ Option d’analyse.

⇒ Dynamique analyse ⇒ nombre de modes.

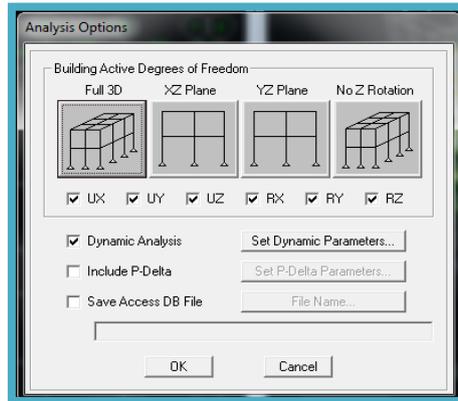


Figure IV.12. Analyse

⇒ Générale out put ⇒ Résultats : mode propre (T) déplacement, réactions, efforts, M, N, T.

“Run” ⇒ Exécution.

Résultante des forces sismiques de calcul :

L’une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) par le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$

IV.3.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone.

D : Facteur d’amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids de la structure.

IV-3-1-Calcul la Coefficient d'accélération de zone :

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'Alger zone III).

Donc : A=0,25 (tableau 4.1)

IV-3-2-calcul le facteur d'amplification dynamique moyen :

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

➤ Calcul T_2 :

T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

On a un sol ferme donc nous sommes dans un Site meuble S_3 et à partir du tableau 4-7 on prend $T_2=0,50\text{s}$ et $T_1=0,15 \text{ s}$.

➤ Calcul T :

$$1/T_N = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Avec :

h_N : la hauteur totale de la structure.

L : les dimensions en plan de la structure :

Selon x-x : $L_x = 20,47\text{m}$.

Selon y-y : $L_y = 21,30\text{m}$.

A.N :

$$\text{Selon x-x : } T_x = 0,09 \frac{32,3}{\sqrt{20,47}} = 0,64\text{s}$$

$$\text{Selon y-y : } T_y = 0,09 \frac{32,3}{\sqrt{21,30}} = 0,63\text{s}$$

$$2/ T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

Avec :

C_T : coefficient en fonction de contreventement, de remplissage et donnée par le tableau 4-6

$$\Rightarrow C_T = 0,05.$$

A.N :

$$T = 0,05 \times 32,3^{(3/4)} = 0,677 \text{ s}$$

Selon x-x : $T_x = \min(T; T_x) = \min(0,677; 0,64) s = 0,64 s$.

Selon y-y : $T_y = \min(T; T_y) = \min(0,677; 0,63) s = 0,63 s$.

$$\begin{cases} T_x = 0,64 s \cdot 2,5 \eta \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ T_y = 0,63 s \cdot 2,5 \eta \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

Calcul η :

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \text{ (Art 4.3).}$$

Avec :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 6\%$ (tableau 4.2)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} \geq 0,7 = 0,94 \geq 0,7 \text{ (vérifier)}$$

A.N :

$$D_x = 2,5 \times 0,94 \left(\frac{0,50}{0,64} \right)^{2/3} = 1,99$$

$$D_y = 2,5 \times 0,94 \left(\frac{0,50}{0,63} \right)^{2/3} = 2,02$$

R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, On à étudier trois systèmes de contreventement

- Portiques contreventés par des voiles $R = 4$.
 - Voiles porteurs $R = 3,5$.
 - Mixte portiques/voiles avec interaction $R = 5$.
- Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :
- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - régularité en plan et en élévation
 - la qualité de contrôle de la construction.

Tableau .IV .1 : valeurs des pénalités p_q.

Critère q	Observée	P q // xx	Observée	P q // y y
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,0	Oui	0,0
Redondance en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en élévation	Oui	0,0	Oui	0,0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DE L'EXÉCUTION	Non	0,10	Non	0,10

A.N :

- $Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1.25$
- $Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1.25$

$$Q_x = Q_y = 1.25$$

IV-3-3. Calcul le poids de la structure

W : Poids total du bâtiment :

W : est égale à la somme des poids W_i, de chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau IV.5**)

Tableau IV.2.Paramètres sismiques

COEFFICIENT	CONDITIONS	VALEUR
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT PORTIQUES - VOILES	3,5
Q	$1 + \Sigma Q$	1.25
	$[(7 / (2 + \epsilon))] 1/2 \geq 0.7$	0.94
T1	SITE 3	0.15
T2	SITE 3	0.50

IV-3-3-Structures étudiées en fonction du coefficient de comportement R

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre étude nous avons réalisé et vérifié quatre types de structures en fonction du paramètre dynamique '**coefficient de comportement R**' qui sont tout en préservant les plans d'architecture:

1 : Portique autostable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

Pour la première structure nous avons modélisé une structure auto stable pour voir l'effet d'ajout des voiles sur le comportement de la structure. Cette ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques). Dans ce cas R=5.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le deuxième modèle est le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges

verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Pour ce système $R= 3.5$.

IV.3.4 Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes:

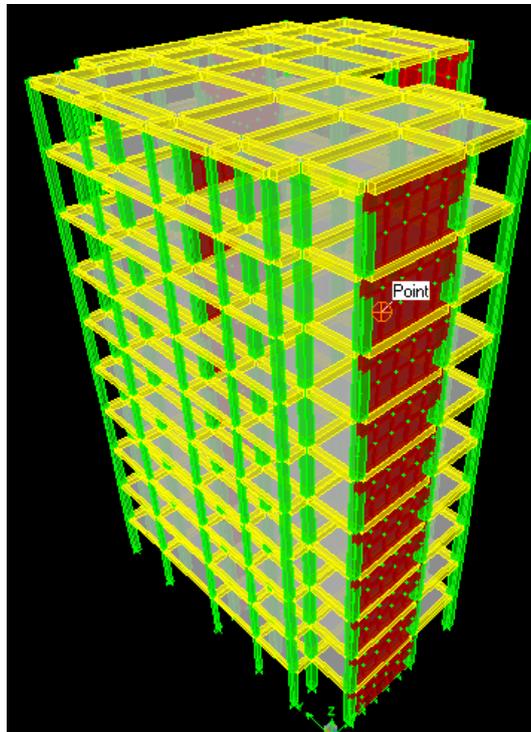
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$

IV. 4. Interprétation des résultats :

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

IV .4.1. Premier modèle Structure-Auto stable :

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'ascenseur (Figure IV.14). Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure IV.15 ci-dessous



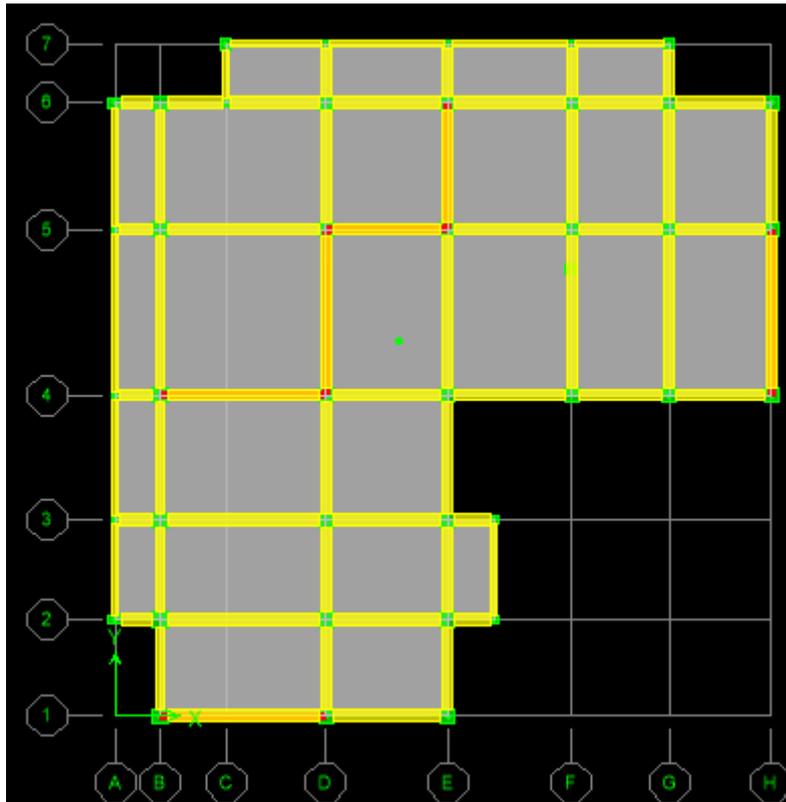
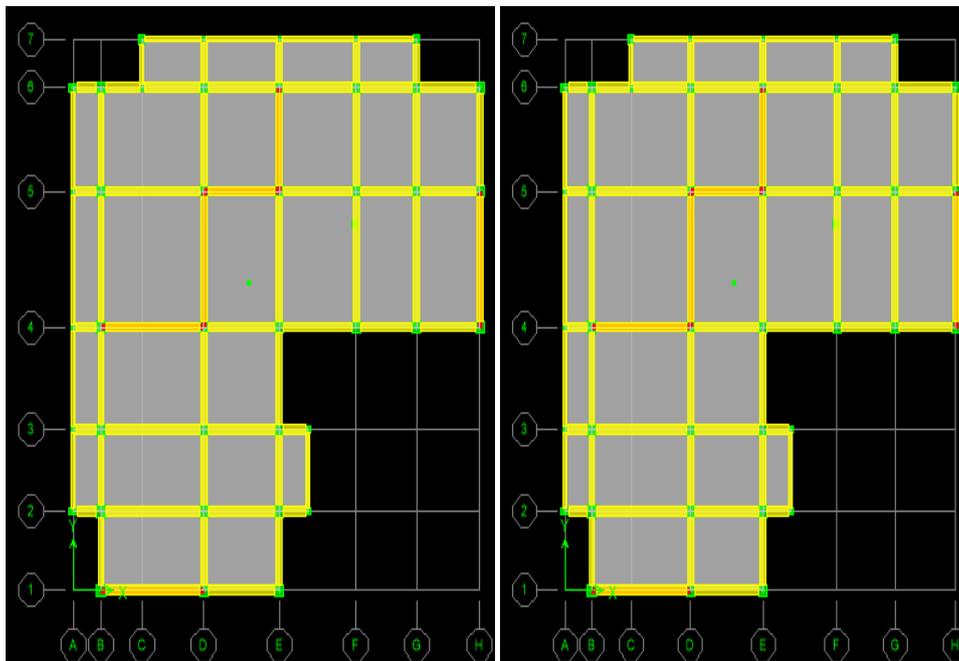
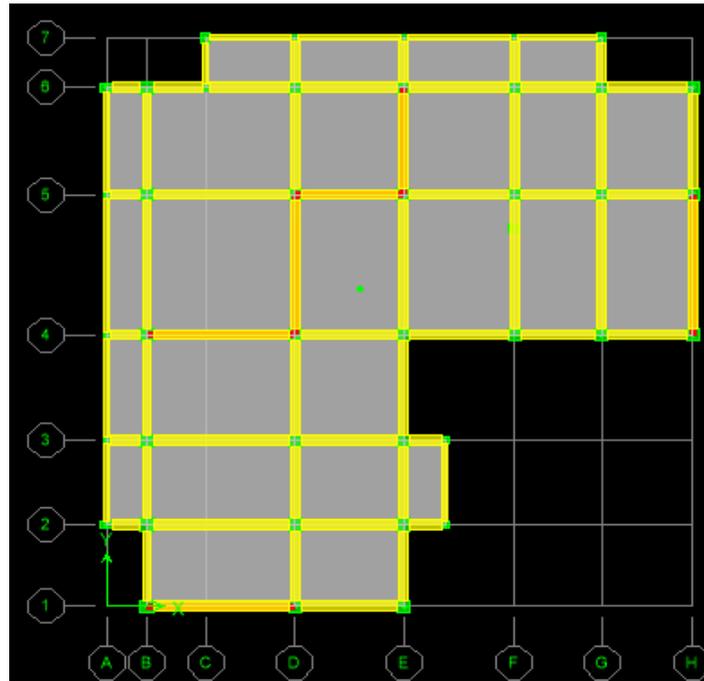


Figure IV.13. Modèle initiale de disposition des voiles



Mode 1. Translation y

Mode 2. Translation x



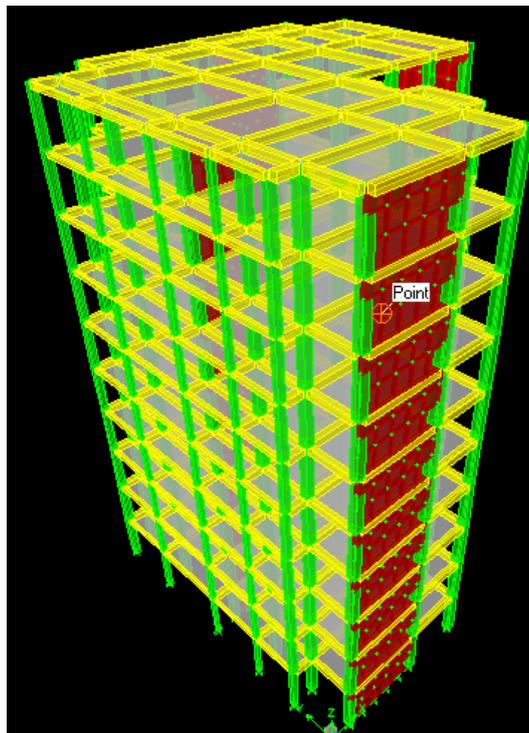
Mode3. Rotation z

Figure IV.14. Comportement des trois premiers modes du modèle initial

IV.4.2. Deuxième modèle :

La Figure 4.16 montre le premier modèle qui présente la disposition des voiles de contreventement dans la cage d'escalier et dans les angles de notre bâtiment.

Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure IV.17 ci-dessous.



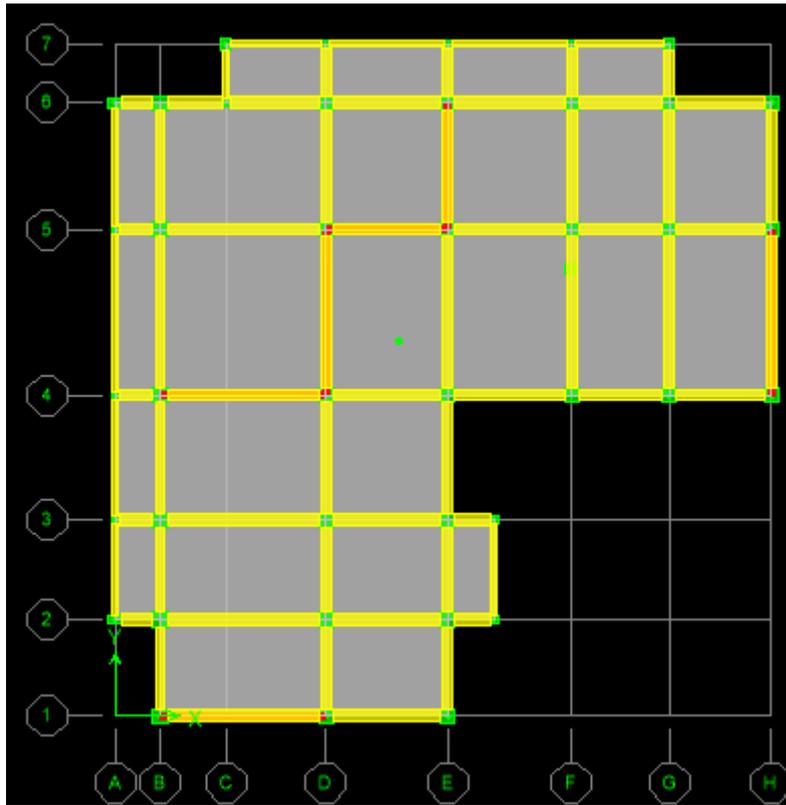
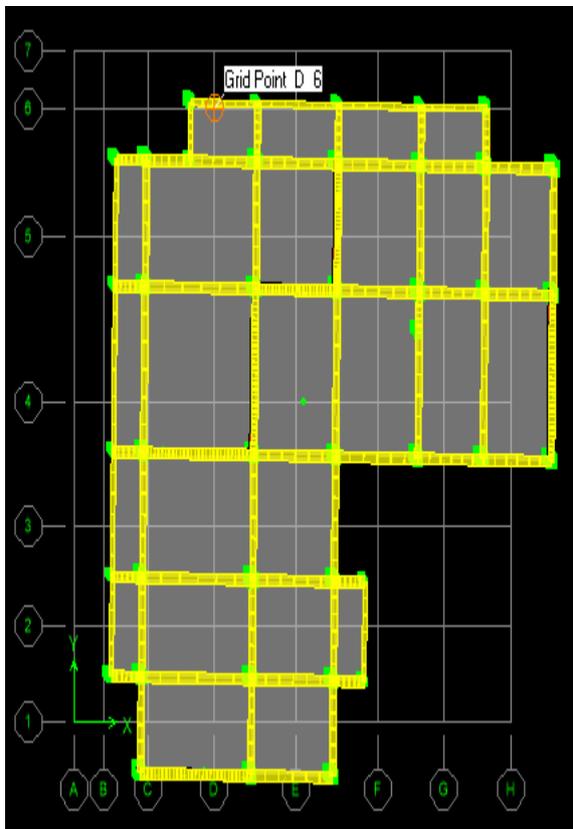
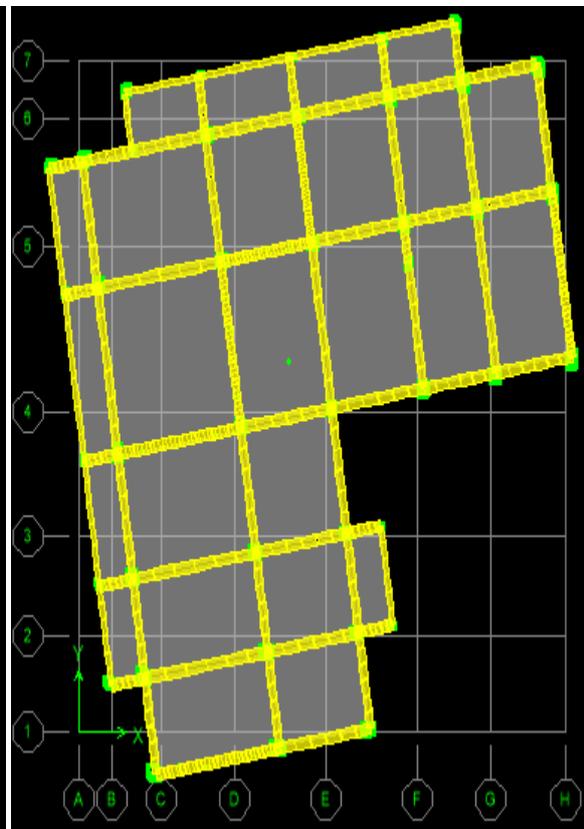


