REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE «Dr. YAHIA FARES» MEDEA



FACULTE DES SCIENCES ET LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE DE LA MATIERE
FILIERE DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : CONSTRUCTION

Etude D'un Bâtiment à Usage D'habitation

En Sous Sol+RDC+5 (RDC : Commerce)

Réalisé par :

Mr. BELMOKHTARE ABD LAZIZ

Mr.BOUZID AISSA

Dirigé par :

M^ME^.HARNOUNE

PROMOTION 2015

Remerciements

Tout la gratitude et le merci au dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promotrice Mem . HERNOUN qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, Pour sa Compréhension, sa patience, sa compétence, et ses remarques qui nous ont été précieuses.
Merci madame.

Tenons à remercier également Mr SAFIDDINE Salim et Mr OULD TURKI Benaissa, et pour leur disponibilité et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi vivement notre amés de promotion, pour leur soutien, leurs encouragements leurs conseils et leurs remarques qui nous ont orienté

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

On leur dit merci de tout notre cœur

AISSA et AZIZ

DEDICACE

Je dédié ce modeste travail :

- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination*

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents Que dieu vous protège*

- *A mes très chères frères et mes sœures :*
  OUALID ,RADHI ,ABIR ,et speciallement
  mon petit frere MARIYA
- *A toute la famille (BOUZID ET BOUCHRIT)*
  Sans exception.
- *A mon binôme mansour et sa famille (BELLMOKHTAR).*
- *A tous mes amis ,HAMZA ;SADAK, ALI,SOUFIANE .MUSTAPHA*
- *A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.*

- *A mes amies et surtouts de la promotion structures-2015*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Merci.

Bouzid aissa

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par ma très cher mère qui m'a toujours tout donné que dieu la protège et la garde en bonne santé.

Je dédie aussi à :

- *Mes très chers frères.*
- *Mes très chères sœurs.*
- *A mon binôme et te sa famille (bouzid).*
- *A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit*
- *A mes amies et surtouts de la promotion Gini civil-2013*
- *A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière,*

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

Merci.

Bellmokhtar abd aziz

ملخص :

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرض+طابق أرض+ خمسة طوابق) والمقرر بنائها في ولاية المدية(بني سليمان) المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا2أ.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 Version17» .

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

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (Sous sol+RDC + 5 étages) en béton armé à usage d'habitation dans la willaya de MEDEA(BNISLIAN), cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone de forte sismicité IIa

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur: **RPA99 (version 2003)** et **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 17»**.

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

Abstract:

This project involves study a block contain (under ground+ground+5 stories) reinforced in MEDEA(BNISLIMAN) , the region is classified as a fort seismicity area IIa.

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 17»**.

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

Liste des figures

Figure I.2.Diagramme contrainte-déformation à l'ELU…….…..07
Figure I.3.Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS…….. 08
Figure 1.4.Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l' ELU…… 09
Figure. II.2.Dimensions du corps creux……..……. 20
Figure. II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)…… 21
Figura II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)…… …….. 22
Figura II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)…… 22
Figure. II.8.Composants d'un balcon de l'étage…….. 25
Figure. II.9.Dimensionnement de la poutre…….…26
Figure.III.1.L'acrotère…….…...39
Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère……..……..…46
Figure.III.3.Disposition des armatures de la table de compression…..……..…..48
Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle…….…..…49
Figure.III.5. Choix de disposition des étaiements……...……..…..50
Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu……..…50
Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,366 m…….……..….51
Figure.III.10.Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire……..…..53
Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU…….…..56
Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……...57
Figure.III.13.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU…….…….57
Figure.III.14.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'Els……58
Figure.III.15. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……..59
Figure.III.16. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS…….……..59
Figure. III.17.Section de béton des poutrelles……..……60
Figure.III.18.Ferraillage des poutrelles…….…65
Figure.III.19.Les types des dalles……..66
Figure.III.20. Les types de ruptures de dalle……..…….…..68
Figure.III.21.Représentation d'un escalier…….……..……72
Figure.III.22.Vue en trévère et en plan de l'escalier……73
Figure.III.23. Dimensions de l'escalier……..73
Figure.III.24. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U……..……..76
Figure.III.25. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S……78
Figure.III.26. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l' E.L.U…….81
Figure.III.27.Ferraillage de la poutre palière……..……..85
Figure IV.1 bâtiment en 3D……..89
Figure IV.2 Les 1 er disposition des voiles en 3D ……..……89

Liste des figures

Figure IV.4 : spectre de réponse suivent x ……94
Figure IV.3 : spectre de réponse suivent ……94
Figure IV.5 : premier mode……95
Figure IV.6 : deuxième mode……..95
Figure IV.7 : troisième mode……..……..95
Figure. IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X est y….101
Figure IV.9: Moment de stabilité……..…..102
Figure V. 1. Combinaison ……..……..107
Figure V. 2. Combinaison ……108
Figure V.3. Combinaison ……..…109
Figure V.4.combinaison……..110
Figure V.5. Ferraillage de poutre principale…….……...…….….114
Figure V.6.combinaison…….....115
Figure V.7. Combinaison…….……...……115
Figure V.8. Combinaison ……..…….……....116
Figure V.9.combinaison ……117
Figure V.10. Ferraillage de poutre secondaire ……..……120
Figure .V.11. Zone nodale…….……...122
Figure V.12. Ferraillage de poteaux de section 45 x45.40 x40.35 x35……126
Figure. V.13. Diagramme des contraintes (SPC)……127
Figure. V.14. Diagramme des contraintes (SET)…….…..….127
Figure. V.15. Diagramme des contraintes (SEC)……..….……128
Figure. V.16. Les armatures transversales et les épingles…….…….…….....132
Figure. V.17. La zone de recouvrement des voiles…….…….……132
Figure. V.18. Disposition des armatures dans le voile 15x80cm^2…….....…135
Figure. V.19. Disposition des armatures dans le voile 15x315cm^2…….....…...135
Figure. V.20. Disposition des armatures dans le voile 15x200cm^2……..…135
Figure. V.21. Disposition des armatures dans le voile 15x495cm^2…..……..…136
Figure. V.17. Disposition des armatures dans le voile 15x315cm^2…..……136
Figure : VI -1 Représentation initiale des semelles……..….139
Figure VI. 2. représentation des semelles isolées sous poteaux carrés…….…140
Figure VI.3 : représentation la disposition des semelles filantes……..141
Figure VI.4.Schéma d'une semelle filante sous voile……142
Figure: *VI* .5: Schémas d'une semelle filante sous poteaux……..146
Figure VI .6 : ferraillage de la poutre de libage……..……...149
Figure VI -6 . le chargement qui vient au mur de soutènement…….…….……50
Figure VI -7 : représentation de mus de soutènement…….....….152
Figure VI -8 : ferraillage de longrine…….…155

LISTE DES SYMBOLES

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : Moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

I.1.Introduction:

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

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui nous a été confie par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme,

«B.E.T. ANFAL consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un ouvrage en béton armé comportant six (05) niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous sol avec terrasse inaccessible le Rez-de chaussé a usage commercial et les 5 niveaux à usage d'habitation et le (SS) utiliser comme un magazine de stockage (cave).

Situation : L'ouvrage en question sera implanté à «BENI SLIMANE» WILAYA de MEDEA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone II a).

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

Notre objectif consiste à faire la conception et le calcul des éléments résistants et Secondaires de la structure et de l'infrastructure.

En effet pour bien concevoir notre structure nous sommes basés sur les critères suivants :

- Respecter les plans architecturaux pour conserver l'aspect architectural et esthétique du bâtiment.
- Assurer la stabilité et la rigidité adéquate de la structure.
- Assurer une bonne fonctionnalité du bâtiment.
- Optimiser les couts de construction

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

– longueur totale de bâtiment : 24.75.