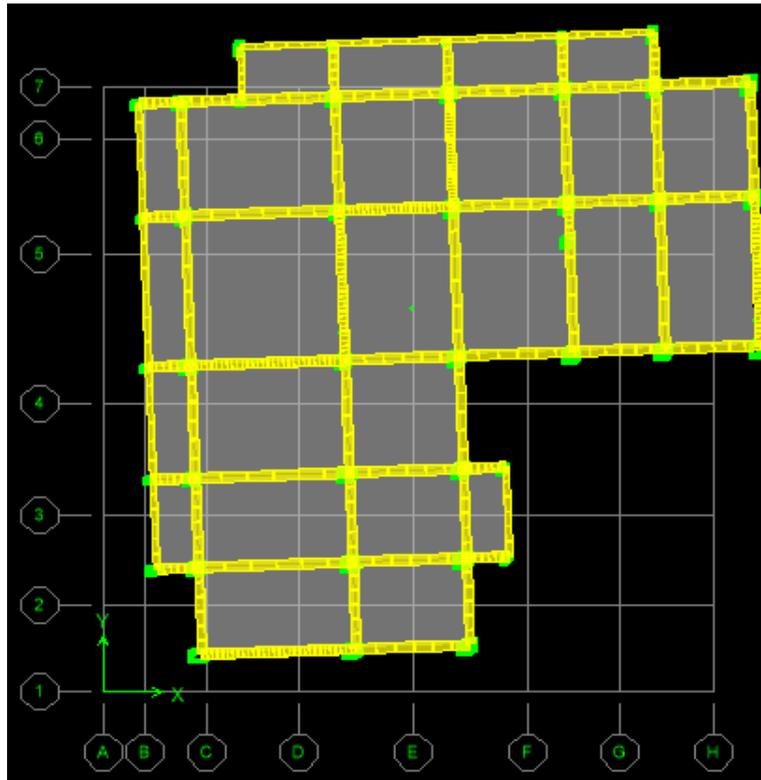
Figure IV.15. Deuxième modèle de disposition des voiles



Mode1. Translation x



Mode 2. Rotation z



Mode 3. Translation y

Figure IV.16. Comportement des trois premiers modes du 2ème modèle

IV.4.1.1. Vérification des périodes :

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

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage $C_T = 0.05$.

Dans les cas notre cas, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules précédentes.

D'après RPA 2003/99, les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Les tableaux IV.3 au IV.4 donnent respectivement les vérifications nécessaires des périodes fondamentales pour les quarte structures

1. structure auto stable
2. structure $R=3.5$;

Tableau IV.3. Vérification de la période fondamentale pour le portique auto stable.

	$T_{\text{dynamique(ETABS)}}$	T_{RPA}	$1.3 \times T_{\text{RPA}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$
X	1,156	0,64	0,832	Non
Y	1,156	0,63	0,819	Non

La vérification des périodes est donnée au Tableau IV.8

Tableau IV.4. Vérification des périodes pour 2eme model $R=3,5$.

	$T_{\text{dynamique(ETABS)}}$	T_{RPA}	$1.3 \times T_{\text{RPA}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$
X	0,805	0,64	0,832	OUI
Y	0,805	0,63	0,819	OUI

IV.4.1.2. Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 (version 2003). Le Tableau 4.5 donne le pourcentage de participation massique.

Tableau IV.5. Pourcentage de participation massique pour portique auto stable.

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique(%)				
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY
1	1.156	6.704	50.04	0.000	6.704	50.04
2	1.125157	50.668	7.724	0.000	57.372	57.764
3	0.978939	2.714	0.872	0.000	60.086	58.636
4	0.398162	8.955	1.648	0.000	69.041	60.284
5	0.392521	1.289	9.264	0.000	70.33	69.548
6	0.347762	0.349	0.488	0.000	70.679	70.036

On constate que le modèle portique auto stable :

Une période fondamentale : $T=1.156\text{sec}$.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **6ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

Tableau IV.6. Pourcentage de participation massique pour 2eme modèle avec $R = 3,5$

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique(%)			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,804659	37,5558	31,215	0	37,5558
2	0,638031	0,1083	1,0059	0	37,6641
3	0,481099	32,7331	39,0772	0	70,3972
4	0,188603	9,7174	8,2513	0	80,1146
5	0,160529	1,3403	2,6552	0	81,4549
6	0,121978	7,2706	6,9672	0	88,7255

On ne constate que le 2 eme modèle avec $R = 3,5$: Une période fondamentale : $T=0,804659\text{sec}$.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **9ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation **suivant X-X**.

• **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V donnée au Tableau IV.5, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Les Tableaux IV.10 et IV.11 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques pour 2eme modèle avec $R = 3,5$.

Tableau IV.7. Calcul de la force sismique pour 2eme modèle $R = 3,5$.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	ΣW _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,25	1,99	2,02	3,5	1,25	1,25	38648,09	6866,94	6970,46

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour 2eme modèle avec R =3,5.

	V _{Statique}	V _{dynamique}	0.8V _{statique}	V _{dynamique} ≥ 0.8V _{statique}
X	6866,94	7120,37	5493,55	Oui
Y	6970,46	7295,27	5576,37	Oui

IV.4.2.3. Vérification des déplacements :

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux présentés ci-dessous.

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter étages de model 1 sur Expour R=3,5.

Niveaux	δ _{ex} (cm)	δ _{ey} (cm)	R	R*δ _{ex}	R*δ _{ey}	Δ _{ex}	Δ _{ey}	0,01h	Observation
TERRASSE	0.0249	0.0227	3,5	0.087 1	0.079 3	0.03 8	0,11 6	0.030 6	Vérifié
8 ^{eme}	0.022	0,0202	3,5	0.077 7	0.070 0	0.03 5	0.10 6	0.030 6	Vérifié
7 ^{eme}	0.0193	0,0176	3,5	0.067 5	0.061 6	0.02 6	0.09 1	0.030 6	Vérifié
6 ^{eme}	0.0163	0,0149	3,5	0.057 0	0.052 1	0.02 2	0.07 7	0.030 6	Vérifié
5 ^{eme}	0.0132	0,0121	3,5	0.046 2	0,042 3	0.01 7	0.06 3	0.030 6	Vérifié
4 ^{eme}	0.0102	0,0094	3,5	0.035 7	0,032 9	0.01 3	0.04 9	0.030 6	Vérifié
3 ^{eme}	0.0073	0,0068	3,5	0.025 5	0.023 8	0.01 0	0.03 5	0.030 6	Vérifié

2 ^{eme}	0.0047	0,0044	3,5	0.016 4	0,015 4	0.00 6	0.02 3	0.030 6	Vérifié
C2	0.0025	0,0023	3,5	0.008 7	0,008 0	1.00 3	0.01 2	0.030 6	Vérifié
C1	0.0008	0,0008	3,5	0.002 8	0.002 8	0.00 1	0.00 4	0.030 6	Vérifié

Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter étages de model 1 sur **Ey** pour R=3.5.

Niveaux	$\delta_{ex}(cm)$	$\delta_{ey}(cm)$	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	Observation
TERRASS E	0.0023	0.0023	3,5 0	0.0080 5	0.0080	0.003 3	0.01 1	0.030 6	Vérifié
8 ^{eme}	0.0021	0.002	3,5 0	0.0073	0.007	0.002 9	0.01 0	0.030 6	Vérifié
7 ^{eme}	0.0018	0.0018	3,5 0	0.0063	0.0063	0.002 5	0.00 9	0.030 6	Vérifié
6 ^{eme}	0.0015	0.0015	3,5 0	0.0052	0.0052	0.002 1	0.00 7	0.030 6	Vérifié
5 ^{eme}	0.0012	0.0012	3,5 0	0.0042	0.0042	0.001 7	0.00 6	0.030 6	Vérifié
4 ^{eme}	0.001	0.0009	3,5 0	0.0035	0.0031	0.001 3	0.00 5	0.030 6	Vérifié
3 ^{eme}	0.0007	0.0007	3,5 0	0.004	0.0024	0.001 0	0.00 3	0.030 6	Vérifié
2 ^{eme}	0.0004	0.0004	3,5 0	0.0014	0.0014	0.000 6	0.00 2	0.030 6	Vérifié
C2	0.0002	0.0002	3,5 0	0.0007	0.0007	0.000 3	0.00 1	0.030 6	Vérifié
C1	0.0001	0.0001	3,5 0	0.0003 5	0.0003 5	0.000 1	0.00 0	0.030 6	Vérifié

Conclusion

La période fondamentale et le déplacement inter étage dans les deux sens, ne sont pas vérifiés, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles

IV.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

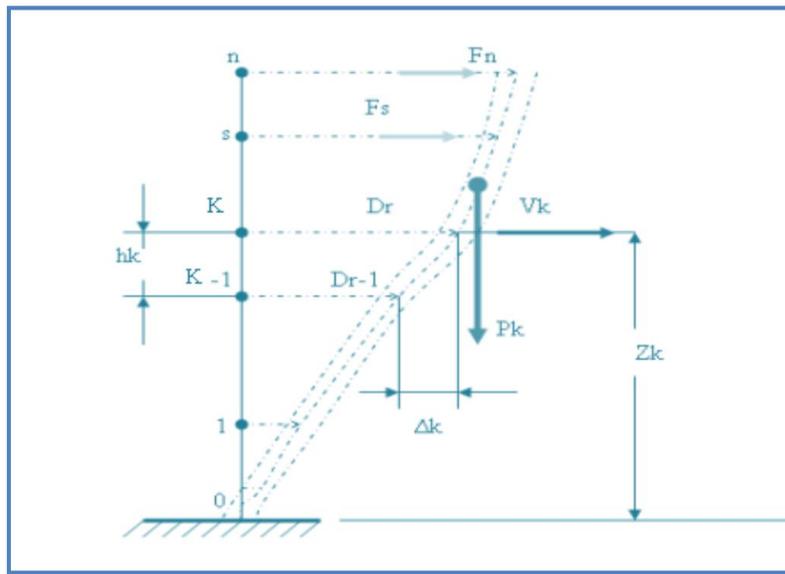


Figure IV.17. Evaluation des effets du second ordre

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite

à tous les niveaux Avec : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$

- **P_k** : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- **h_k** : hauteur de l'étage « k ».
- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P-Δ dans les deux

Tableau IV.11. Vérification l'effet P- Δ inter-étages du modèle finale sur EX pour R=3.5

Niveaux	P (KN)	V x (KN)	V y (KN)	Δex (m)	Δ e y (m)	H (m)	Θ	Observation
Terrasse	632.9112	835.67	789.06	0,0337	0,118	3,06	0,01203	<i>vérifié</i>
9^{eme}	738.352	1607.42	1537.63	0,030	0,105	3,06	0,00767	<i>vérifié</i>
8^{eme}	739.917	2230.15	2159.59	0,0261	0,091	3,06	0,00571	<i>vérifié</i>
7^{eme}	739.917	2744.06	2678.03	0,0221	0,077	3,06	0,00479	<i>vérifié</i>
6^{eme}	739.917	3175.71	3107.73	0,0179	0,063	3,06	0,00399	<i>vérifié</i>
5^{eme}	739.917	3540.13	3463.79	0,0139	0,049	3,06	0,0034	<i>vérifié</i>
4^{eme}	739.917	3835.41	3752.82	0,0100	0,035	3,06	0,00290	<i>vérifié</i>
3^{eme}	739.917	4062.62	3970.77	0,0064	0,023	3,06	0,00235	<i>vérifié</i>
C2	739.917	4229.45	4113.69	0,0034	0,012	3,50	0,00169	<i>vérifié</i>
C1	739.917	4316.29	4177.62	0,0011	0,004	3,50	0,00083	<i>vérifié</i>

Tableau IV.12. Vérification l'effet P- Δ inter-étages du modèle finale sur **EY** pour R=3,5.

Niveaux	P (KN)	V x (KN)	V y (KN)	Δe_x (m)	Δe_y (m)	H (m)	Θ	Observation
Terrasse	632.911	81.04	86.61	0,0033	0,011	3,06	0,0112	Vérifié
9^{eme}	738.352	157.97	168.37	0,0029	0,010	3,06	0,00673	Vérifié
8^{eme}	739.91	221.69	235.85	0,0025	0,009	3,06	0,0057	Vérifié
7^{eme}	739.91	274.63	292.29	0,0021	0,007	3,06	0,0046	Vérifié
6^{eme}	739.917	318.33	339.78	0,0017	0,006	3,06	0,0033	Vérifié
5^{eme}	739.917	354.37	379.53	0,0013	0,005	3,06	0,00301	Vérifié
4^{eme}	739.917	383.48	411.36	0,0010	0,003	3,06	0,00331	Vérifié
3^{eme}	739.917	405.3	435.47	0,0006	0,002	3,06	0,00209	Vérifié
C2	739.917	419.5	452.88	0,0003	0,001	3,50	0,00101	Vérifié
C1	739.917	425.84	461.85	0,0001	0,000	3,50	0,00099	Vérifié

Conclusion :

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

chapitre V
Détermination des
efforts horizontaux

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

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

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2. Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V.3. Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.1. Sections minimales et maximales.

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	4.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

V.3.1. Diamètre des barres :

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles, ce qui nous donne un diamètre maximal de 20 mm.

D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12 mm pour les poteaux et les poutres et de 10 mm pour les voiles.

V.4. Ferrailage des poteaux :

Les Poteaux sont des éléments porteurs du système plancher- poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges verticales (effort de compression ou de traction) ainsi qu'un moment fléchissant et les transmettre aux fondations.

Les poteaux sont sollicités par un moment fléchissant M et un effort normal N , donc leur ferrailage se fait en flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- 1- Section entièrement tendue SET.
- 2- Section entièrement comprimée SEC.
- 3- Section partiellement comprimée SPC.

Flexion composée :

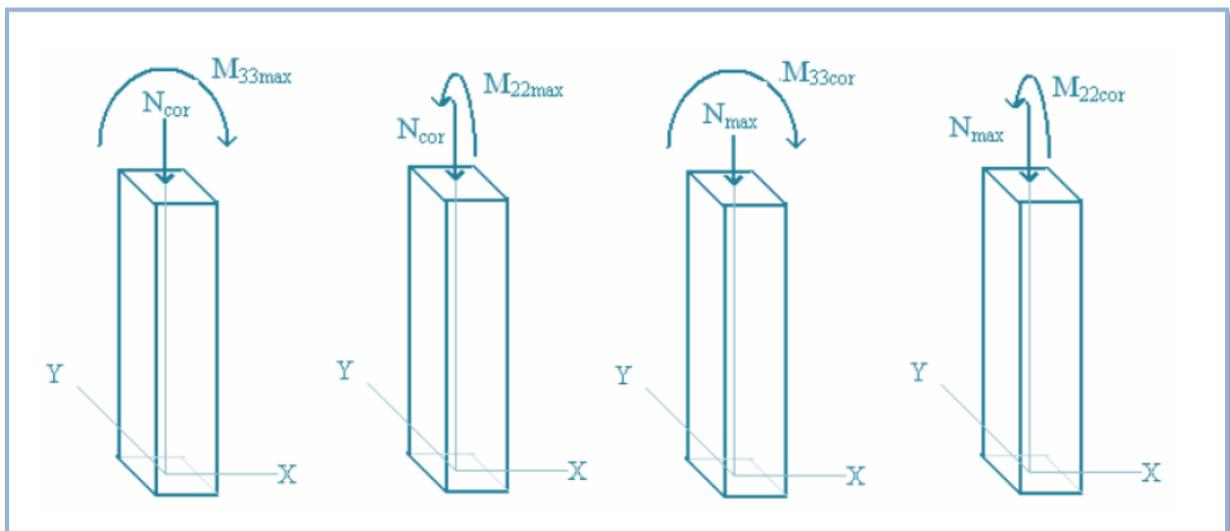


Figure V.1.Schéma de Flexion composée.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau .V.2.Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003 article 7.4.2.1:

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

- Leur pourcentage est limité par:

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.4.2. Vérification de l'effort normal

Il faut vérifier que :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : Section brute.

F_{c28} : Résistance caractéristique du béton (25 Mpa).

Tableau V.3 : Vérification de sollicitation normale pour R=3.5.

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	ν	Condition
C1, C2, 2 ^{ème} étage	45x45	1407,75	0,28	Vérifiée
3,4 ^{ème} étage	40x40	1407,75	0,28	Vérifiée
5, 6, 7, 8,9 ^{ème} étage	35x35	655,78	0,21	Vérifiée

V.4.3. Combinaison d'action :

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

a. Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 :

a.1. ELU: Situation durable **1,35G+1,5Q**

a.2. ELS: Situation durable **G+Q**

b. Selon RPA 99 article 5.2:

Situation accidentelle..... **G+Q±E**

0,8G±E

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

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

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr}).

2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

• **Poteaux de section carrée :**

Situation accidentelle :

• **Combinaison :G+Q±E**

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

Tableau. V.4.Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm2)	As (cm2)	As ^{min} (cm2)
9 ^{eme}	35x35	-139,29	14,925	S.E.C	0	5,4	11,025
8 ^{eme}	35x35	-272,68	12,44	S.E.C	0	5,15	11,025
7 ^{eme}	35x35	-408,35	12,722	S.E.C	0	7,13	11,025
6 ^{eme}	35x35	-545,77	12,564	S.E.C	0	9,09	11,025
5 ^{eme}	35x35	-685,05	12,413	S.E.C	0	11,08	11,025
4 ^{eme}	40x40	-826,23	12,198	S.E.C	0	12,91	14,4
3 ^{eme}	40x40	-969,29	11,966	S.E.C	0	14,95	14,4
2 ^{eme}	45x45	-1114,13	11,409	S.E.C	0	16,86	18,23
C2	45x45	-1260,27	12,275	S.E.C	0	19,02	18,23
C1	45x45	-1407,75	4,59	S.E.C	0	20,58	18,23

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

Tableau. V.5.Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section	M^{\max} (KN.m)	N^{cor} (KN)	Sollicitation	As' (cm2)	As (cm2)	As ^{min} (cm2)
9 ^{eme}	35x35	35,719	-94,38	S.E.C	0	4,32	11,025
8 ^{eme}	35x35	-26,997	-199,2	S.E.C	0	4,89	11,025
7 ^{eme}	35x35	-27,126	-305,49	S.E.C	0	6,39	11,025
6 ^{eme}	35x35	-25,602	-411,05	S.E.C	0	7,76	11,025
5 ^{eme}	35x35	-24,006	-183,98	S.E.C	0	5,02	11,025
4 ^{eme}	40x40	-22,946	-800,52	S.E.C	0	9,36	14,4
3 ^{eme}	40x40	-23,037	-819,54	S.E.C	0	12,9	14,4
2 ^{eme}	45x45	-22,232	-948,2	S.E.C	0	14,42	18,23
C2	45x45	-25,797	-1082,15	S.E.C	0	16,18	18,23
C1	45x45	16,51	-901,95	S.E.C	0	14,21	18,23

• **Combinaison : 0,8G±E**

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

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

Niveau	Section	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As' (cm2)	As (cm2)	As ^{min} (cm2)
9 ^{eme}	35x35	-103,3	10,581	S.E.C	0	2,53	11,025
8 ^{eme}	35x35	-196,26	9,509	S.E.C	0	3,76	11,025
7 ^{eme}	35x35	-290,94	9,572	S.E.C	0	5,13	11,025
6 ^{eme}	35x35	-386,88	9,14	S.E.C	0	6,47	11,025
5 ^{eme}	35x35	-484,09	8,459	S.E.C	0	7,8	11,025
4 ^{eme}	40x40	-582,5	7,911	S.E.C	0	9,04	14,4
3 ^{eme}	40x40	-681,99	7,785	S.E.C	0	10,46	14,4
2 ^{eme}	45x45	-752,38	7,448	S.E.C	0	11,8	18,23
C2	45x45	-883,12	8,059	S.E.C	0	13,29	18,23
C1	45x45	-983,98	3,044	S.E.C	0	14,37	18,23

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

Tableau .V.7. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveau	Section	M^{\max} (KN.m)	N^{cor} (KN)	Sollicitation	As' (cm2)	As (cm2)	As ^{min} (cm2)
9 ^{eme}	35x35	24,312	-69,23	S.E.C	0	2,96	11,025
8 ^{eme}	35x35	-17,73	-165,36	S.E.C	0	3,82	11,025
7 ^{eme}	35x35	-17,841	-244,73	S.E.C	0	4,93	11,025
6 ^{eme}	35x35	-16,797	-325,38	S.E.C	0	6,01	11,025
5 ^{eme}	35x35	-15,721	-407,69	S.E.C	0	7,1	11,025
4 ^{eme}	40x40	14,788	-492,07	S.E.C	0	8,03	14,4
3 ^{eme}	40x40	-14,622	-578,98	S.E.C	0	9,15	14,4
2 ^{eme}	45x45	-14,149	-668,93	S.E.C	0	10,21	18,23
C2	45x45	-16,511	-762,45	S.E.C	0	11,43	18,23
C1	45x45	10,66	-647,18	S.E.C	0	10,09	18,23

Situation durable :

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

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

Tableau .V.8. Ferrillages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section	N^{\max} et N^{cor} (KN)	M^{\max} et M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
9 ^{eme}	35x35	-189,57	20,543	S.E.C	0	4,83	11,025
8 ^{eme}	35x35	-372,21	17,164	S.E.C	0	7,05	11,025
7 ^{eme}	35x35	-557,98	17,545	S.E.C	0	9,76	11,025
6 ^{eme}	35x35	-746,11	17,325	S.E.C	0	12,44	11,025
5 ^{eme}	35x35	-936,81	17,114	S.E.C	0	15,16	11,025
4 ^{eme}	40x40	-1130,12	16,814	S.E.C	0	17,67	14,4
3 ^{eme}	40x40	-1326,06	16,489	S.E.C	0	20,46	14,4
2 ^{eme}	45x45	-1524,5	15,718	S.E.C	0	23,07	18,23
C2	45x45	-1724,82	16,901	S.E.C	0	26,04	18,23
C1	45x45	-1927,14	6,314	S.E.C	0	28,17	18,23

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

Niveau	Section	N^{cor} et N^{\max} (KN)	M^{cor} et M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
9 ^{eme}	35x35	-128,59	49,021	S.E.C	0	6,06	11,025
8 ^{eme}	35x35	-272,28	-37,171	S.E.C	0	6,7	11,025
7 ^{eme}	35x35	-417,93	-37,343	S.E.C	0	8,74	11,025
6 ^{eme}	35x35	-562,58	-35,254	S.E.C	0	10,63	11,025
5 ^{eme}	35x35	-250,33	-33,061	S.E.C	0	6,88	11,025
4 ^{eme}	40x40	-704,93	-31,695	S.E.C	0	12,81	14,4
3 ^{eme}	40x40	-1120,75	-31,813	S.E.C	0	17,63	14,4
2 ^{eme}	45x45	-1296,88	-30,695	S.E.C	0	19,72	18,23
C2	45x45	-1480,27	-35,6	S.E.C	0	22,12	18,23
C1	45x45	-1231,58	22,766	S.E.C	0	19,38	18,23

Tableau .V.9. Ferrillages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})

V.4.4. Choix des armatures :

Tableau .V.10. Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section	As' (cm2)	As (cm2)	As ^{min} (cm2)	As ^{max} (Z-C)	As ^{max} (Z-R)	Choix	As ^{adop} (cm2)
9 ^{eme}	35x35	0	6,06	11,025	49	73,5	4T14+8T12	15,21
8 ^{eme}	35x35	0	7,05	11,025	49	73,5	4T14+8T12	15,21
7 ^{eme}	35x35	0	9,76	11,025	49	73,5	4T14+8T12	15,21
6 ^{eme}	35x35	0	12,44	11,025	49	73,5	4T14+8T12	15,21
5 ^{eme}	35x35	0	15,16	11,025	49	73,5	4T14+8T12	15,21
4 ^{eme}	40x40	0	17,67	14,4	64	96	8T20	25,14
3 ^{eme}	40x40	0	20,46	14,4	64	96	8T20	25,14
2 ^{eme}	45x45	0	23,07	18,23	81	121,5	4T20+8T16	28,66
C2	45x45	0	26,04	18,23	81	121,5	4T20+8T16	28,66
C1	45x45	0	28,17	18,23	81	121,5	4T20+8T16	28,66

V.4.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA article A 4.5.3:

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

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
 - **Acier :**
 - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable
- $$\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1- Poteaux carrés :

- Combinaison : G+Q

a- (N^{\max} , M^{cor})

Tableau .V.11. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés .

Niveau	Section	Nser (KN)	Mser (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Obs
9 ^{eme}	35x35	-139,29	14,925	27,5	201,63	2,1	15	Vérifié
8 ^{eme}	35x35	-272,68	12,44	36,2	201,63	2,61	15	Vérifié
7 ^{eme}	35x35	-408,35	12,722	48,4	201,63	3,41	15	Vérifié
6 ^{eme}	35x35	-545,77	12,564	60,2	201,63	4,18	15	Vérifié
5 ^{eme}	35x35	-685,05	12,413	72,2	201,63	4,96	15	Vérifié
4 ^{eme}	40x40	-826,23	12,198	57,9	201,63	3,88	15	Vérifié
3 ^{eme}	40x40	-969,29	11,966	66,4	201,63	4,43	15	Vérifié
2 ^{eme}	45x45	-1114,13	11,409	61,6	201,63	4,11	15	Vérifié
C2	45x45	-1260,27	12,275	70	201,63	4,68	15	Vérifié
C1	45x45	-1407,75	4,59	82,9	201,63	5,59	15	Vérifié

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

Tableau .V.12. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.

Niveau	Section	N ser (KN)	M ser (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Obs
9 ^{eme}	35x35	-94,38	35,719	48,2	201,63	4,26	15	Vérifié
8 ^{eme}	35x35	-199,2	-26,997	50,4	201,63	3,92	15	Vérifié
7 ^{eme}	35x35	-305,49	-27,126	59,8	201,63	4,5	15	Vérifié
6 ^{eme}	35x35	-411,05	-25,602	68,2	201,63	5,03	15	Vérifié
5 ^{eme}	35x35	-183,98	-24,006	45,4	201,63	3,52	15	Vérifié
4 ^{eme}	40x40	-516,49	-22,946	56,2	201,63	4,02	15	Vérifié
3 ^{eme}	40x40	-819,54	-23,037	79,6	201,63	5,62	15	Vérifié
2 ^{eme}	45x45	-948,2	-22,232	68,7	201,63	4,77	15	Vérifié
C2	45x45	-1082,15	-25,797	78,6	201,63	5,46	15	Vérifié

C1	45x45	-901,95	16,51	52,6	201.63	3,55	15	Vérfifié

V.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : selon CBA93 article A.5.1.1

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

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{\phi d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Poteau circulaire}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ	P d	τ_u -RPA (MPa)	τ_u -BAEL (MPa)	Vérification
9 ^{eme}	35x35	48,47	0,39	22,39	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
8 ^{eme}	35x35	26,67	0,22	22,39	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
7 ^{eme}	35x35	28,16	0,23	22,39	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
6 ^{eme}	35x35	29,18	0,24	22,39	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
5 ^{eme}	35x35	29,92	0,24	22,39	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
4 ^{eme}	40x40	30,38	0,19	19,58	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
3 ^{eme}	40x40	30,52	0,19	19,58	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
2 ^{eme}	45x45	30,35	0,15	17,41	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
C2	45x45	29,96	0,15	17,41	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
C1	45x45	26,97	0,13	12,43	0,075	1,875	2,5	Vérifiée

V.4.7. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon le **RPA99 version 2003** : Article 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{cm})$Zone nodale (zone I et II).

$S_t \leq 10 \text{cm}$ Zone nodale (zone IIb et III).

$S_t \leq 15 \phi_l$ Zone courante (zone I et II).

$S_t \text{Min}(b/2, h/2, 10 \phi_l)$Zone courante (zone IIb et III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$L_f = 0.7 L_0$ **CBA article B 8.3.3**

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau .V.14. Espacements maximums selon RPA99.

Niveau	Section	Barres	Φl (mm)	St (cm)	
				Z . N	Z . C
9 ^{eme}	35x35	4T14+8T12	14	10	14
8 ^{eme}	35x35	4T14+8T12	14	10	14
7 ^{eme}	35x35	4T14+8T12	14	10	14
6 ^{eme}	35x35	4T14+8T12	14	10	14
5 ^{eme}	35x35	4T14+8T12	14	10	14
4 ^{eme}	40x40	8T20	20	10	20
3 ^{eme}	40x40	8T20	20	10	20
2 ^{eme}	45x45	4T20+8T16	20	10	20
C2	45x45	4T20+8T16	20	10	20

C1	45x45	4T20+8T16	20	10	20
----	-------	-----------	----	----	----

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau .V.15. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

Niveau	Section	Lf (m)	λ_g	Pa	Tu ^{max} (KN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{ado} (cm ²)
9 ^{eme}	35x35	2,261	6,46	2,500	40,79	N	10	0,73	4T10	3,14
						C	14	1,02	4T10	3,14
8 ^{eme}	35x35	2,261	6,46	2,500	29,07	N	10	0,52	4T10	3,14
						C	14	0,73	4T10	3,14
7 ^{eme}	35x35	2,261	6,46	2,500	26,35	N	10	0,47	4T10	3,14
						C	14	0,66	4T10	3,14
6 ^{eme}	35x35	2,261	6,46	2,500	18,7	N	10	0,33	4T10	3,14
						C	14	0,47	4T10	3,14
5 ^{eme}	35x35	2,261	6,46	2,500	26,55	N	10	0,47	4T10	3,14
						C	14	0,66	4T10	3,14
4 ^{eme}	40x40	2,261	5,653	2,500	40,79	N	10	0,64	4T10	3,14
						C	20	1,27	4T10	3,14
3 ^{eme}	40x40	2,261	5,653	2,500	30,22	N	10	0,47	4T10	3,14
						C	20	0,94	4T10	3,14
2 ^{eme}	45x45	2,261	5,024	2,500	26,27	N	10	0,32	4T10	3,14
						C	20	0,65	4T10	3,14
C2	45x45	2,261	5,024	2,500	19,09	N	10	0,24	4T10	3,14
						C	20	0,47	4T10	3,14
C1	45x45	1,615	3,59	3,750	30,3	N	10	0,56	4T10	3,14
						C	20	1,12	4T10	3,14

V.4.8. Longueur de recouvrement :

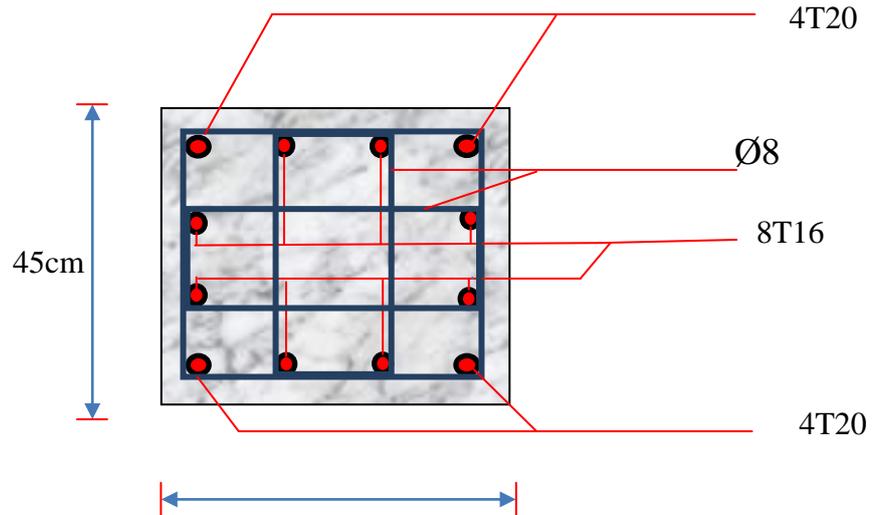
La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

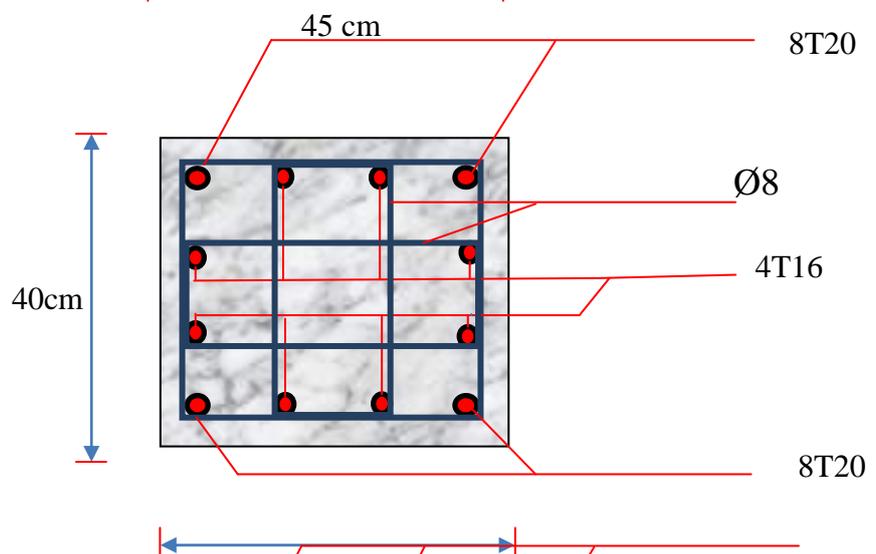
- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

V.4.9. Disposition des armatures pour les poteaux :

- Pour C1 et C2 et 2eme :



- Pour 3eme et 4eme :



- Pour 5eme et 6,7, 8et 9eme Etage:

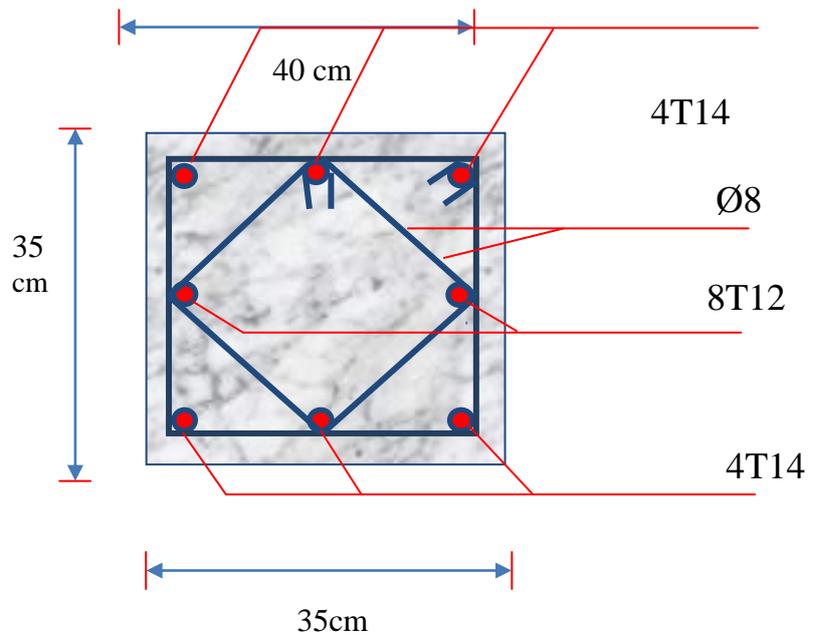


Figure V.2.Schéma de Ferrailage des poteaux.