– largeur totale du bâtiment : 19.75m

} De forme régulière

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

– Hauteur des étages : 3.10 m

– Hauteur de rez-de-chaussée :3.50 m

– Hauteur de sous sol 2.8 m

– Hauteur totale du bâtiment : 19 m

I.2.3. Le système structural :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003(Art 3.5.1a) il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système mixte on contreventé par des voiles.

I.2.4. Les plancher :

Les planchers sont les éléments sensés recevoir, répartir et transmettre les charges qui leur sont appliquées.

Assurer l'isolation thermique et phonique entre les étages

Dans notre cas on aura deux types de planchers :

- Planchers en corps creux.

- Planchers en dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie est le plus souvent réalisée en brique creuse à 8 tous et de 10 cm d'épaisseur .Notre construction comporte deux types de murs :

- Murs extérieurs : en double cloison séparées par une lame d'air de 5 cm.

- Murs intérieurs : cloison de séparation.

I.2.6. Le revêtement :

- Du carrelage pour le sol.

- De la céramique pour les salles d'eau.

- Mortier de ciment pour les murs intérieurs, les plafonds et le crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère:

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.2.8. Les escalier:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par des escaliers de quatre volets avec trois paliers de repos.

I.2.9. Sous sol :

I.2.10. infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.

I.3.caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé "**BAELL91 mod99**" [2] et tous les règlements applicables en Algérie "**RPA 99 version2003**"] et "**CBA93**"

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à s'avoir :

1- Une résistance mécanique élevée.

2- Un retrait minimum.

3- Une bonne tenue dans le temps

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jour, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm^2 de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685\, f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25$ MPa.

b.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

-Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

-Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les poteaux d'une presse (essai Brésilien).

-Traction-flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté " a " et longueur " 4a " reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par " f_{tj} ", elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06.f_{cj} \quad (Mpa)$$

Pour notre étude on a : $f_{tj} = 2{,}1$ MPa.

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané " E_{ij} " :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ – ξ) d'un teste de courte durée, il représente

le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (Mpa)$$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.1]**

D'ou : E_{i28} = 32164,20 Mpa.

c.2. Module d'élasticité différé " E_{vj} " :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ – ξ) d'un teste de longue durée, il représenté le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (Mpa)$$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.2]**

D'ou : E_{v28} = 10818,87 Mpa.

d. coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

E.L.U : v = 0,0 (béton fissuré)

E.L.S : v = 0,2 (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

a. On adopte la valeur ρ = 25 KN/m^3

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1 : Contraintes limites à l'état ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

Avec : γ_b : coefficient $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$. de sécurité

Tel que :

γ_b = 1,5 cas des situations durable ou transitoires..... f_{bu} = 14,17MPa γ_b = 1,15 cas des situation accidentelles..... f_{bu} = 18,48MPa

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

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

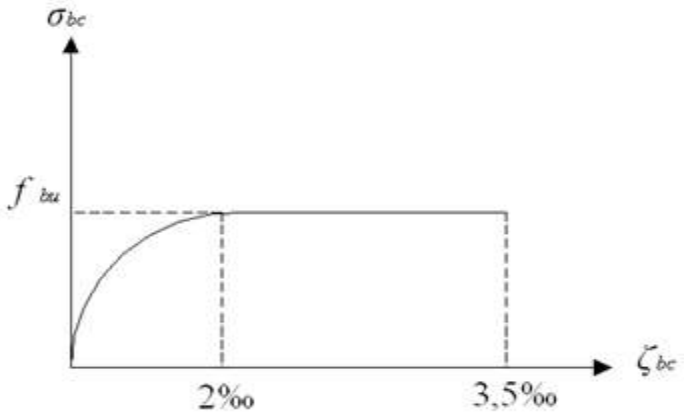


Figure I.2.Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

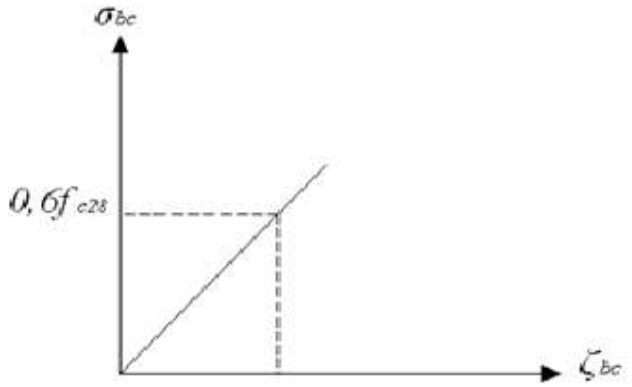


Figure I.3.Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS

I.3.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Les limites élastiques :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le "**BAELL91 mod99**" [2] dans le tableau suivant :

Type	*Désignation*	*Limite élastique (Mpa)*	*Allongement*	*Contrainte de Rupture (Mpa)*
Rond Lisse	FeE22 FeE24	215 235	22 25	380 – 390 410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.1.Caractéristiques des Aciers

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module longitudinal sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2{,}1.10^5$ MPa

c. Les contraintes limite de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

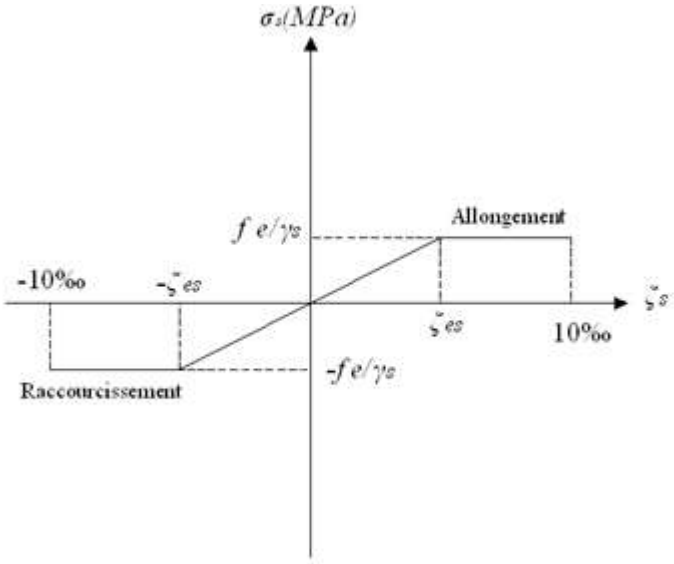


Figure 1.4.Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l' ELU

Avec :

- σ_S : Contrainte de l'Acier

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \textit{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1{,}00 & \textit{Cas des situation accidentel les} \end{cases}$$

- f_e : Contrainte limite élastique

ζs : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_s = \frac{400}{1{,}15x2.10^5} = 1{,}74‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- ♦ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- ♦ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (MPa)
- ♦ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

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

Avec :

n : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de son faible

Résistance à la traction.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation :

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

- ✓ Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentel le \end{cases}$
- ✓ Acier à haute adhérence

$$\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentel le \end{cases}$$

II.1.Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

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

Avec :

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

L = 4,10 m

$$\frac{410}{20} \geq h_t \geq \frac{410}{25} \rightarrow 20\ cm \geq h_t \geq 16.40\ cm$$

onchoisith_t=20 cm (16+4).

❖ ***Condition d'isolation acoustique :***

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

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

Figure.II.1. Schéma du plancher.