V.5. Ferrailage des poutres

V.5.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.5.2. Les combinaisons de charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** " :
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** " :
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.5.3. Recommandations des règlements.

Selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (**zone III**).
 - ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
 - ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St .b$
- B: longueur de la poutre.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

- ✓ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.5.4. Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

V.5.4.1.Sens porteur :

a. Situation durable :

- **Combinaison 1.35G+1.5Q.**

Tableau V.16. Ferrailage des poutres principales (situation durable).

Niveau	Section	Position	M^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
9 ^{ème}	40x50	Appui	-134,689	9,2	0,00
		Travée	60,081	3,95	0,00
8 ^{ème}	40x50	Appui	-144,51	9,92	0,00
		Travée	66,293	4,37	0,00
7 ^{ème}	40x50	Appui	-140,746	9,64	0,00
		Travée	63,292	4,17	0,00
6 ^{ème}	40x50	Appui	-135,848	9,28	0,00
		Travée	60,146	3,95	0,00
5 ^{ème}	40x50	Appui	-129,052	8,79	0,00
		Travée	55,657	3,65	0,00
4 ^{ème}	40x50	Appui	-120,295	8,15	0,00
		Travée	51,027	3,34	0,00
3 ^{ème}	40x50	Appui	-109,403	7,37	0,00
		Travée	48,436	3,16	0,00
2 ^{ème}	40x50	Appui	-96,173	6,43	0,00

		Travée	46,946	3,07	0,00
C2	40x50	Appui	-81,909	5,44	0,00
		Travée	46,215	3,02	0,00
C1	40x50	Appui	-70,72	4,67	0,00
		Travée	46,959	3,07	0,00

b. Situation accidentelle :

- **Combinaison : G+Q±E.**

Tableau V.17. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	A s'(cm ²)
9 ^{ème}	40x50	Appui	-98,431	6,59	0,00
		Travée	43,927	2,86	0,00
8 ^{ème}	40x50	Appui	-105,375	7,08	0,00
		Travée	48,444	3,17	0,00
7 ^{ème}	40x50	Appui	-102,618	6,89	0,00
		Travée	46,251	3,02	0,00
6 ^{ème}	40x50	Appui	-99,034	6,64	0,00
		Travée	43,949	2,87	0,00
5 ^{ème}	40x50	Appui	-94,064	6,29	0,00
		Travée	40,667	2,65	0,00
4 ^{ème}	40x50	Appui	-87,664	5,84	0,00
		Travée	37,169	2,42	0,00
3 ^{ème}	40x50	Appui	-79,706	5,29	0,00
		Travée	35,203	2,29	0,00
2 ^{ème}	40x50	Appui	-70,041	4,62	0,00
		Travée	34,116	2,21	0,00
C2	40x50	Appui	-59,571	3,91	0,00
		Travée	33,566	2,18	0,00
C1	40x50	Appui	-51,399	3,36	0,00
		Travée	34,108	2,21	0,00

c. Situation accidentelle : Combinaison 0,8 G±E.

Tableau. V.18. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
9 ^{ème}	40x50	Appui	-69,109	4,56	0,00
		Travée	30,98	2,01	0,00
8 ^{ème}	40x50	Appui	-72,274	4,78	0,00
		Travée	33,994	2,21	0,00
7 ^{ème}	40x50	Appui	-70,297	4,64	0,00
		Travée	32,447	2,1	0,00
6 ^{ème}	40x50	Appui	-67,746	4,47	0,00
		Travée	30,81	2	0,00
5 ^{ème}	40x50	Appui	-64,237	4,23	0,00
		Travée	28,498	1,84	0,00
4 ^{ème}	40x50	Appui	-59,74	3,92	0,00
		Travée	25,532	1,65	0,00
3 ^{ème}	40x50	Appui	-54,164	3,55	0,00
		Travée	23,298	1,5	0,00
2 ^{ème}	40x50	Appui	-47,409	3,1	0,00
		Travée	22,547	1,46	0,00
C2	40x50	Appui	-39,724	2,58	0,00
		Travée	22,05	1,42	0,00
C1	40x50	Appui	-34,023	2,21	0,00
		Travée	22,415	1,45	0,00

V.5.4.2. Sens non porteur :

a. Situation durable :

- **Combinaison 1.35G+1.5Q.**

Tableau .V.19. Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
9 ^{ème}	35 x 50	Travée	62,214	4,11	0,00
		Appui	-79,325	5,29	0,00
8 ^{ème}	35 x 50	Travée	71,49	4,75	0,00
		Appui	-87,396	5,86	0,00
7 ^{ème}	35 x 50	Travée	68,063	4,51	0,00
		Appui	-84,27	5,64	0,00
6 ^{ème}	35 x 50	Travée	64,472	4,26	0,00
		Appui	-80,295	5,36	0,00
5 ^{ème}	35 x 50	Travée	59,453	3,92	0,00
		Appui	-74,842	4,98	0,00
4 ^{ème}	35 x 50	Travée	53,022	3,48	0,00
		Appui	-67,843	4,5	0,00
3 ^{ème}	35 x 50	Travée	45,012	2,95	0,00
		Appui	-59,137	3,9	0,00
2 ^{ème}	35 x 50	Travée	35,232	2,29	0,00
		Appui	-48,535	3,18	0,00
C2	35 x 50	Travée	23,509	1,52	0,00
		Appui	-37,516	2,44	0,00
C1	35 x 50	Travée	12,207	0,78	0,00
		Appui	-22,179	1,43	0,00

b. Situation accidentelle :

- **Combinaison G+Q±E.**

Tableau. V.20. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
9 ^{ème}	35 x 50	Travée	45,474	2,88	0,00
		Appui	-58,102	3,7	0,00
8 ^{ème}	35 x 50	Travée	52,258	3,32	0,00
		Appui	-64,008	4,09	0,00
7 ^{ème}	35 x 50	Travée	49,744	3,15	0,00
		Appui	-61,714	3,94	0,00
6 ^{ème}	35 x 50	Travée	47,111	2,98	0,00
		Appui	-58,8	3,74	0,00
5 ^{ème}	35 x 50	Travée	43,435	2,74	0,00
		Appui	-54,805	3,48	0,00
4 ^{ème}	35 x 50	Travée	38,726	2,44	0,00
		Appui	-49,68	3,15	0,00
3 ^{ème}	35 x 50	Travée	32,863	2,06	0,00
		Appui	-43,306	2,74	0,00
2 ^{ème}	35 x 50	Travée	25,706	1,61	0,00
		Appui	-35,546	2,24	0,00
C2	35 x 50	Travée	17,13	1,1	0,00
		Appui	-27,641	1,79	0,00
C1	35 x 50	Travée	9,024	0,58	0,00
		Appui	-16,352	1,05	0,00

c. Situation accidentelle :

- **Combinaison 0.8G±E.**

Tableau V.21. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
9 ^{ème}	35 x 50	Travée	31,983	2,08	0,00
		Appui	-41,751	2,73	0,00
8 ^{ème}	35 x 50	Travée	36,78	2,4	0,00
		Appui	-45,952	3,01	0,00
7 ^{ème}	35 x 50	Travée	34,947	2,27	0,00
		Appui	-44,271	2,9	0,00
6 ^{ème}	35 x 50	Travée	33,039	2,15	0,00
		Appui	-42,158	2,75	0,00
5 ^{ème}	35 x 50	Travée	30,369	1,97	0,00
		Appui	-39,282	2,56	0,00
4 ^{ème}	35 x 50	Travée	27,025	1,75	0,00
		Appui	-35,607	2,32	0,00
3 ^{ème}	35 x 50	Travée	22,842	1,48	0,00
		Appui	-31,041	2,02	0,00
2 ^{ème}	35 x 50	Travée	17,748	1,14	0,00

		Appui	-26,483	1,72	0,00
C2	35 x 50	Travée	11,66	0,75	0,00
		Appui	-21,044	1,36	0,00
C1	35 x 50	Travée	7,086	0,45	0,00
		Appui	-12,527	0,81	0,00

V.5.4.3. Choix des armatures :

Remarque :

Plusieurs choix sur le ferrailage ont été faite, de telles manières à vérifier toutes les conditions

Afin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligés d'augmenter la section d'armature en appuis.

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1)- Sens porteur :

Tableau .V.22. Choix des armatures pour les poutres principal.

Niveau	Section	Position	As ^{max}	As ^{max}	As ^{min}	As ^{cal}	Choix	As ^{adp}
			Z.C	Z.R	RPA	(cm ²)		(cm ²)
9 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	3,95	4T16+2T12	10,31
		Appui				9,2	4T16+3T12	11 ,44
8 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	4,37	4T16+2T12	10,31
		Appui				9,92	4T16+3T12	11 ,44
7 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	4,17	4T16+2T12	10,31
		Appui				9,64	4T16+3T12	11 ,44
6 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	3,95	4T16+2T12	10,31
		Appui				9,28	4T16+3T12	11 ,44
5 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	3,65	4T16+2T12	10,31
		Appui				8,79	4T16+3T12	11 ,44
4 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	3,34	4T16+2T12	10,31
		Appui				8,15	4T16+3T12	11 ,44
3 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	3,16	4T16+2T12	10,31
		Appui				7,37	4T16+3T12	11 ,44
2 ^{ème}	40x50	Travée	80	120	10	3,07	4T16+2T12	10,31
		Appui				6,43	4T16+3T12	11 ,44
C2	40x50	Travée	80	120	10	3,02	4T16+2T12	10,31
		Appui				5,44	4T16+3T12	11 ,44
C1	40x50	Travée	80	120	10	3,07	4T16+2T12	10,31
		Appui				4,67	4T16+3T12	11 ,44

2)- Sens non porteur :

Tableau. V.23. Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	As ^{max}	As ^{max}	As ^{min}	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
			Z.C	Z.R	RPA			
9 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	4,11	3T20	9,43
		Appui				5,29	3T20+3T14	14,05
8 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	4,75	3T20	9,43
		Appui				5,86	3T20+3T14	14,05
7 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	4,51	3T20	9,43
		Appui				5,64	3T20+3T14	14,05
6 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	4,26	3T20	9,43
		Appui				5,36	3T20+3T14	14,05
5 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	3,92	3T20	9,43
		Appui				4,98	3T20+3T14	14,05
4 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	3,48	3T20	9,43
		Appui				4,5	3T20+3T14	14,05
3 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	2,95	3T20	9,43
		Appui				3,9	3T20+3T14	14,05
2 ^{ème}	35 x 50	Travée	70	105	8,75	2,29	3T20	9,43
		Appui				3,18	3T20+3T14	14,05
C2	35 x 50	Travée	70	105	8,75	1,52	3T20	9,43
		Appui				2,44	3T20+3T14	14,05
C1	35 x 50	Travée	70	105	8,75	0,78	3T20	9,43
		Appui				1,43	3T20+3T14	14,05

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec $f_{t28}=2,1MPa$; $f_e=400MPa$

Tableau .V.24. Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
40x50	11,44	2,44	Vérifiée
35x50	14,05	2,11	Vérifiée

V.5.5. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

V.5.5.1. Sens porteur :

Combinaison G+Q.

Tableau .V.25. Vérification des poutres principales à l'ELS.

Niveau	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	40x50	Travée	43,927	2,96	15	27,4	201,63	Vérifiée
		Appui	-98,431	6,63		61,4		
8 ^{ème}	40x50	Travée	48,444	3,26	15	30,2	201,63	Vérifiée
		Appui	-105,375	7,1		65,7		
7 ^{ème}	40x50	Travée	46,251	3,11	15	28,8	201,63	Vérifiée
		Appui	-102,618	6,91		64		
6 ^{ème}	40x50	Travée	43,949	2,96	15	27,4	201,63	Vérifiée
		Appui	-99,034	6,67		61,7		
5 ^{ème}	40x50	Travée	40,667	2,74	15	25,3	201,63	Vérifiée
		Appui	-94,064	6,33		58,6		
4 ^{ème}	40x50	Travée	37,169	2,5	15	23,2	201,63	Vérifiée
		Appui	-87,664	5,9		54,6		
3 ^{ème}	40x50	Travée	35,203	3,26	15	30,2	201,63	Vérifiée
		Appui	-79,706	5,37		49,7		
2 ^{ème}	40x50	Travée	34,116	2,3	15	21,3	201,63	Vérifiée
		Appui	-70,041	4,72		43,7		
C2	40x50	Travée	33,566	2,26	15	20,9	201,63	Vérifiée
		Appui	-59,571	4,01		42,8		
C1	40x50	Travée	34,108	2,3	15	21,3	201,63	Vérifiée
		Appui	-51,399	3,46		32		

V.5.5.2. Sens non porteur :

a) Combinaison G+Q.

Tableau. V.26. Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
9 ^{ème}	35 x 50	Travée	45,474	3,26	15	29,3	201,63	Vérifiée
		Appui	-58,102	4,17		37,4		
8 ^{ème}	35 x 50	Travée	52,258	3,75	15	33,6	201,63	Vérifiée
		Appui	-64,008	4,59		41,2		
7 ^{ème}	35 x 50	Travée	49,744	3,57	15	32	201,63	Vérifiée
		Appui	-61,714	4,43		39,7		
6 ^{ème}	35 x 50	Travée	47,111	3,38	15	30,3	201,63	Vérifiée
		Appui	-58,8	4,22		37,9		
5 ^{ème}	35 x 50	Travée	43,435	3,12	15	28	201,63	Vérifiée
		Appui	-54,805	3,93		35,3		
4 ^{ème}	35 x 50	Travée	38,726	2,78	15	24,9	201,63	Vérifiée
		Appui	-49,68	3,57		32		
3 ^{ème}	35 x 50	Travée	32,863	2,36	15	21,2	201,63	Vérifiée
		Appui	-43,306	3,11		27,9		
2 ^{ème}	35 x 50	Travée	25,706	1,85	15	16,5	201,63	Vérifiée
		Appui	-35,546	2,55		22,9		

C2	35 x 50	Travée	17,13	1,23	15	11	201,63	Vérifiée
		Appui	-27,641	1,98		17,8		
C1	35 x 50	Travée	9,024	0,65	15	5,81	201,63	Vérifiée
		Appui	-16,352	1,17		10,5		

V.5.6. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau. V.27. Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
9 ^{ème}	40x50	141,55	0,71	2,5	Vérifiée
	35 x 50	51,32	0,29	2,5	Vérifiée
8 ^{ème}	40x50	143,15	0,72	2,5	Vérifiée
	35 x 50	72,8	0,42	2,5	Vérifiée
7 ^{ème}	40x50	140,86	0,70	2,5	Vérifiée
	35 x 50	70,03	0,4	2,5	Vérifiée
6 ^{ème}	40x50	138,14	0,69	2,5	Vérifiée
	35 x 50	69,72	0,39	2,5	Vérifiée
5 ^{ème}	40x50	134,32	0,67	2,5	Vérifiée
	35 x 50	68,33	0,39	2,5	Vérifiée
4 ^{ème}	40x50	129,41	0,65	2,5	Vérifiée
	35 x 50	65,71	0,38	2,5	Vérifiée
3 ^{ème}	40x50	123,29	0,62	2,5	Vérifiée
	35 x 50	61,4	0,35	2,5	Vérifiée
2 ^{ème}	40x50	115,86	0,58	2,5	Vérifiée
	35 x 50	54,58	0,31	2,5	Vérifiée
C2	40x50	106,93	0,53	2,5	Vérifiée

	35 x 50	43,91	0,25	2,5	Vérifiée
C1	40x50	96,65	0,48	2,5	Vérifiée
	35 x 50	31,00	0,18	2,5	Vérifiée

a. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE40* ($f_e=400MPa$).

- Selon le **BAEL 91 modifié 99**:

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

- Selon le **RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2**:

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.28. Calcul des armatures transversales.

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Principal	143,15	0,72	40	9,6	25	15	25	3	4T8
Secondaire	72,8	0,42	40	9,6	25	15	25	2,63	4T8

V.5.7. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). **RPA99v2003** L_r: Longueur de recouvrement.

On a

- $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

V.5.8. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec :

$L = \max, (L_{gauche} ; L_{droite})$

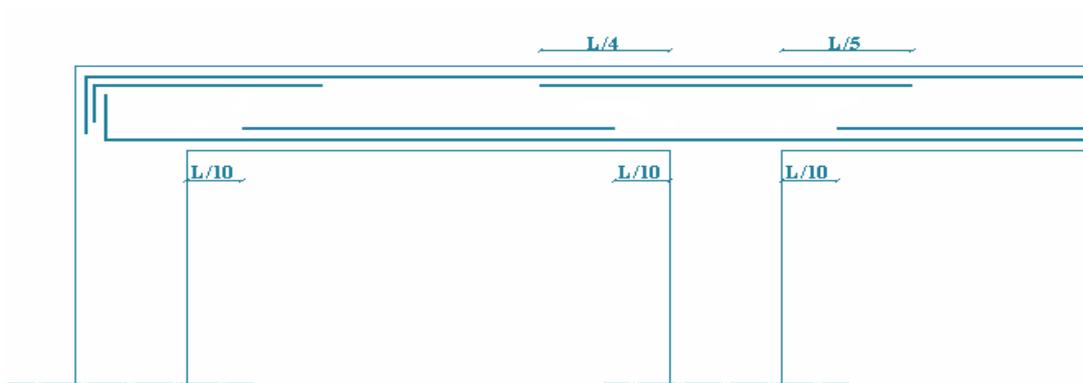


Figure V.3. Arrêt des barres

V.5.9. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2

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

Tel que : Poutre principale : $f_1 = \frac{L}{1000} + 0,5 = 0,51$ (L = 4.77m \varnothing 5m)

Poutre secondaire : $f_1 = \frac{L}{1000} + 0,5 = 0,51$ (L = 4.83m \varnothing 5m)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y₁ »:

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau .V.29. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Sens	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Porteuse	48,444	4,37	14,25	246,35	8,75	3,50	0,450	282907,82	63027,56	109866,92
Non porteuse	52,258	4,75	15,98	244,48	6,56	2,62	0,153	204303,34	11216,46	145841,36

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,60mm \quad (L = 5,95m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 3,69mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 2,09mm \langle \bar{f} = 5,00mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre secondaire):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,19mm \quad (L = 5,95m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 3,13mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 1,94mm \langle \bar{f} = 5,00mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau .V.30. Tableau Vérification de la flèche pour.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
40x50	3,36	1,67	1,69	5,00	Vérifié
35 x 50	3,01	1,16	1,85	5,00	Vérifié

V.5.10. Schémas de ferrailage des poutres :

1. Poutres porteuses :

- pour tout les étages :

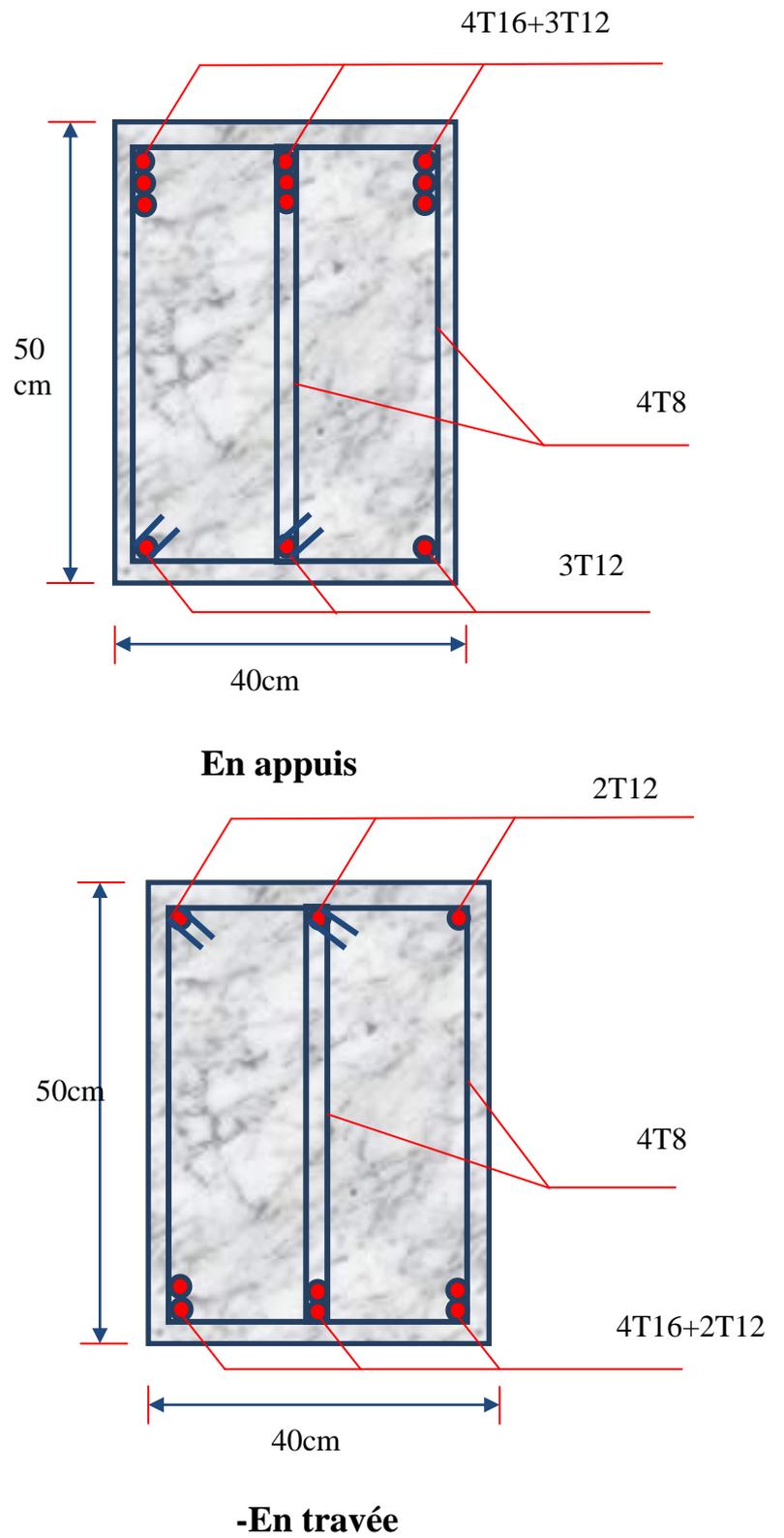
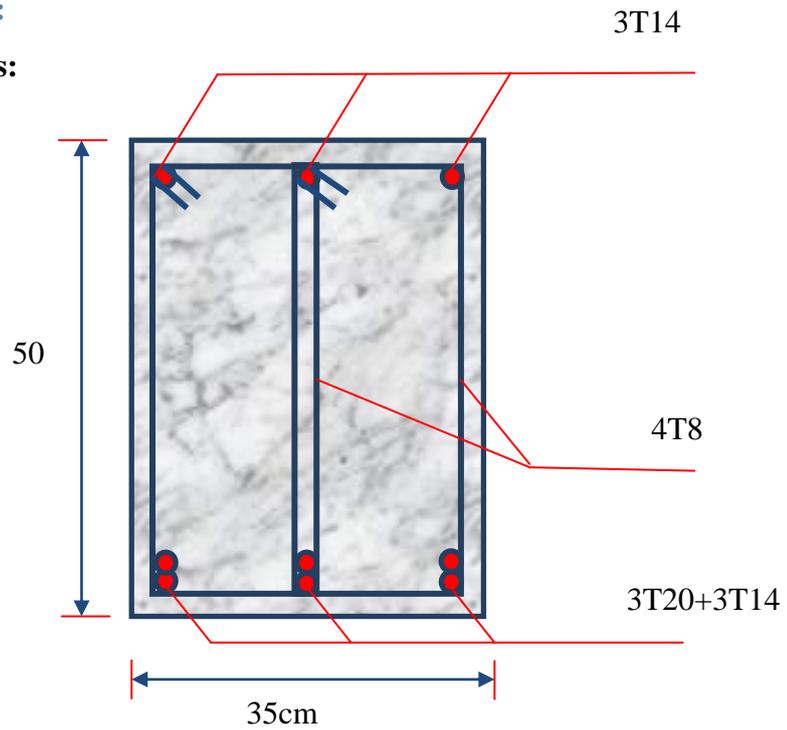


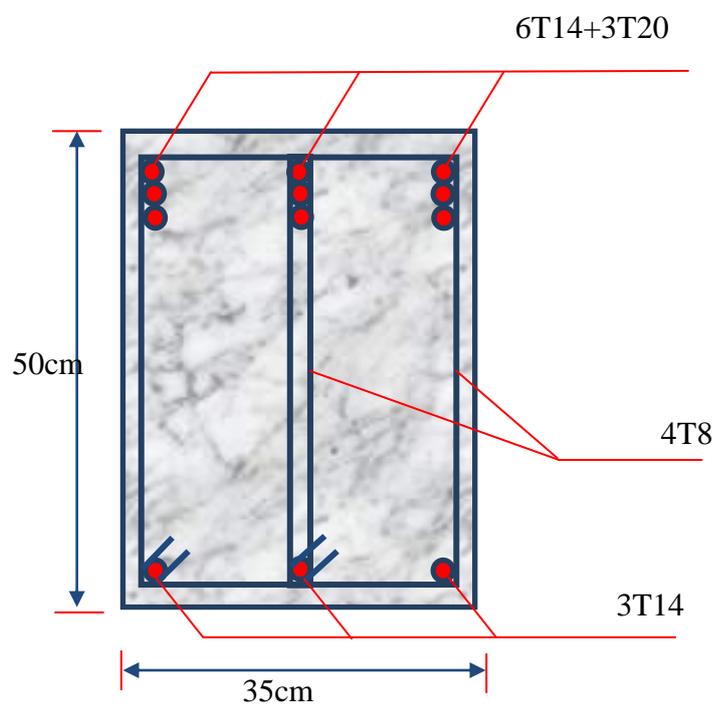
Figure. V.4. Schémas de ferrailage des poutres porteuses.

2. Poutres Non porteuses :

- pour tout les étages:



-En appuis



-En travée

Figure. V.5. Schémas de ferrailage des poutres Non porteuses.

V.6.Ferraillage des voiles :

V.6.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure V.6. Schéma de Voile simple.

Figure V.7. Schéma de Voile composé.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec $\frac{h}{l} > 1.5$

-Voiles courts avec $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

V.6.2. Recommandation du RPA99 :

V.6.2.1. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes.

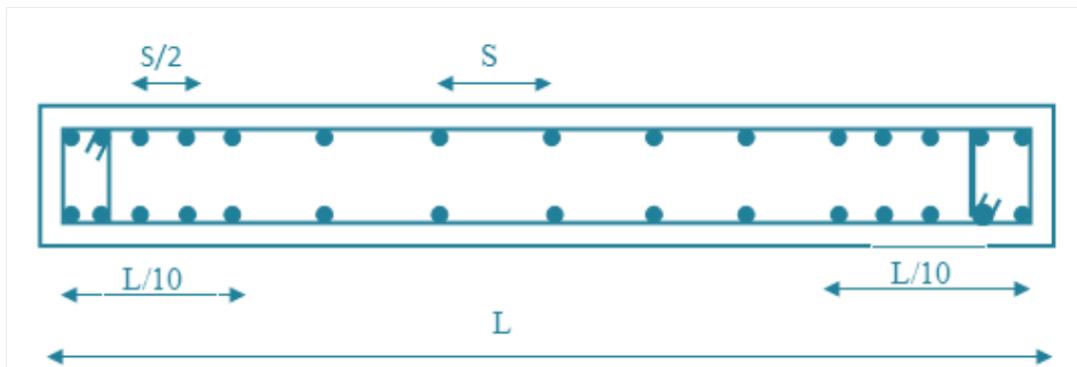


Figure V.8.Disposition des armatures verticales (vue en plan).

V.6.2.2. Armatures horizontales :

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Ø.

V.6.2.3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement.

Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m² au moins.

V.6.2.4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$$

V.6.2.5. Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$ en zone courante.

V.6.2.6. Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V.6.3. Ferrailage des voiles : (0,8G ± E)

V.6.3.1. Premier type : voile en L

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec: $A = 1,866 \text{ m}^2$

$V = 2,85 \text{ m}$

$V' = 1,98\text{m}$

$I = 1,55 \text{ m}^4$

$N = F_z = 1481,64 \text{ KN}$

$M = 32326,3 \text{ KN.m}$

$T = -2133,96\text{KN}$

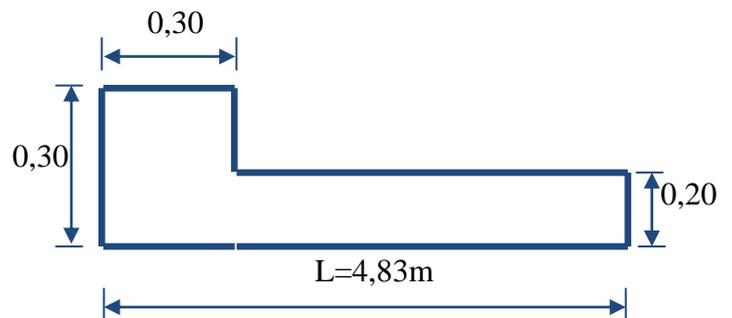


Figure. V.9. Vue en plan du voile plein en L .

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{1481,64}{1,866} + \frac{32326,3 \times 2,85}{1,55} \right] \times 10^{-3} = 60,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1481,64}{1,866} - \frac{32326,3 \times 2,85}{1,55} \right] \times 10^{-3} = -60,63 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent → donc la section est partiellement comprimée.

▪ Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)

$N = -1182,11\text{KN}$

$M = -6801,86\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1182,11}{1,866} + \frac{6801,86 \times 2,85}{1,55} \right] \times 10^{-3} = 13,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1182,11}{1,866} - \frac{6801,86 \times 2,85}{1,55} \right] \times 10^{-3} = -11,87 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = -11,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L$$

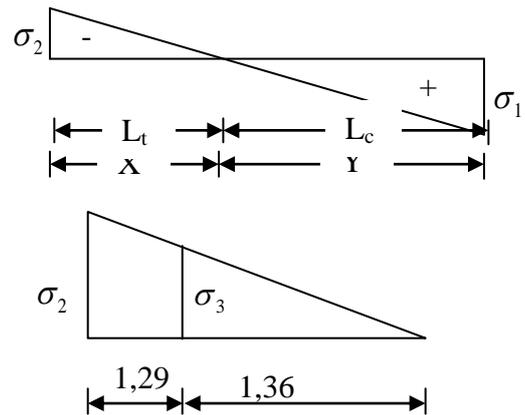
Avec (L=4.83m)
 $L_t = 242.29 \text{ cm}$

$$L_c = L - L_t$$

$$L_c = 240.71 \text{ cm}$$

L_t : la longueur de la zone tendue.

L_c : la longueur de la zone comprimée.



▪ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{-11.87 \times (2.42 - 0.30)}{2.42} = -9.52 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_t = \left(\frac{\sigma_3 + \sigma_2}{2} \right) b \cdot h = \frac{9.52 \times 11.87}{2} \cdot 0,30 \cdot 0,30 \cdot 10^3 = 5085.108 \text{ KN}$$

$$F = A_s \times f_e$$

$$A_s = \frac{F}{f_e}$$

$$A_{v1} = \frac{5085.108}{400} = 12.71 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 9.52 \times 2.12 \times 0.20 \times 10^3 = 2018.24 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{2018.24}{400} = 5.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 12.71 + 5.05$$

$$A_t = 17.76 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj} :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \times 2133,96}{4000} \times \frac{242,29}{483} = 4,12 \text{ cm}^2$$

V : Effort tranchant

$$V = -2133,96 \text{ KN}$$

$$A_{\text{Total}} = A_t + A_{vj} = 17.76 + 4.12 = 21.88 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{\text{Total}} = 21.88 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 0.2\% \times 0.20 \times 2.42 \times 10^4 = 9.68 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

▪ **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9 \cdot L} = \frac{1.4 \times 2133,96}{20 \times 0.9 \times 483} = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2:**

$$A_h \geq 0.25\% \cdot e \cdot 1 \text{ m} = 0.25\% \cdot 20 \cdot 100 = 5$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(5T10) = 3,93 \text{ cm}^2 \quad S_h = 20 \text{ cm}$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 22,5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

Choix d'armature :

♦ **le poteau :** on prend $A_p = 12T16 = 24,14 \text{ cm}^2$.