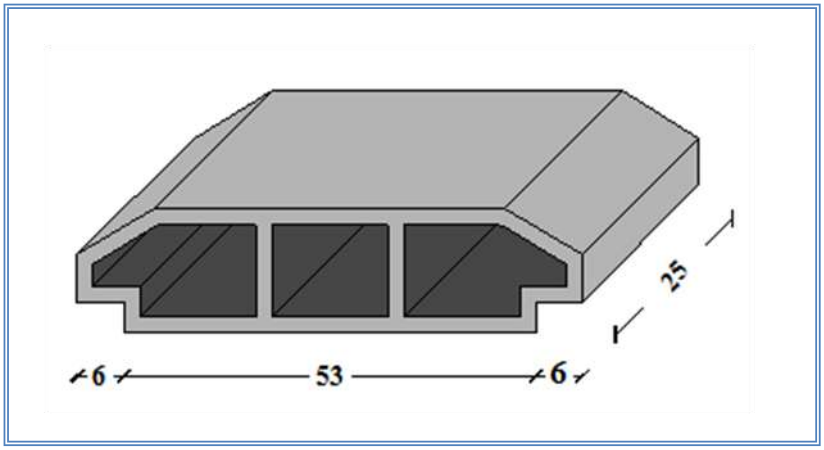


Figure.II.2.Dimensions du corps creux.

II.2.2.Les dalles pleines:

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

❖ ***Critère de résistance:***

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

$(L_x/35) \leq ep \leq (L_x/30)$; L = 4, 95 m → 14, 44 cm ≤ ep ≤16, 50 cm

❖ ***Sécurité contre l'incendie*:**

$é_{p.}$= 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$é_{p.}$ = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

❖ ***Critère d'isolation acoustique:***

$é_{p.}$ = 15 cm.

❖ ***Condition de la flèche:***

- Si L ≤ 5 m⇒$f \leq$ L/500
- Si L> 5m ⇒$f \leq$ (L/1000) + 0,5 cm

❖ ***Conclusion:***

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15 cm.

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

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

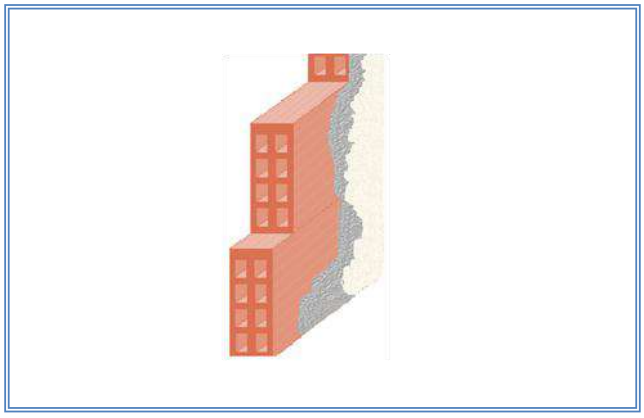


Figure. II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)

.

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau. II.2.charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Enduit n plâtre	0,01	10	0, 10
-2-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-3-	Lame d'aire	0,05	-	-
-4-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-5-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	2,44

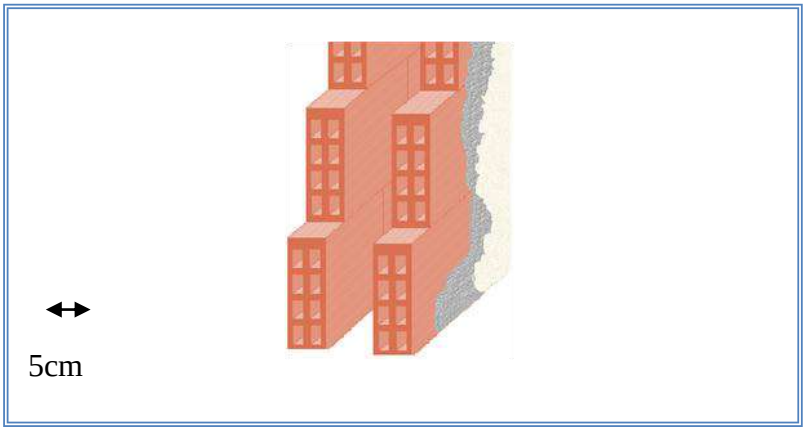


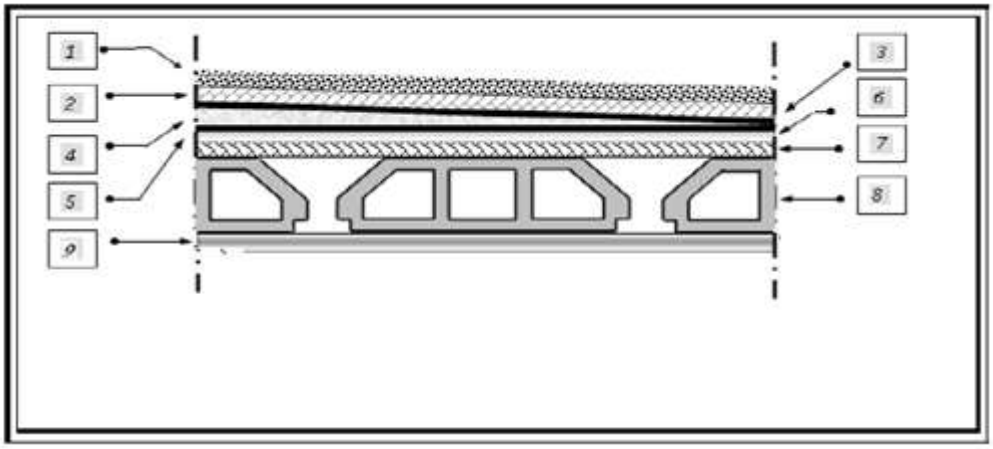
Figura II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau. II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,03
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,90
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		Total	6,55



Constituants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q= 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	0,54
-4-	Cloisons	0.10	1,62
-5-	Plancher en corps creux (16+ 4)	0,20	2,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	0,36
		Total	G = 6,26

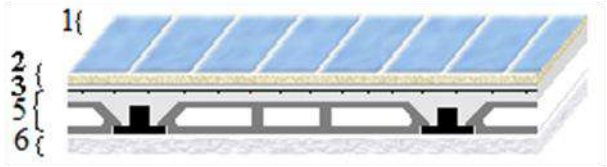


Figure.II.6. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation :**Q=1,5KN/m².**

Rez-de chaussé commerce **: Q=4KN/m².**

II.3.4.b. Balcons de l'étage :

❖ **Charges permanentes :**

Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
		Total	G = 5,49

❖ **charges d'exploitation :**

Pour les balcons : Q = 3,5 KN/m².



Figure.II.8. Composants d'un balcon de l'étage.

II.4. Pré-dimensionnement des poutres:

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

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

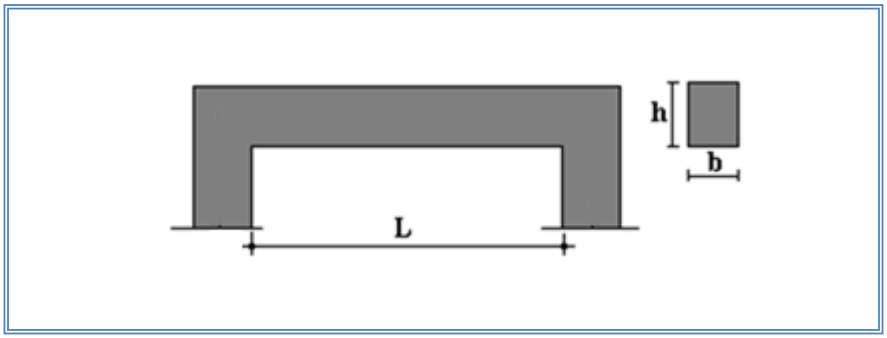


Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

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

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

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}6h \le b \le h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

II.4.1. Les poutres principales:

- **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4,95 m→ 33 cm ≤ h ≤ 49,50 cm.