♦ **la zone voile :**
$$\begin{cases} A_{v_{\text{poteau}}} = 2(6T10) = 9,43 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \\ A_{v_{\text{extrimité}}} = 2(6T10) = 9,43 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm.}) \end{cases}$$

♦ **La zone courante :** $A_c = 2(9T10) = 14,14 \text{ cm}^2$. $S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

Armatures courantes

• $A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 7,15 \text{ cm}^2$

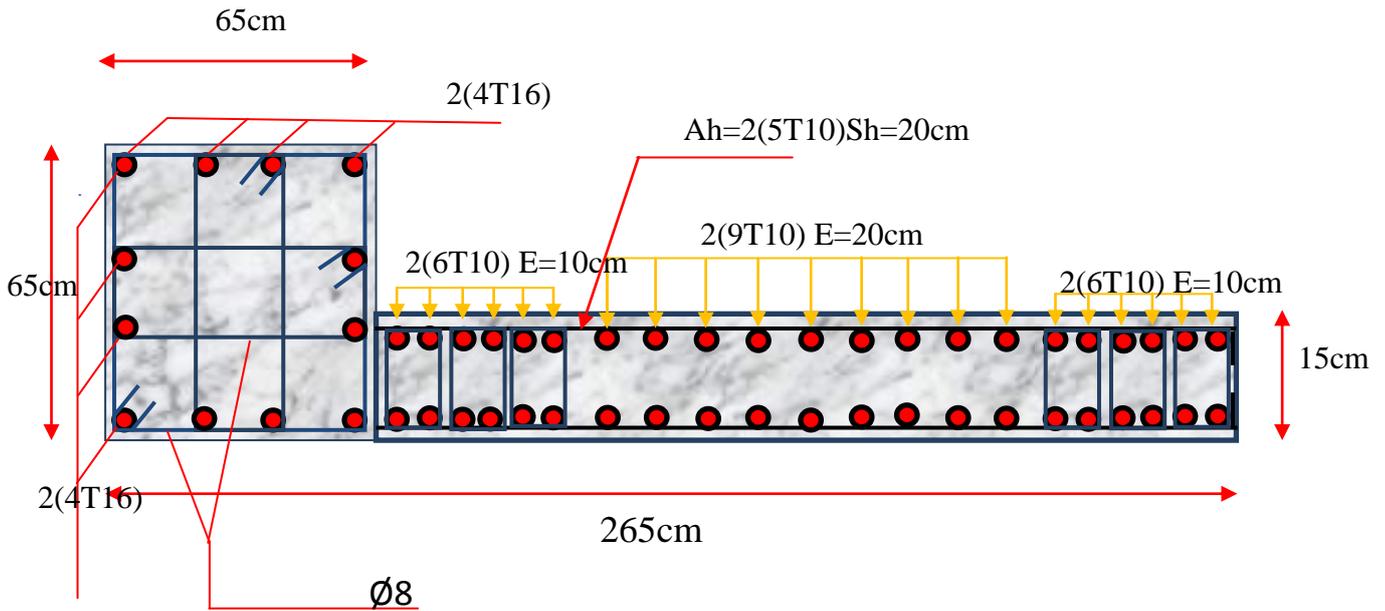


Figure .V.10. Schéma de ferrailage de voile en L.

V.6.3.2. Deuxième Type : Voile pleine en I : (G+Q±E)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots \dots \dots w = \frac{I}{V}$$

Avec: A =9660 cm²
V =241.5 cm
V'=241.5 cm
I=18.7798.10⁷ cm⁴
w =777631.47 cm³
N = 22692 Kg
M =15166506 Kg.cm

$$\sigma_1 = \left[\frac{22692}{9660} + \frac{15166506}{777631.47} \right] = 21,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{22692}{9660} - \frac{15166506}{777631.47} \right] = -17,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_1 = 21,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifier.

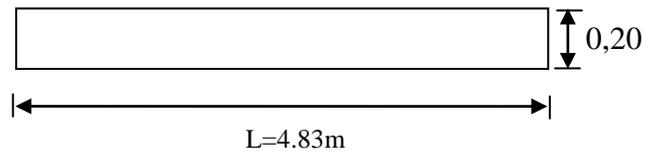


Figure V.11. Vue en plan du voile plein en

$\sigma_2 = -17,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ Kg/cm}^2$condition vérifier.

Calcul des contraintes:

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

N = 32161.5 Kg

M = 14739939 Kg.cm

$$\sigma_1 = \left[\frac{32161.5}{9660} + \frac{14739939}{777631.47} \right] = 22,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{32161.5}{9660} - \frac{14739939}{777631.47} \right] = -15,63 \text{ Kg/cm}^2$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée(SPC).

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L$$

Avec (L=4.83m)

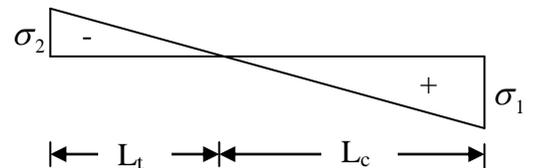
$L_t = 199.14 \text{ cm}$

$L_c = L - L_t$

$L_c = 283.86 \text{ cm}$

L_t: la longueur de la zone tendue.

L_c: la longueur de la zone comprimée.



1.1.Détermination des armatures verticales :

La force de traction résultante :

$$F = \frac{1}{2} \sigma_2 \times e \times L_t = \frac{1}{2} \times 15.63 \times 20 \times 199.14$$

$F = 311.26 \text{ Kg}$

1.2.Calcul la Section d'armature

$$F = A_s \times f_e$$

$$A_s = \frac{F}{f_e}$$

$$A_s = \frac{311.26 \times 10}{400} = 7.78 \text{ cm}^2$$

1.3.Calcul d'Avj : On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \times 17305,7}{4000} \times \frac{199,14}{483} = 2,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature :**

$$A_{\text{Total}} = A_s + A_{vj} = 7,78 + 2,75 = 10,53 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{\text{Total}} = 10,53 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,15\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 0,15\% \times 20 \times 199,14 = 5,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Espacement :**

D'après RPA 99 modifié 2003 :

$$S_T \leq \min(1,5 \cdot a = 30\text{cm} ; 30\text{cm})$$

On prend : $S_T = 15\text{cm}$

1.4. Détermination des armatures horizontales :

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1,4V}{a \cdot 0,9 \cdot L} = \frac{1,4 \times 17305,7}{20 \times 0,9 \times 483} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 2,79 < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$A_h \geq 0,25\% \cdot e \cdot 1\text{m} = 0,25\% \cdot 20 \cdot 100 = 5$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(5T8) = 5,02 \text{ cm}^2 \quad S_h = 20\text{cm}$$

N.B : Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur L_t .

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot e \cdot ABS(L_f - L_c) = 0,2\% \times 15 \times ABS(136,88 - 163,12) = 0,79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\text{On prend : } A_c = 1(2T14) = 3,08 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature :**

- **La zone tendue :** $A_s = 2(10T14) = 30,08 \text{ cm}^2$

- **La zone courante :** $A_c = 1(2T14) = 3,08 \text{ cm}^2$. $S_c = 15 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression.

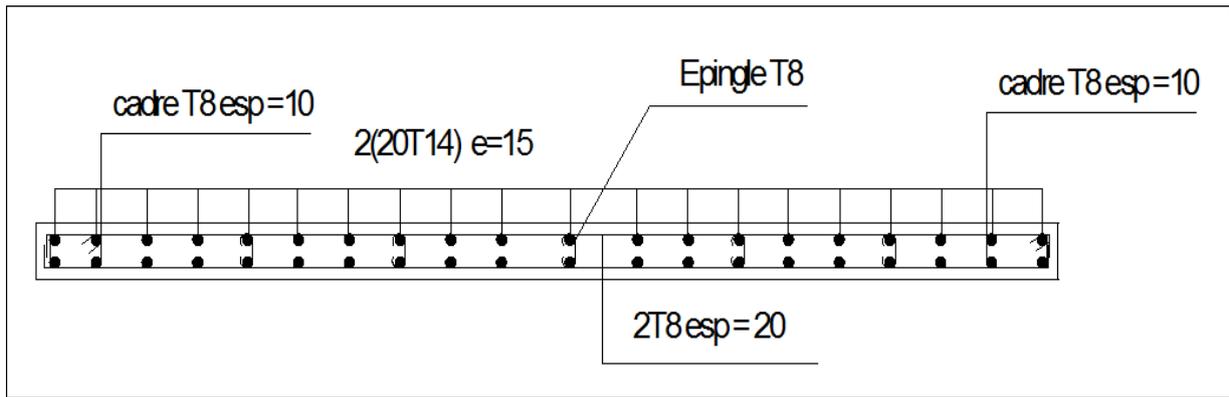


Figure V.12. Coupe transversale à la base du voile en I montrant la disposition des armatures verticales et transversales.

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

V. 7. Caractéristiques et ferrailage des voiles :

V.7.1. Voile longitudinal : (xx).

a). Caractéristiques et efforts :

Tableau .V.31. Caractéristique des voiles et calcul des contraintes.

Voile d'axe		L (m)	V1 (m)	V2 (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (m ⁴)	σ_1 MPA	σ_2 MPA	X (m)
VL1	RDC,1	2,5	1,25	1,25	3171,23	4964,399	590,12	1,25	0,651	12,07	-7,00	0,92
	Etages 2,3,4,5,6,7	2,4	1,20	1,20	1074,74	1773,733	384,11	0,96	0,4608	5,74	-3,50	0,91
	Etages 8,9	2,35	1,18	1,18	807,29	936,313	264,28	0,822	0,3785	3,90	-1,94	0,78
VL2	RDC ,1	3,5	1,75	1,75	3528,24	3686,882	393,27	1	0,9956	10,01	-2,95	0,80
	Etages 2,3,4,5,6,7	3,4	1,70	1,70	2059,75	2547,17	205,96	0,84	1,0172	6,71	-1,80	0,72
	Etages 8,9	3,35	1,67	1,67	489,02	931,861	393,27	0,775	0,8639	2,43	-1,17	1,09
VL3	RDC,1	6,5	3,25	3,25	1232,75	3952,177	137,33	1,6	7,2833	2,53	-0,99	1,83
	Etages 2,3,4,5,6,7	6,4	3,12	3,12	383,75	1496,56	555,214	1,48	6,162	1,02	-0,50	2,11
	Etages 8,9	6,35	3,18	3,18	300,8	794,89	533,192	1,735	5,2135	0,66	-0,31	2,04

b). Ferrailage :

Tableau. V.32.effort et sections d'armature dans les voiles pour R=3,5.

Voile d'axe		σ_1 MPa	σ_2 MPa	σ_3 MPa	X (m)	Y (m)	F2 (KN)	F1 (KN)	Fe (Mpa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
VL1	RDC.1	12,07	-7,00	-6,41	0,92	1,58	3489,72	1675,30	400	87,24	41,88	5,40
	Etages 2,3,4,5,6,7	5,74	-3,50	-3,27	0,91	1,49	541,73	541,73	400	47,04	13,54	3,79
	Etages 8,9	3,90	-1,94	-1,79	0,78	1,57	773,53	228,38	400	19,34	5,71	2,02
VL2	RDC.1	10,01	-2,95	-2,65	0,80	2,70	1185,27	700,91	400	29,63	17,52	2,15
	Etages 2,3,4,5,6,7	6,71	-1,80	-1,65	0,72	2,68	701,33	276,36	400	17,53	6,91	1,08
	Etages 8,9	2,43	-1,17	-1,11	1,09	2,26	675,99	139,49	400	16,90	3,49	2,92
VL3	RDC.1	2,53	-0,99	-0,95	1,83	4,67	964,11	242,47	400	24,11	6,06	0,87
	Etages 2,3,4,5,6,7	1,02	-0,50	-0,48	2,11	4,29	586,41	78,48	400	14,66	1,96	1,96
	Etages 8,9	0,66	-0,31	-0,30	2,04	4,31	353,97	37,60	400	8,85	0,94	0,94

Tableau. V.33.Choix d'armature des voiles du sens xx.

Voile de axe		Atot(cm ²)	Amin(cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature	
					Zone voile-poteaux	Zone courante
VL1	RDC ,1	60,53	5,00	A _p =4T25+8T20	A _{vp} =2(4T14) ES=10cm	2(5T14) ES=20cm
	Etages 2,3,4,5,6,7.	34,38	5,00	A _p =4T20+8T16	A _{vp} =2(5T12) ES=10cm	2(5T12) ES=20cm
	Etages 8,9	7,07	5,00	A _p =8T12	A _{vp} =2(4T10) ES=10cm	2(6T10) ES=20cm
VL2	RDC , 1	49,30	5,00	A _p =4T25+8T20	A _{vp} =2(3T14) ES=10cm	2(11T14) ES=20cm
	Etages 2,3,4,5,6,7.	24,53	5,00	A _p =4T16+8T14	A _{vp} =2(3T14) ES=10cm	2(11T12) ES=20cm
	Etages 8,9	3,31	5,00	A _p =8T14	A _{vp} =2(3T10) ES=10cm	2(10T10) ES=20cm
VL3	RDC ,1	41,04	5,00	A _p =4T16+8T14	A _{vp} =2(13T12) ES=10cm	2(20T14) ES=20cm
	Etages 2,3,4,5,6,7.	20,81	5,00	A _p =4T16+8T14	A _{vp} =2(16T10) ES=10cm	2(12T12) ES=20cm
	Etages 8,9	5,69	5,00	A _p =8T14	A _{vp} =2(13T10) ES=10cm	2(20T10) ES=20cm

V.7 .2. Sens transversal : (y-y)

Tableau .V.34. Caractéristique des voiles et calcul des contraintes.

Voile d'axe		L (m)	V1 (m)	V2 (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (m ⁴)	σ_1 MPA	σ_2 MPA	X (m)
VT1	RDC.1	2,5	1,25	1,25	2760,22	3150,55	194,76	1,25	0,65	8,26	-3,84	0,79
	Etages 2,3,4,5,6,7	2,4	1,20	1,20	1557,51	1672,48	166,56	0,96	0,46	5,98	-2,73	0,75
	Etages 8,9	2,35	1,18	1,18	433,18	610,93	103,88	0,82	0,38	2,43	-1,38	0,85
VT2	RDC.1	3,5	1,75	1,75	2672,04	4647,49	615,94	1,00	1,00	10,84	-5,50	1,18
	Etages 2,3,4,5,6,7	3,4	1,70	1,70	1634,50	3136,44	433,55	0,84	1,02	7,19	-3,30	1,07
	Etages 8,9	3,35	1,67	1,67	586,96	1085,26	252,46	0,78	0,86	2,86	-1,34	1,08
VT3	RDC.1	6,5	3,25	3,25	5627,03	12645,40	2099,59	1,60	7,28	9,16	-2,13	1,22
	Etages 2,3,4,5,6,7	6,4	3,12	3,12	2435,82	9103,00	1567,46	1,48	6,16	6,25	-2,96	2,06
	Etages 8,9	6,35	3,18	3,18	1368,96	1818,74	2168,43	1,74	5,21	1,90	-0,32	0,92

Tableau. V.35.effort et sections d'armature dans les voiles.

Voile d'axe		σ_1	σ_2	σ_3	X	Y (m)	F2 (KN)	F1 (KN)	Fe (Mpa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
VT1	RDC.1	1,25	0,65	-3,34	0,79	1,71	1432,00	908,96	0,79	35,80	22,72	1,40
	Etages 2,3,4,5,6,7	0,96	0,46	-2,42	0,75	1,65	999,64	417,50	0,75	24,99	10,44	1,18
	Etages 8,9	0,82	0,38	-1,29	0,85	1,50	653,58	163,31	0,85	16,34	4,08	0,92
VT2	RDC.1	1,00	1,00	-5,11	1,18	2,32	3372,63	1325,87	1,18	84,32	33,15	4,81
	Etages 2,3,4,5,6,7	0,84	1,02	-3,09	1,07	2,33	814,44	510,56	1,07	45,36	12,76	3,08
	Etages 8,9	0,78	0,86	-1,26	1,08	2,26	742,67	207,69	1,08	18,57	5,19	1,83
VT3	RDC.1	1,60	7,28	-2,00	1,22	5,28	1593,09	515,76	1,22	10,53	12,89	10,53
	Etages 2,3,4,5,6,7	1,48	6,16	-2,87	2,06	4,34	3370,66	466,33	2,06	11,47	11,66	11,47
	Etages 8,9	1,74	5,21	-0,31	0,92	5,48	224,71	38,35	0,92	10,04	5,62	10,04

Tableau .V.36. Choix d'armature des voiles pour R =3,5.

Voile de axe		Atot(cm ²)	Amin(cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature	
					Zone voile-poteaux	Zone courante
VT1	RDC- 1	49,63	5,00	A _p =4T25+8T20	A _{vp} =2(3T14) ES=10cm	2(6T10) ES=20cm
	Etages 2,3,4,5,6,7.	26,61	5,00	A _p =8T20	A _{vp} =2(4T14) ES=10cm	2(6T12) ES=20cm
	Etages 8,9	11,34	5,00	A _p =8T14	A _{vp} =2(5T10) ES=10cm	2(5T10) ES=20cm
VT2	RDC- 1	39,27	5,00	A _p =4T20+8T16	A _{vp} =2(6T12) ES=10cm	2(9T12) ES=20cm
	Etages 2,3,4,5,6,7.	31,21	5,00	A _p =8T20	A _{vp} =2(4T12) ES=10cm	2(9T12) ES=20cm
	Etages 8,9	25,59	5,00	A _p =8T20	A _{vp} =2(7T12) ES=10cm	2(9T12) ES=20cm
VT3	RDC- 1	43,25	5,00	A _p =4T20+4T16	A _{vp} =2(7T12) ES=10cm	2(24T10) ES=20cm
	Etages 2,3,4,5,6,7.	17,39	5,00	A _p =8T16	A _{vp} =2(16T10) ES=10cm	2(20T10) ES=20cm
	Etages 8,9	6,62	5,00	A _p =8T14	A _{vp} =2(5T10) ES=10cm	2(25T10) ES=20cm

a). Caractéristiques et efforts

VI.7.3. Caractéristiques et ferrailage du noyau :

a)-Caractéristiques et efforts :

Tableau V.37. Caractéristique du noyau et calcule des contraintes.

L (m)	A (m ²)	I m ⁴	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ ₃ (MPa)	X(m)
2,00	0,4	1,333	885,71	169,79	497,01	4,99	-0,56	-0,41	0,80

b)-Ferrailage :

Tableau V.38. Effort et sections d'armature du noyau.

X(m)	F1(KN)	F2(KN)	Av1(cm ²)	Av2(cm ²)	Avj(cm ²)	As(cm ²)
0,40	112,40	40,41	2,81	1,01	0,38	4,20

Tableau V.39. Choix d'armature du noyau.

As(cm ²)	Armature d'abouts	Zone courante	Armature transversale
4,20	4T12 E=10cm	8T10 E=15cm	5T8 E=20cm

chapitre VI

Détermination des

efforts verticaux

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles.).

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols relève de disciplines et de techniques qui ne peuvent être traitées dans le cadre des présentes régies.

Les questions abordées dans ce chapitre ne concernent que la détermination des dimensions des éléments de fondation en tant qu'éléments de béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes;
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction;
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars (cas d'absence des essais **RPA Article 3.3.3**)

Selon le RPA 99v2003 Article 10.1

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\mathbf{G+Q\pm E}$$

$$\mathbf{0,8G\pm E}$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

$$\mathbf{1.35G+1.5Q_B}$$

Q_B = la dégression des charges d'exploitation aux différents niveaux de bâtiments à étages.

VI.3. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.3.1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

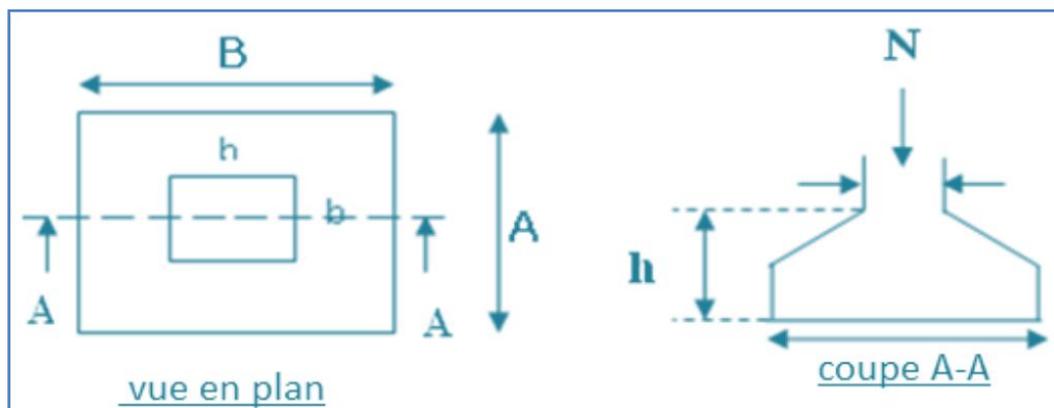


Figure VI .1.Schéma de Semelle isolée.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad \longrightarrow$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau

suisant :

Tableau VI.1. Sections des semelles isolées pour R=3,5.

Poteau	N (KN)	S (m ²)	A (m)	A choisie (m)
1	409.13	2.04	1.43	1.5
2	801.57	4.00	2.00	2.5
3	303.343	1.51	1.23	1.5
4	474.656	2.37	1.54	2.00
5	584.168	2.89	1,70	2,00
6	569.338	2.34	1.53	2,00
7	457.493	2.28	1,51	2,00
8	132.058	0.65	0.81	1.00
9	107.588	0.53	0.73	1.00
10	118.576	0.59	0.76	1.00

- Pour R= 3,5 : L min=3.03 < 3,50 donc il est impossible de réaliser des semelles isolées sous poteaux.
- Conclusion :

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles.

La conception de semelles isolé ne devient plus possible, le choix de la semelle filantes.

VI.3.2. Les semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

La surface totale des semelles est donné par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes (sens X-X) pour R=3,5.

File	Nu(KN)	L(m)	B(m)calculé	B (m) choisi	S(m ²)
1	3145,56	8.55	1,32	1,50	17,85
2	2292,06	8.55	0,96	1,00	11,90
3	4643,43	8.55	1,95	2,00	23,80
4	3111	20.45	0,57	1,00	11,90
5	9853,28	20.45	1,81	2,00	54,30
6	8905,51	20.45	1,64	2,00	54,30
7	7832,47	14.07	1,57	2,00	54,30

VI.3.2.1 Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

- Pour R=3,5 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Surface totale des semelles} = 241.53\text{m}^2 (S_s). \\ \text{Surface total du bâtiment} = 274.52\text{m}^2 (S_b). \end{array} \right.$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{241.53}{274.52} = 87.98\% \phi 50\% \dots\dots\dots\text{pour R= 3,5.}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée parla structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

Conclusion :

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.3.3. Radier général :

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulé directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction (Figure 6.6). La dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée (dalle mince et raidie par des nervures croisées de grande hauteur).

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

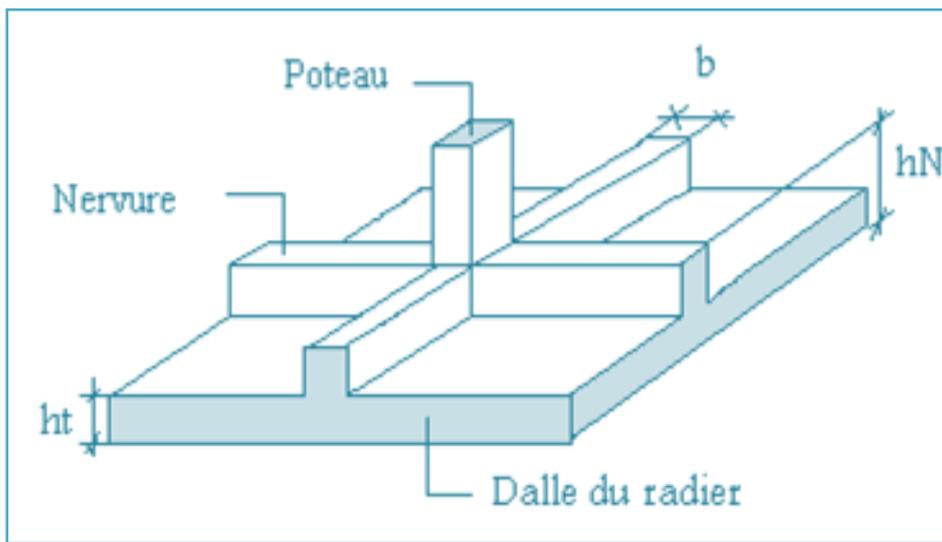


Figure.VI.2. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.3.1. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 51901.1487kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 259,50m^2 < S_b = 274.52 m^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment $259.50m^2$ donc on opte pour un débord 0,5m de chaque côté.

La surface totale du radier est **490.45 m²**

- Enclavage de semelle :

$$H_t = 30.54m$$

$$h_e \geq \frac{H_t}{10} = 3.054m \quad \text{on prend : } 3,10m$$

VI.3.3.2. Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire : $h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,18m \Rightarrow h_1 \geq 25,9cm$$

Alors

On prend : $h = 30cm$. pour l'épaisseur de la dalle

2. Nervure :

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5,18 m$

$$\Rightarrow 34.53cm < h_{n1} < 51.8cm \quad \text{On prend } h_{n1} = 40 cm$$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{b \cdot K}} = 3,85$$

D'où :

I : Inertie de la section transversale du radier $I = 0,0271m^4$.

E : Module d'élasticité du béton ($E = 3,216 \times 10^4 MPa$).

$b=1\text{m}$: Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K=0,5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=0,5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4 \text{ Kg/cm}^3$.

On aura :

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 60.34\text{cm}$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(40 ; 60.34) \text{ m}^2.$$

On prend : $h= 65\text{cm}$.

3. Largeur de la nervure :

b. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{518}{10} = 51.8\text{cm}$$

Donc

$b = 55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$h_n = 65\text{cm}$.

$b = 55\text{cm}$ dans les sens x-x.

$b = 55\text{cm}$ dans les sens y-y.

Résumé

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 60\text{cm} \\ b = 55\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 65\text{cm sens } (y-y) \end{array} \right.$

Tableau VI.3.Dimensionnement de radier pour les trois R.

R=3,5		
	Radier(cm)	Nervure (cm)
H	30	60
B	100	55

4. Caractéristiques géométriques du radier:

- **Position du centre de gravité:**

$$X_G=9.53m$$

$$Y_G=9.67m$$

- **Moments d'inertie:**

$$I_{xx}=2496.396m^4$$

$$I_{yy}=25710.73m^4$$

VI.3.3.3. Les vérifications nécessaires :

a). Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet des efforts horizontaux.

$$\text{Rapport } \frac{M_s}{M_R} \text{ doit être supérieur au coefficient de sécurité } 1.5 : \left(\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5 \right)$$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$\text{Avec : } M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h: profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont déterminés à laide de l'ETABS.

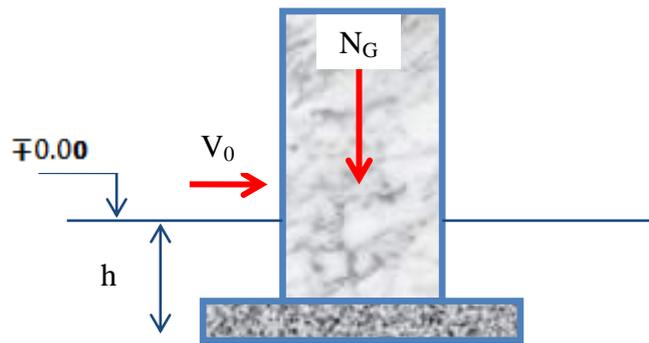


Figure VI.3.Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$$\Sigma M = 10342.58 \text{KN.m}; h = 3,50 \text{m.}$$

$$V_0 = 6017.30 \text{KN.}$$

Donc:

$$M_R = 10342.58 + 6017.30 \times 3,50 = 31403.13 \text{KN.m}$$

Calcul de Ms :

$$N = N_1 + N_2$$

Avec:

N_1 = poids propre de la superstructure

N_2 : Poids propre du radier.

$$\text{On a: } N_1 = 38003.009 \text{KN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 2286.49 \text{KN}$$

Donc:

$$N = 40289.46 \text{kN}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 383958.63 \text{kN}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12.22 \phi 1,5$$

Sens y-y:

$$\Sigma M_0 = 12584.195 \text{KN.m}$$

$$V_0 = 6006.24 \text{KN}$$

$$\text{Donc: } M_R = 33644.74 \text{KN.m}$$

$$M_s = N \cdot X_{YG} = 389599.07 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 11.57 \phi 1,5$$

Tableau VI.4. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement pour les trois R.

Sens	R	M(KN.m)	H(m)	V	N1	N2	Mr	MS	Ms/Mr	Obs
XX	3,5	10342.58	3,50	6017.30	38003.00	2286.49	31403.13	383958.63	12.22	C.V
YY	3,5	12584.19	3,50	6006.24	38003.00	2286.49	33644.74	389599.07	11.57	C.V

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

b) Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

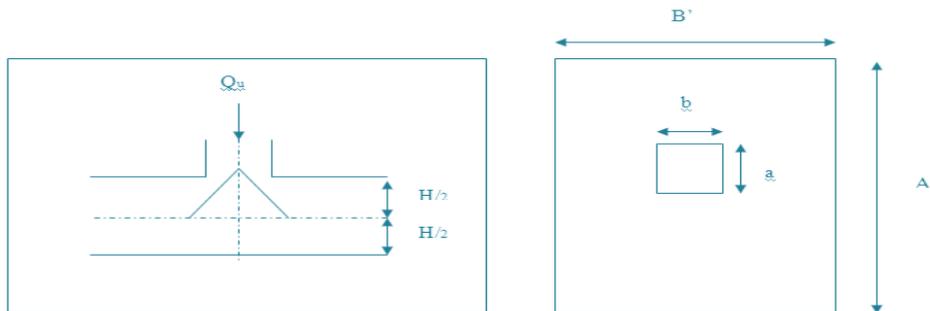


Figure.VI.4. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=1810.38N$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (45×45) cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 60] = 460 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 4600 \times 600 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 2070 \text{ kN.}$$

$N_u = 1810.38 \text{ kN} < Q_u = 2070 \text{ kN}$la condition est vérifiée

Tableau VI.5. Vérification au poinçonnement pour R=3.5.

R	U _c (cm)	h (cm)	f _{c28} (KN)	γ _b	Q _u (KN)	Nu(KN)	Obs
3,5	460	60	25	1,5	2070	1810.38	C.V

C) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : **Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 5,30m longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{51901.148}{274.526} \times \frac{4.88}{2} \times 1 = 461.29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{461.29}{600} = 0,76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Tableau VI.6. Vérification au cisaillement pour R=3.5.

R	Nu(KN)	Sr(m²)	L(m)	B (m)	d(m)	Vu (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Obs
3,5	51901.148	274.526	4.88	1,00	0.6	461.29	0,76	2,50	C.V

VI.3.3.4.CALCUL DES CONTRAINTES :

σ_{sol} = 2,00bars

Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38003.009}{274.52} = 0,138 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{pour R=3.5.}$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ₁ ; σ₂)

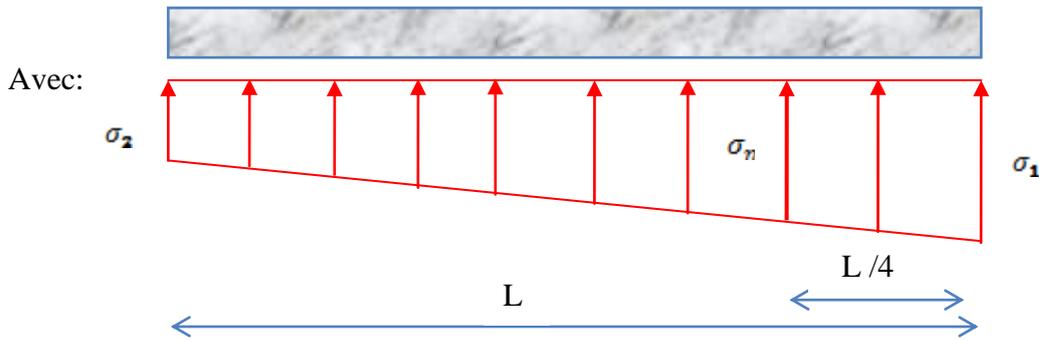


Figure VI.5.Contraintes sous radier.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ_1 : contrainte maximale du sol

σ_2 : contrainte minimale du sol

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : positif pour éviter des tractions sous le radier.352.1

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

$$ELU : N_u = 51901.148KN \quad M_u = 12584.195KN.m \quad \sigma_{sol} = 200KN/m^2$$

Tableau VI. 7.Contraintes sous le radier à l'ELU pour R=3,5.

	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma(L/4)$ KN/m ²
Sens x-x	189.06	108.95	169.03
Sens y-y	193.74	127.85	177.26
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \leq 1,33\sigma_{sol} = 266$

$$ELS : N_{ser} = 38003.00KN \quad M_{ser} = 9133.77 KN.m \quad \sigma_{sol} = 200KN/m^2$$

Tableau VI. 8. Contraintes sous le radier à l'ELS pour R=3,5.

	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma(L/4)$ KN/m ²
Sens x-x	143.43	95.36	131.41
Sens y-y	156.02	110.895	144.73
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \pi 1,33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

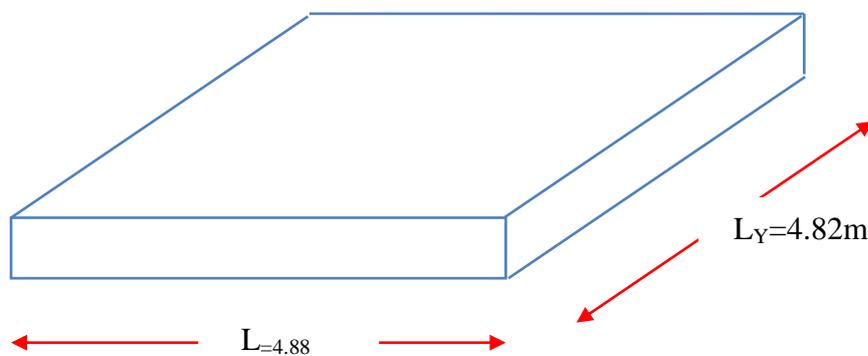


Figure VI.6. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.