19,80cm ≤ b ≤ 40,00 cm.

Pour la portée de L = 4,95m : on adopte : h = 45cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 45 cm ≥ 30cm. (cv)
- b = 30 cm ≥ 20 cm. (cv)
- $\frac{h}{b} = 1,50 \leq 4$ (cv)
- $b_{max} = 30\,cm \leq 1,5 \times 40 + 30 = 90\,cm$ (cv.)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \qquad \text{(cv)}$$

Donc on prend : (b × h) = (30 ×45) cm².

II.4.2. Les poutres secondaires:

❖ **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4,10 m⟶ 27,33cm ≤ h ≤ 41,00 cm

16,39cm ≤ b ≤ 35,00 cm

Pour la portée de L = 4,10m : on adopte : h = 35cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 35 cm ≥ 30cm. (cv)
- b = 30 cm ≥ 20 cm. (cv)
- $\frac{h}{b} = 1,17 \leq 4$ (cv)
- $b_{max} = 30\,cm \leq 1,5 \times 35 + 30 = 82,5\,cm$ (cv)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0,085 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \qquad \text{(cv)}$$

Donc on prend : (b x h) = (30 x 35) cm².

II.4.3. Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×40) et (30×35) cm^2 respectivement.

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des chargespermanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de pré dimensionnement :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

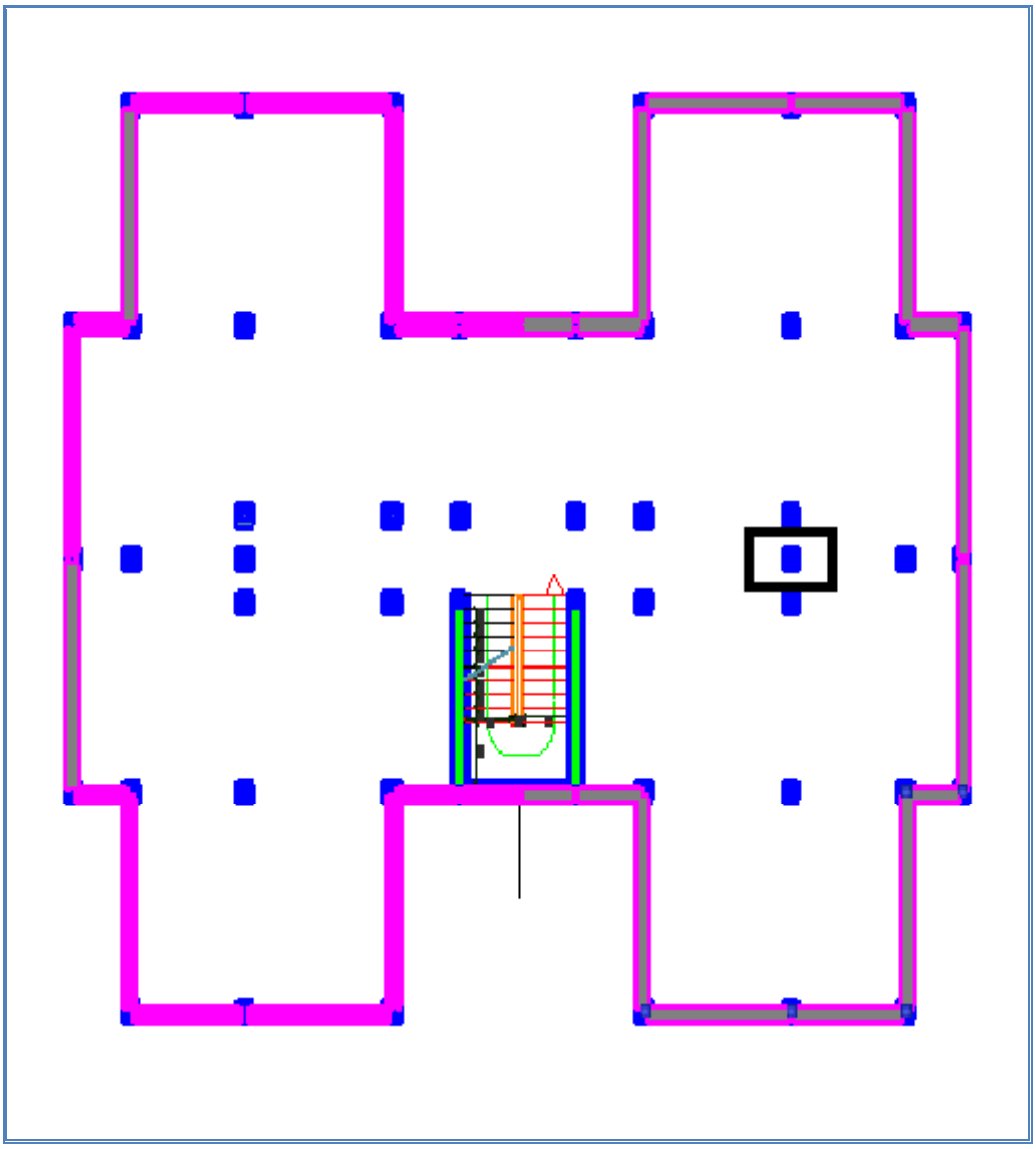


Figure.II.10.Le poteau le plus sollicité.

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone II*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau. II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC	Sous sol
Dimension du poteau	h (cm)	35	35	35	40	40	45	45
	b (cm)	35	35	35	40	40	45	45

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =3 ,50m pour RDC etL_0 =3,10m pour les autres étages, sont comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante:

Tableau.II.8.Détermination de la longueur de flambement.

	Dimension de poteau	$K_{Poteau}\ 10^{-4}$ (m^3)		$\sum K_{poutre} 10^{-4}$ (m^3)		$K_{poutre} \geq K_{Poteau}$		$L_f = 0,7L_0$ (m)
		X	Y	X	Y	X	Y	
Sous le 5eme étage	35x35	4,09	4,09	15,16	9,47	oui	oui	2,17
Sous le 4eme étage	35x35	4,09	4,09	15,16	9,47	oui	oui	2,17
Sous le 3eme étage	35x35	4,09	4,09	15,16	9,47	oui	oui	2,17
Sous le 2eme étage	40x40	6,97	6,97	15,16	9,47	oui	oui	2,17
Sous le 1eme étage	40x40	6,97	6,97	15,16	9,47	oui	oui	2,17
RDC	45x45	5,23	5,23	15,16	9,47	oui	oui	2,45
Sous sol	45x45	5,23	5,23	15,16	9,47	oui	oui	2,45

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

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

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie;

Br = (b-2cm)×(h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

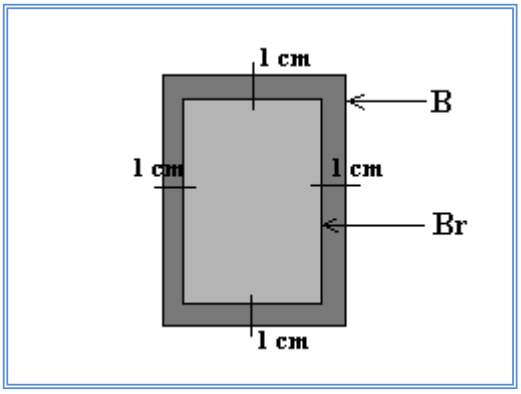


Figure. II.11.Section réduite du poteau.