1) Ferrailage de la dalle du radier :

Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,98 \leq 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• Panneau de rive

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui)}$$

• Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

- ELU :

$$q_u = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 149,3 \text{ KN/m}$$

- ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 132,07 \text{ KN/m}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU} : v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0368 \times 149,3 \times (4,82)^2 = 127,64 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1,00 \times 127,64 = 127,64 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 127,64 = 95,73 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 127,64 = 95,73 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 63,82 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 63,82 \text{KN.m}$$

ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0,0442 \times 147 \times (4,82)^2 = 150,95 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1,00 \times 150,95 = 150,95 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 150,95 = 122,97 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 150,95 = 122,97 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 81,98 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 81,98 \text{KN.m}$$

Tableau VI.9. Calcul des moments pour R=3,5.

	ELU	ELS
$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	95.73	122.97
$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	95.73	122.97
$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	63.82	81.98
$M_{ay} \text{ (KN.m)}$	63.82	81.98

- **Résultats de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau VI.7 (Annexe 1)

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$, $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

Tableau VI.10. Ferrailage de la dalle pour R=3,5.

	Sens	M_u (KN .m)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	95.73	10,01	5T16	10,06	20
	y-y	95.93	10,01	5T16	10,06	20
Appui	x-x	63.82	7,32	5T14	7,70	20
	y-y	63.82	7,32	5T14	7,70	20

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 \pi 10,06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée pour R=3,5.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes pour R=3,5.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MP)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	122.97	19.54	2496.396	10,53	15	74,27	201,632	Oui
	y-y	122.97	19.25	25710.734	10,53		74,27		Oui
Apuis	x-x	81.98	19.54	2496.396	10,53	15	74,27	201,632	Oui
	y-y	81.98	19.25	2496.396	10,53		74,27		Oui

2) Ferrailage des nervures :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire. **(BAEL91 modifier 99)**

Le moment est calculé par : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- **Calcul des armatures**

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=50\text{cm}$; $h=70\text{cm}$;
 $d=0,9h=63\text{cm}$;
 $L = 4.88\text{m}$; $q_u=149.3\text{KN/ml}$

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures pour R=3,5.

	P (KN)	M_u (KN.m)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	149.3	95.73	18.45	2T20+6T16	18.60
Appuis		63.82	10.20	4T16+2T14	11.20

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,80\text{cm}^2 \ll 18.60\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée pour R=3,5.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour R=3,5.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	122.97	9.25	11,68	15	176,10	201.63	Vérifié
	y-y	122.97	9.25	11,68	15	176,10	201.63	Vérifié
Appuis	x-x	81.98	6.52	9,84	15	137,23	201.63	Vérifié
	y-y	81.98	6.52	9,84	15	137,23	201,63	Vérifié

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Selon le **CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

On doit vérifier que : $\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{149.3 \times 4.88}{2} = 364.29\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{364.29 \times 10^3}{500 \times 675} = 1.16\text{MPa} \langle \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

4 Armatures transversales :

- CBA93 article A.5.1.2.2 :
- RPA99 version 2003 : Article 7.5.2.2

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,57\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{\text{max}} = 6,20\text{mm}$$

$f_e=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,16\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=50\text{cm}$; $d=67\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI.14. Espacement des armatures transversales pour R=3,5.

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit[cm]
Nervure Sens x-x	50 × 70	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	50 × 70	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15

Tableau VI.15. Choix des armatures transversales pour R= 3,5.

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	50×70	Courante	20	10	1,73	2,01	4T8
		Nodale	15		1,21	2,01	4T8
Nervure Sens y-y	50×70	Courante	20	10	1,73	2,01	4T8
		Nodale	15		1,21	2,01	4T8

5. Justification des armatures transversales pour les trois R.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right\} = 0,40\text{MPa}$$

- Pour $R=3,5$.

- Zone courante $0,80\text{MPa} > 0,40\text{MPa}$ Vérifié.
- Zone nodale $1,07\text{MPa} > 0,40\text{MPa}$ Vérifié.

VI.3.6. Ferrailage des nervures :

- pour $R=3,5$:

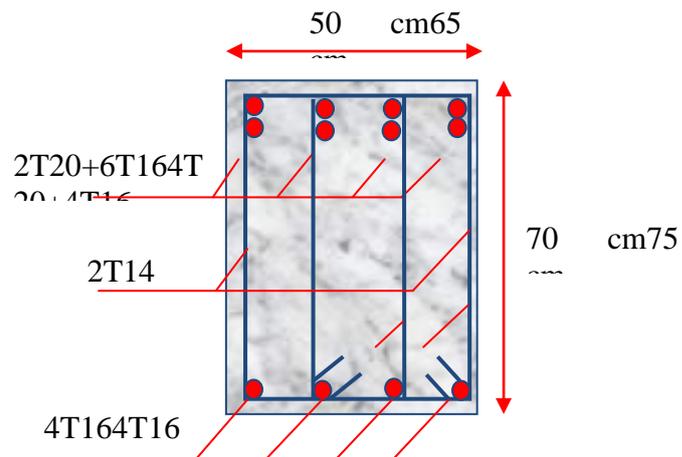


Figure VI.7. Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y.

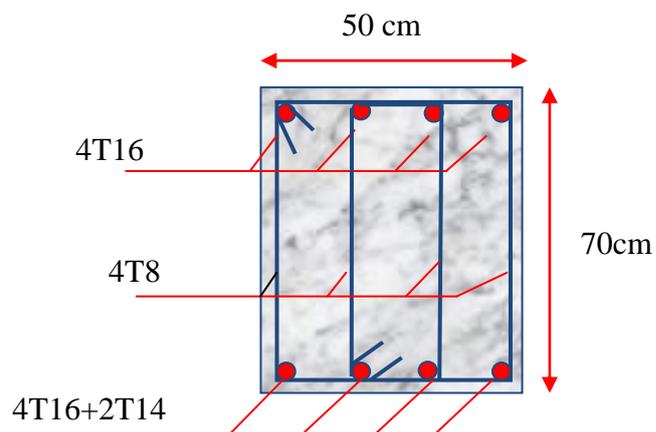


Figure VI.8. Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y.

5T16 avec $St=20\text{cm}$ sens xx et yy en travée

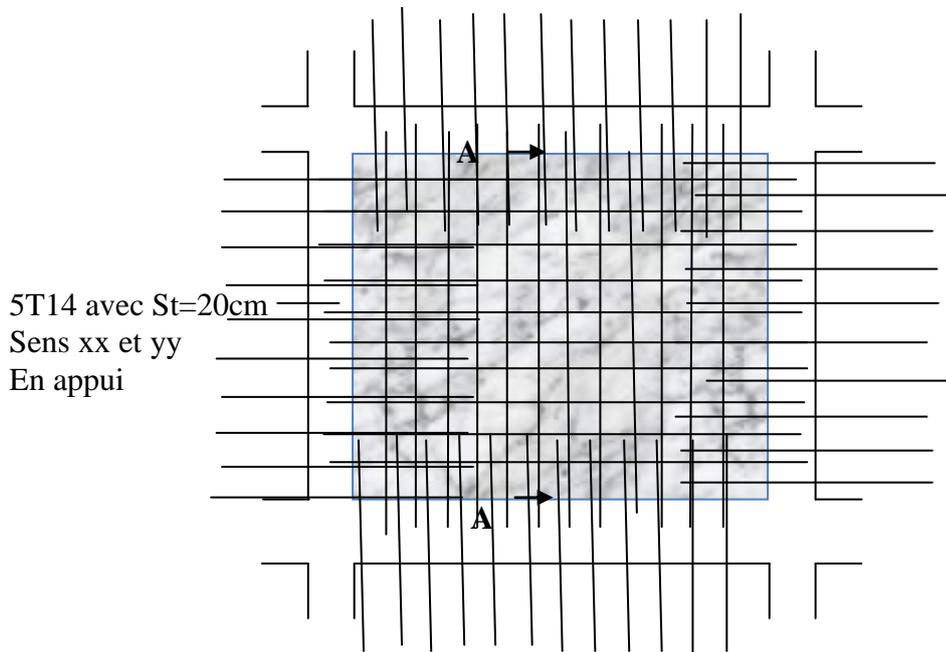


Figure VI.9. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y pour $R=3,5$.

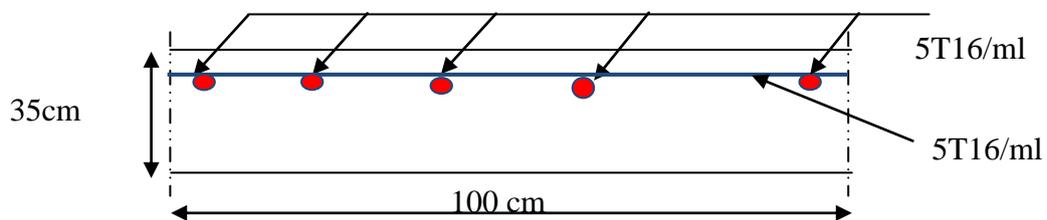


Figure VI.10. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y en travée pour $R=3,5$.

VI.4. Voiles périphériques pour les trois R :

Selon l'RPA 99, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de **15cm**.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / \text{ml} \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 20\text{ cm}$

▪ Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / \text{ml} \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 20\text{ cm}$

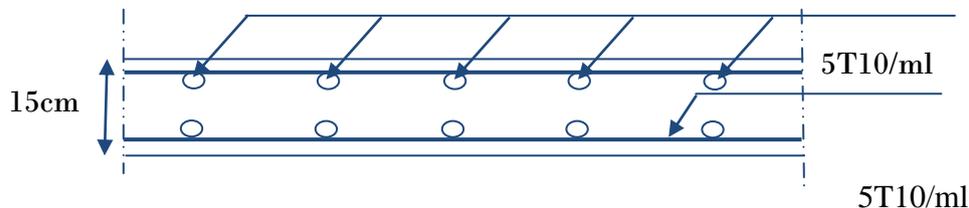


Figure VI.11. coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique pour $R=3.5$.

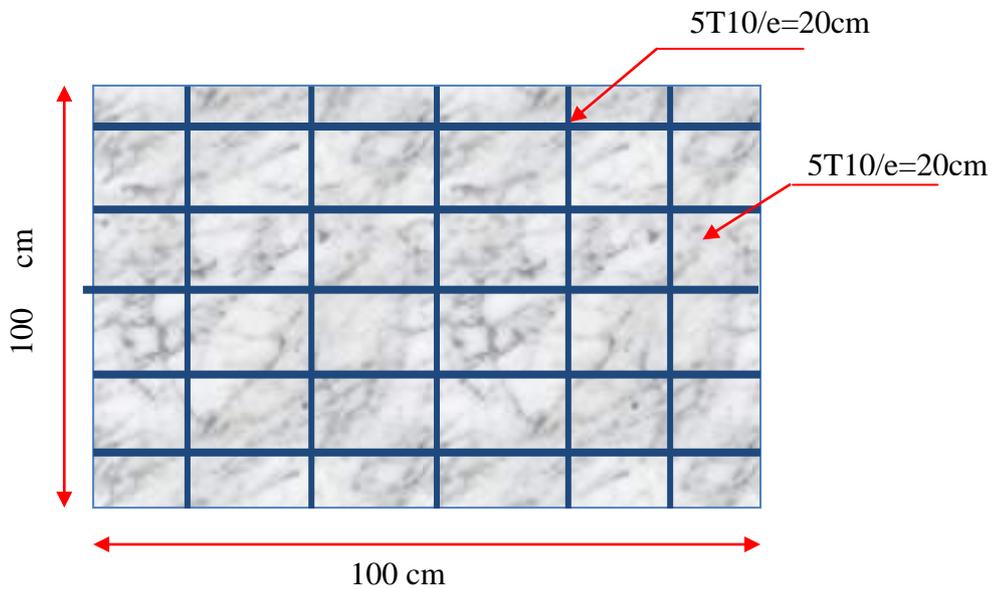


Figure VI.12.ferraillage du voile périphérique pour R=3.5.

VI.5. Calcul de longrine :..... (RPA99 article 10.1.1.1page 94)

Les points appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d appui dans le plan horizontal.

VI.5.1.Dimensionnement de longrine :

✓ Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrine de (25x30) cm²

On procède maintenant au calcul de la longrine suivant toujours le même article.

Les longrines doivent être calculés :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(pour une zone III et un site de catégories S3 on a $\alpha = 10$)

Nu = 2159,07 K.....pour R=3,5

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2159,07}{10} = 215,90 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

VI.5.2. Ferrailage de longrine :

✓ **État limite ultime de résistance**

La section d armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{2159,07}{347.8} = 8,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{pour R=3,5.}$$

✓ **condition de non fragilité**.....(B.A.BAEL91 modifié 99.page 118)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{100}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{30 \times 30}{100}; 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400}\right) = \max(0,9; 1,01) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2$$

✓ **condition exigée par RPA99 :** (RPA99 article 10.1.1.1page 94)

$$A_{\min} = 0.6 \times b \cdot h = \frac{0.6 \times 30 \times 30}{100} = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

✓ **État limite de Service :**

$N_s = 1567,20 \text{ KN}$ pour R=3,5.

$$F = \frac{1567,20}{10} = 156,72 \text{ KN}$$

✓ **État limite d'ouverture des fissures**.....(B.A.BAEL91 modifié 99.page 133)

D'après.....(B.A.BAEL91 modifié 99.page 131)

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min(266.67 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}))$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{156,20}{201,63} = 0,77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{pour R=3,5.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

✓ **Armatures transversales:**

On prend un diamètre de $\phi 8$ pour les cadre et les étriers

✓ **Espacement minimal :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_l)\text{cm} = \min(20 ; 18)\text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.5.3 Schéma de ferrailage pour les trois R:

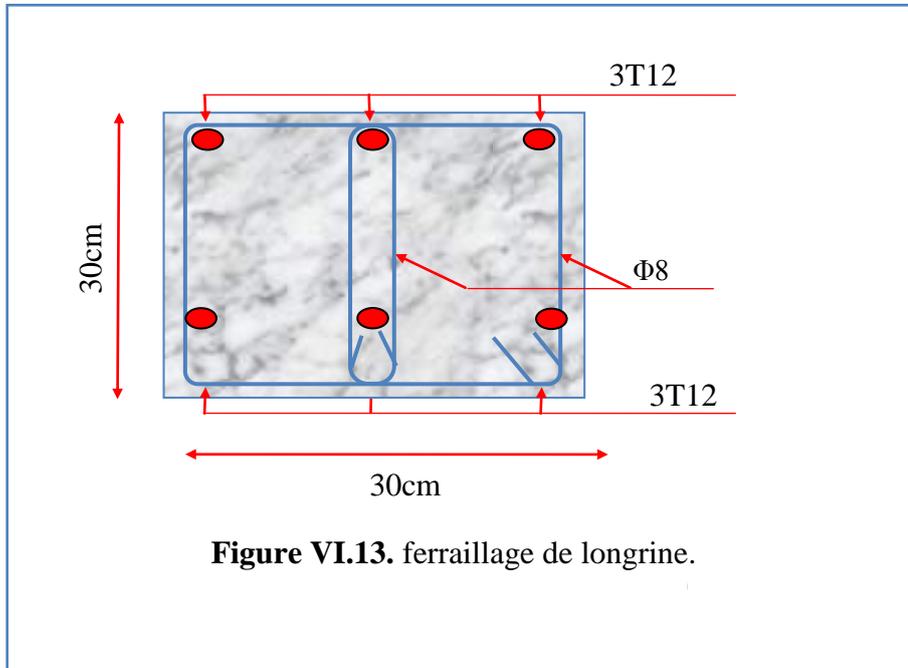


Figure VI.13. ferrailage de longrine.

Conclusion général

Afin de permettre à l'ingénieur concepteur de choisir le système de contreventement de son structure et à la lumière de cette étude on a fait une comparaison de trois coefficients de comportement d'une vision économique et technique. Les systèmes de contreventement sont : Le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ; le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles et le système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. Ces systèmes ont respectivement les coefficients de comportement $R=3.5$.

- **Système voiles porteurs $R=3,5$:**

La réduction des sections du béton et de ferrailage des poteaux et des de fondations (radier ainsi que des nervures) en revanche l'augmentation le nombre et les sections des voiles par rapport aux autres systèmes de contreventement $R=5$ et $R=4$ et cela pour assurer les conditions à vérifier du ce système.

Ce système exige que les voile support plus que 20% des charge gravitaire ainsi que et 100% des charge horizontale, donc les charges verticales gravitaires et sismiques sont importantes sur les voiles et peuvent causées leurs instabilités à long terme (l'allongement des aciers et écrasement de béton à la base) et donc une mauvaise utilisation de la ductilité.

RÉFÉRENCE

- **BAEL 91 révisé 99**, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révision 99. [1]
- **CBA 91**. [2]
- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99** modifié **2003**. [3]

- Mémoire publiques.

- Cours d'ouvrages en béton armé .institut de la science et de technologie (Université de Khemis Miliana 2013/2014).

- Mémoire de fin d'études (D.E.U.A et ingénieurs).