II.5.5- Détermination des charges et surcharges :

- **bloc b et c :**

Poteau carrée : on choix une section (40 x40) cm^2

Surface du plancher : revenant au poteau:

Surface total: S_t=4.34x5,2 $\Rightarrow$ **St=22,56 m^2**

Sp= (5,2-0.30)x(4.34-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=19,79 m^2**

.

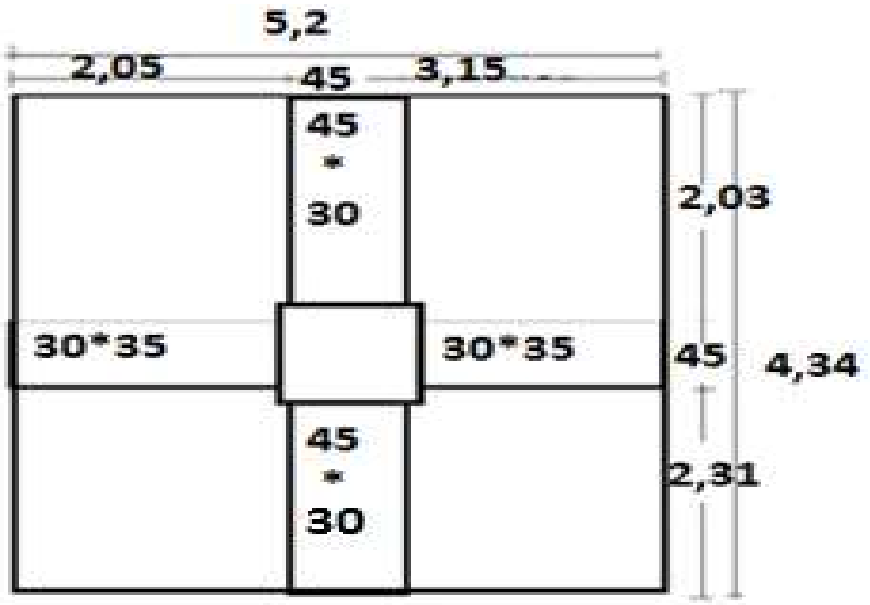


Figure II.9 représentation du poteau le plus sollicite

Tableau. II.9. Calcule de $\overline{N}$.

	dimension	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}$ (kN)
le 5eme étage	35x35	108900	21,70	0,789	122,5	1631,09
le 4eme étage	35x35	108900	21,70	0,789	122,5	1631,09
le 3eme étage	35x35	108900	21,70	0,789	122,5	1631,09
le 2eme étage	40x40	144400	19,72	0,799	160	2194,89
le 1eme étage	40x40	144400	19,72	0,799	160	2194,89
RDC	45x45	184900	20,41	0,795	202,5	2110,26
Sous sol	45x45	184900	20,41	0,795	202,5	2110,26

II.5.6. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges d'exploitation :

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher $4^{ème}$ étage : Q_0+Q_1

Plancher $3^{ème}$ étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher $2^{ème}$ étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher $1^{ème}$ étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher du RDC: $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Tableau.II.10.Détermination des charges d'exploitations.

	Q (KN/m²)	∑ Qi(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5^{eme} étage	22,56	Q_0=	-	-	22,56
4^{eme} étage	33,84	Q_1=	22,56	1	56,40
3^{eme} étage	33,84	Q_2=	33,84	0,95	87,42
2^{eme} étage	33,84	Q_3=	33,84	0,90	112,51
1^{eme} étage	33,84	Q_4=	33,84	0,85	129,48
RDC	33,84	Q_5=	33,84	0,80	137,42
Sous sol	33,84	Q_6=	33,84	0,80	136,90

II.5.6.b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau. II.11.Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$
5ème étage	Poutre P	9,49	163,08	163,08	22,56	177,388	195,126	1631,09	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	9,49							
	Plancher	129,62							
4ème étage	Poutre P	9,49	156,64	319,72	56,40	359,488	395,436	1631,09	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	9,49							
	Plancher	108,64							
3ème étage	Poutre P	9,49	156,64	476,72	87,42	538,633	592,496	1631,09	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	9,49							
	Plancher	108,64							
2ème étage	Poutre P	12,4	156,64	633,00	112,51	718,698	790,567	2194,89	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	12,4							
	Plancher	108,64							
1ère étage	Poutre P	12,4	156,64	789,64	129,48	895,807	985,387	2194,89	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	12,4							
	Plancher	108,64							
RDC	Poutre P	17,71	166,07	946,28	137,42	1075,470	1183,017	2110,26	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	17,71							
	Plancher	108,64							
Sous sol	Poutre P	17,71	166,07	1102,92	136,90	1075,470	1183,017	2110,26	Oui
	Poutre S	8,13							
	Poteau	17,71							
	Plancher	108,64							

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau.II.12.Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3,10 - 0,45)/20=13,52cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.8. Vérification des sollicitations normales :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton =1,1×Nu.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Tableau.II.13.Vérifications des sollicitations normales.

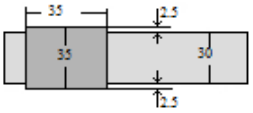
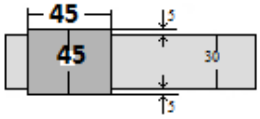
	N_d (N)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0{,}3$
5ème étage	195126	122500	25	0,0637	Oui
4ème étage	395436	122500	25	0,1291	Oui
3ème étage	592496	122500	25	0,1934	Oui
2ème étage	790567	160000	25	0,1976	Oui
1ème étage	985387	160000	25	0,2463	Oui
RDC	1183017	160000	25	0,2957	Oui
Sous sol	1183017	160000	25	0,2957	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.14.Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	35	35	35	Oui	2,5	17,5	Oui
	45	45	45	Oui	5,0	22,50	Oui

II.6. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le *RPA99 version 2003(Art 7.7.1)*, exige une épaisseur minimale de 15cm, deplus,l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

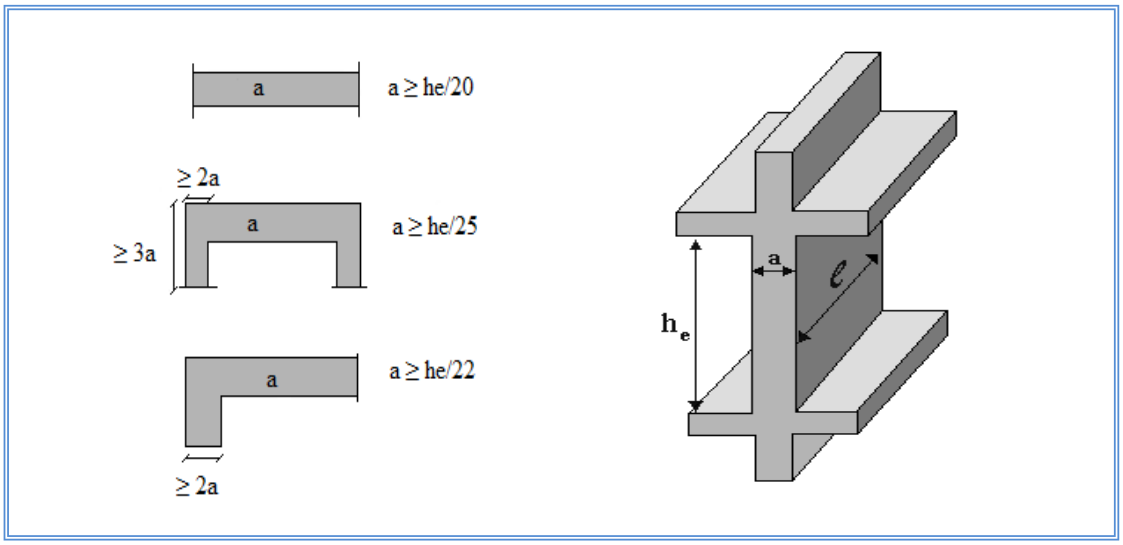


Figure. II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Tableau. II.15. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
5	310	15
4	310	15
3	310	15
2	310	15
1	310	15
RDC	350	15,90
Sous sole	350	15,90

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

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

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 70cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

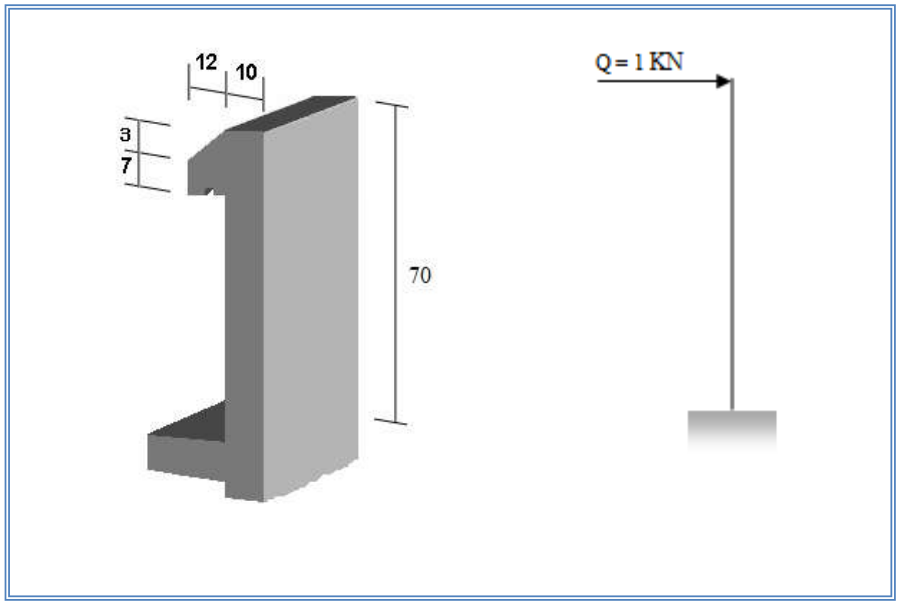


Figure.III.1.L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : *[(0,70.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=2,005 KN*
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U *=1,35.G = 1,35×2,005 =2,706 KN*
Moment d'encastrement :	M_U *=1,5.Q.h = 1,5×1×0,7= 1,050 KN.m*
L'effort tranchant :	T_U *=1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.*
L'E.L.S	
L'effort normal :	*Nser = G = 2,005 KN*
Moment d'encastrement :	*Mser = Q. h =1×0,7= 0,7 KN.m*
L'effort tranchant :	*Tser = Q =1 KN*

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			*Résistances caractéristiques*		
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
b	*100*	*cm*	fc_{28}	*25*	*MPa*
H	*10*	*cm*	*FeE*	*400*	*MPa*
C_1	*2,5*	*cm*	*Sollicitations*		
C_2	*2,5*	*cm*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
Longueur de flambement			*Nu*	*2,706*	*KN*
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Mu*	*1,050*	*KN.m*
L_0	*0,65*	*m*	*Nser*	*2,005*	*KN*
L_f	*1,40*	*m*	*Mser*	*0,700*	*KN.m*

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1{,}05}{2{,}706} \Rightarrow \quad e_0 = 38{,}80 \text{ cm}$$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=38,80 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm$

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

❖ ***Calcul du moment de flexion :***

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$e = 41,30 cm.

M_1 = Nu × e $\Rightarrow$ M_1 = 1,117 KN.m.

❖ ***Calcul des armatures verticales :***

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

Mu =M_1=1,117 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0,013 <μ_l = 0,392 $\Rightarrow$ A' = 0.

Donc : ß = 0,993 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow \text{ A = 43,09 mm²}$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0,43 cm²

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

Donc: $A_2 = 0{,}43\,cm^2$, $A_1 = 0\,cm^2$

- ✓ ***Condition de non fragilité*:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0{,}35\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1{,}00\ cm^2$

On adoptera : A_2 = 4HA8 =2,01cm^2

- ❖ ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}50 \leq Ar \leq 1{,}00$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1,50 cm²

- ❖ ***Espacement:***

$S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm \leq S_{min}$= min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = \frac{100}{3} = 33\,cm \leq S_{min}$ = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.3.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 2,005 KN.

Mser = 0,7KN.m.

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7 \times 10^2}{2.005} = 35{,}00\ cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm \quad \leq e_0 = 35{,}00\,cm$

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

Où: $B_o = b.h + 15\ (A_1 + A_2) \Rightarrow B_o = 1030{,}15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A_1\ c + A_2\ d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}073$ cm.

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

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15\ [A_1\ (\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2\ (\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm. Donc :

$M'_G = Nser\ .CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 32{,}573$cm.

$CG' = 32{,}573 > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

❖ ***Détermination de y_1 :***

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " *C* = h/2 – e = -36,30 cm < 0".

p = -3873,53 cm^2

q = 92093,84 cm^3

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-3873,53)\, y_2 + 92093,84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -12,89x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \Rightarrow \varphi = 172°,96 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71,865cm \end{cases}$$

$$\text{Les racines de l'équation sont: } y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 38,45\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -71,80\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 33,35cm \end{cases}$$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2^{'}$ = 38,45 cm

$y_2^{''}$ = -71,80 cm rejetée comme valeur (< 0)

$y_2^{'''}$ = 33.35 cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors **:** $0 < y_1 = 38,45 + (-36,30) = 2,15\ cm < d = 7,5\ cm$

Donc on prend : y_2 = 38,45 cm.

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

$$S_{xx'} = 69,82cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2005}{69822} = 0{,}028\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0{,}028 \times 21{,}5 = 0{,}602\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0{,}028 \times (75 - 21{,}5) = 22{,}47\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266{,}67MPa\ ;\ 110\sqrt{\eta\, f_{tj}} = 201{,}633\ MPa\right] = 201{,}633\ MPa$$

$$\sigma_s = 22{,}47\ MPa < \overline{\sigma}_s = 201{,}633\ MPa$$

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0{,}9 \cdot d} = 1{,}5 - \frac{1{,}05}{0{,}9 \cdot 0{,}075} \Rightarrow T = -14{,}05 < 0$$

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

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

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

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante: $F_p = 4AC_pW_p$(*Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003*).

A: coefficient d'accélération.

A = 0,25*[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*.

C_p: facteur de force horizontal.

C_p = 0,8 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*).

W_p: poids propre de l'élément.

W_p= 2,005 KN.

D'où alors : F_p = 4 x 0,25 x 0,8 x 2,005⇒F_p = 1,604KN>1,5Q = 1,5KN (c.n.v)

La condition de RPA n'est pas vérifiée, on choisit d'augmentes la charge d'exploitation Q

Si : $Q \geq 1{,}1\ KN \longrightarrow Q = 1{,}2\ KN$

On fait tous les calculs de l'acrotère en flexion composée à l'ELU et la vérification des contraints à l'ELS.

Résultats de calcul :

A=4T8.

A_r=3T8.

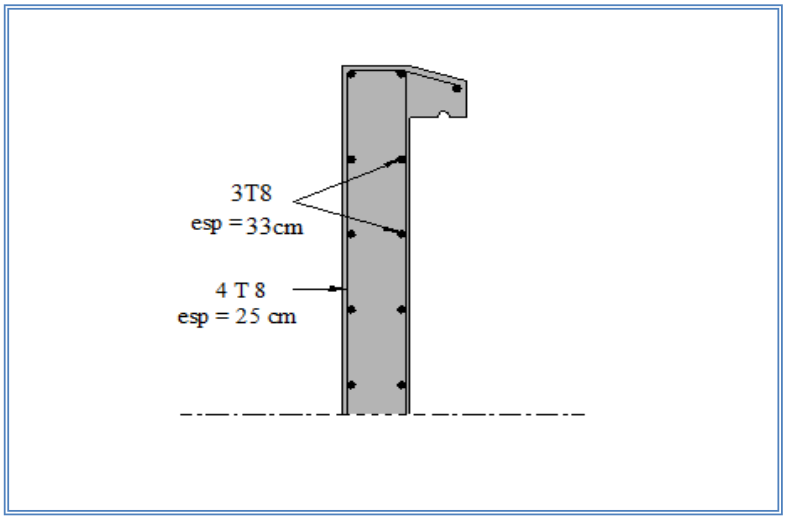


Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux :

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

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes
  - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
  - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
  - La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50\,cm$$

$$A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (\text{L}=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml\ .$$

On choisira: $A\perp = 5\ \varphi\ 5 = 0{,}98\ cm^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\ \varphi\ 5 = 0{,}78\ cm^2$, esp = 25 cm.

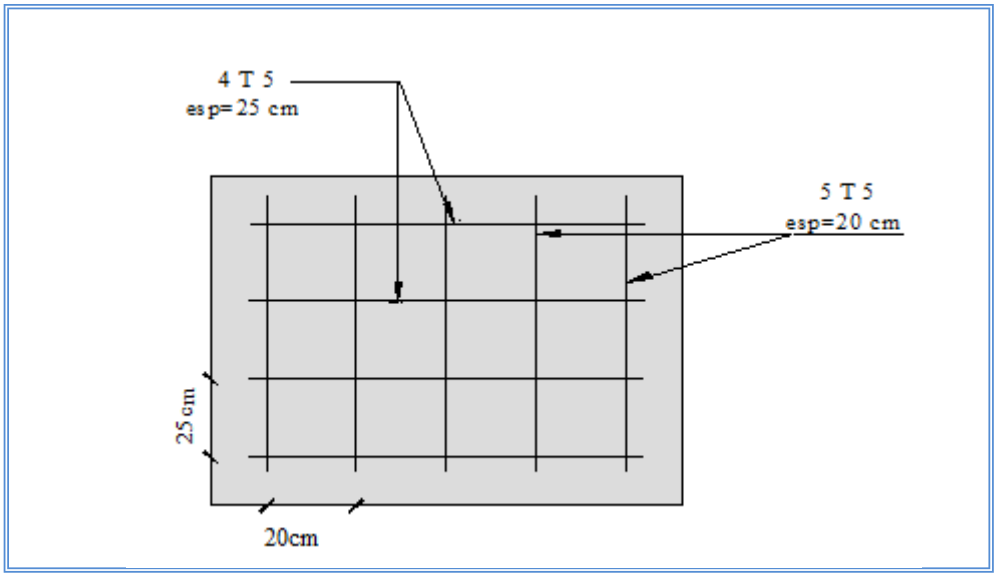


Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des poutrelles:

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. Calcul avant coulage:

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

✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation**:*

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	*Q (KN)*	*G (KN/ml)*	
		poids de poutrelle	*poids du corps creux*
4.10	*2.05*	*0,12×0,04×25 =*	*0,65×1 = 0,65*
		0,77	

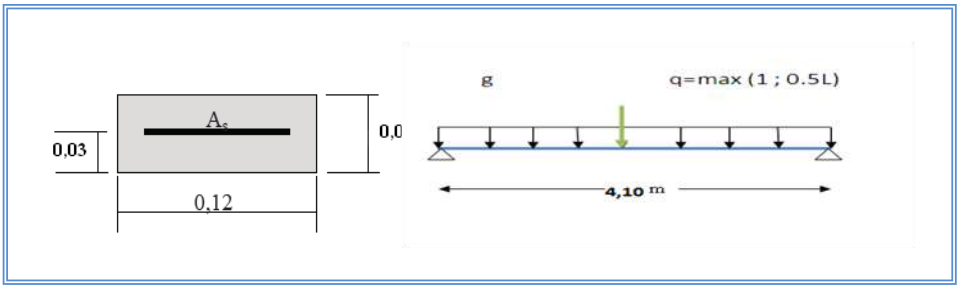


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

✓ ***Calcul des moments:***

Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.617\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2.101\,KN.m$
$Mu=1,35M_G+1,5M_Q=5.333\ KN.m$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5.333 \times 10^6}{14,2 \times 120 \times 30^2} = 3.477 \gg \mu_l = 0,392$$

μ= 3.477 >μ_l = 0,392 => $A_s \neq 0$

Conclusion :

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

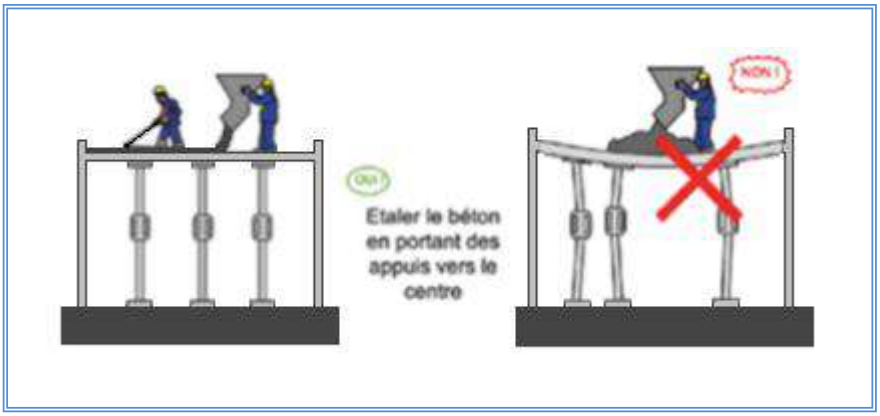


Figure.III.5. Choix de disposition des étaiements.

❖ ***Calcul des étaiements:***

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

- ***Pour un seul étai au milieu***

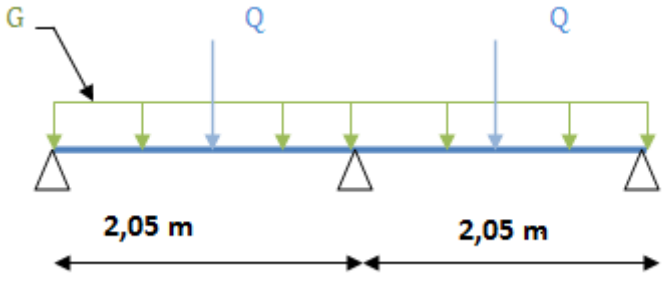


Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu.

L=2,05m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1.025 KN] =1,025 (KN)

$M_{G=}$ 0,404 (KN.m)

M_Q=0,525 (KN.m)

M_u =1,332 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1{,}332 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}868 \gg \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

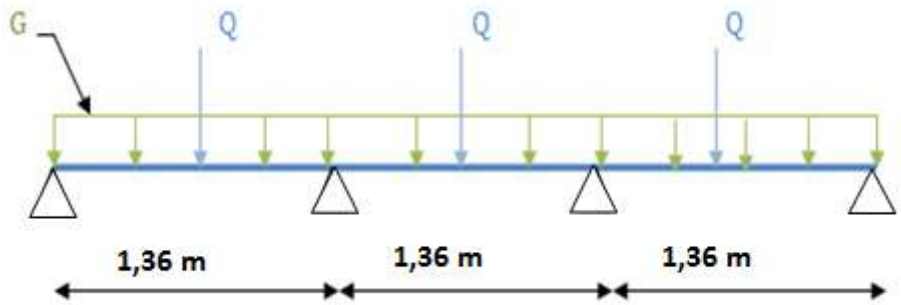


Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,366 m.

L=1,366 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,683KN] = 1 (KN)

$M_{G=}$ 0,179 (KN.m)

M_Q=0,233 (KN.m)

M_u=0,590(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}590 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}384 < \mu_l = 0{,}392$$

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 136 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 2,9×0,65= 1,885 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,52 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Quatre types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 1 seule travée.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 5 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

b.1.Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application :***

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

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

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$
Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

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

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

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

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

❖ ***Exposé de la méthode :***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.
M_w : moment à l'appui de gauche.
M_e : moment à l'appui de droite.
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}(1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \end{cases}$

$((1+0,3\ \alpha)/2).M_0$ pour les travées intermédiaire

- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0,6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $M_a \geq 0,5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $M_a \geq 0,4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

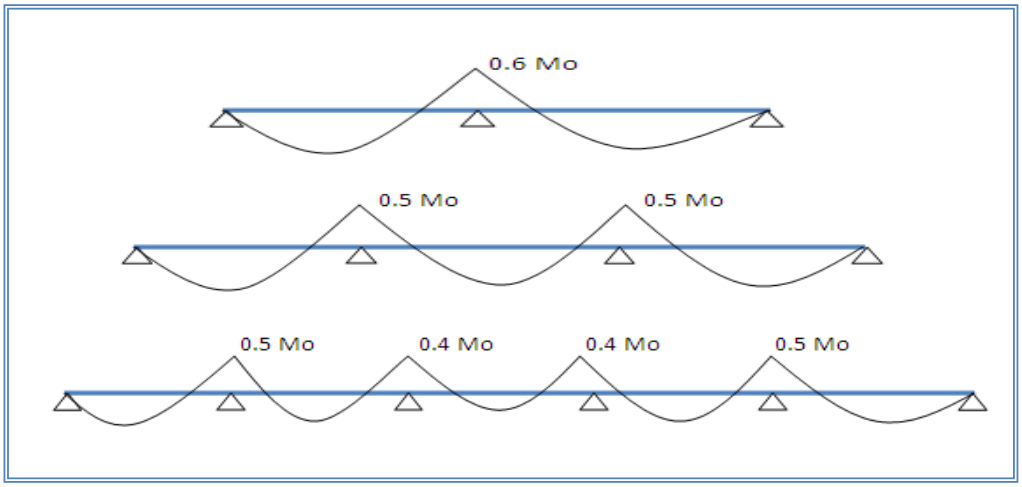


Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque :

1)M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

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

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

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a=0,2\ M_0$).

5) l'effort tranchant est égale :

$T_w=PL/2+((M_w-M_e)/L)$

$T_e=-PL/2+((M_w-M_e)/L)$

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

$M_t=0,85\ M_0$

$M_a=M_b=-0,5\ M_0$

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.6. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	*Appuis de rives*	$M_A = 0{,}2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	*Travée de rive*	L
	Travée intermédiaire	$0{,}8l$
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	$Pser$ KN/m
Plancher terrasse	*6,55×0,65 = 4,257*	*1×0,65 = 0,650*	*6,722*	*4,925*
Plancher courant	*6,25×0,65 = 4,063*	*1,5×0,65=0,976*	*6,949*	*5,037*
Commerce	*6,25×0,65 = 4,06*	*4×0,65=2,6*	*9,38*	*6.66*

III.2.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- ✓ ***Type 01 de poutrelles :***

  a. Détermination des moments à l'Etat Limite

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	*13,552*	*8,524*	*2,710*	*4 ,00*	*-11,300*	*16,141*
B – C	*20,423*	*13,450*	*12,260*	*4,086*	*-18,536*	*15,165*

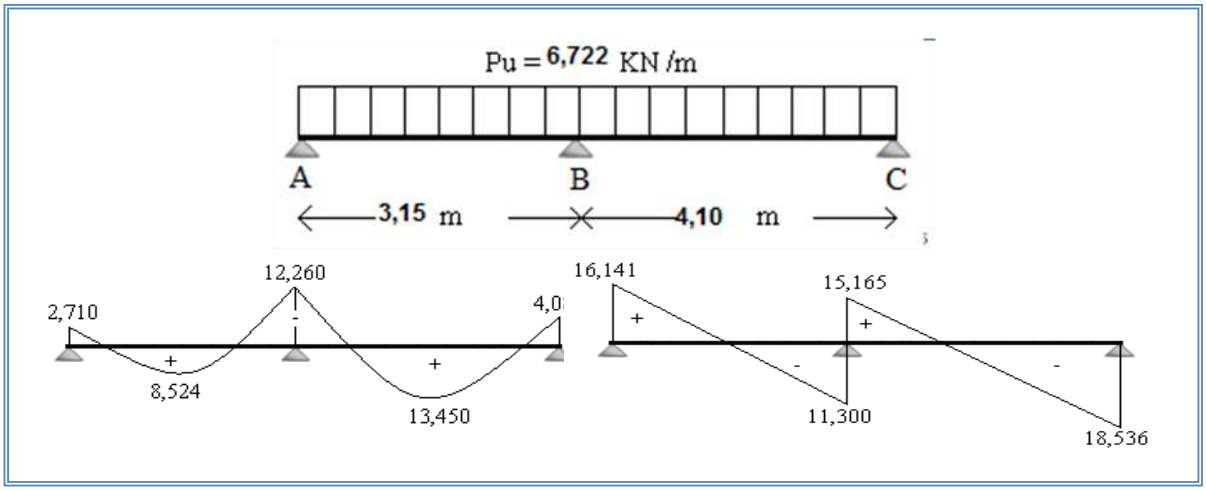


Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.9. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*
A – B	*9,823*	*7,740*	*1,964*	*8,886*
B – C	*14,810*	*11,670*	*8,886*	*2,962*

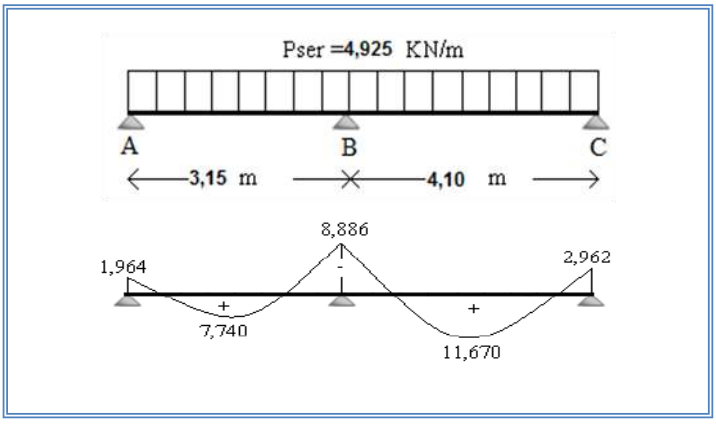


Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

✓ ***Type 02 de poutrelles :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*	T_e*(KN)*	T_w *(KN)*
A – B	*10,946*	*5,828*	*2,189*	*8,046*	*-10,684*	*13,983*
B – C	*7,817*	*-1,457*	*8,046*	*10,502*	*-9,604*	*11,240*
C – D	*23,038*	*12,536*	*10,502*	*10,502*	*-17,893*	*17,893*
D - E	*7,817*	*-1,457*	*10,502*	*8,046*	*-9,604*	*11,240*

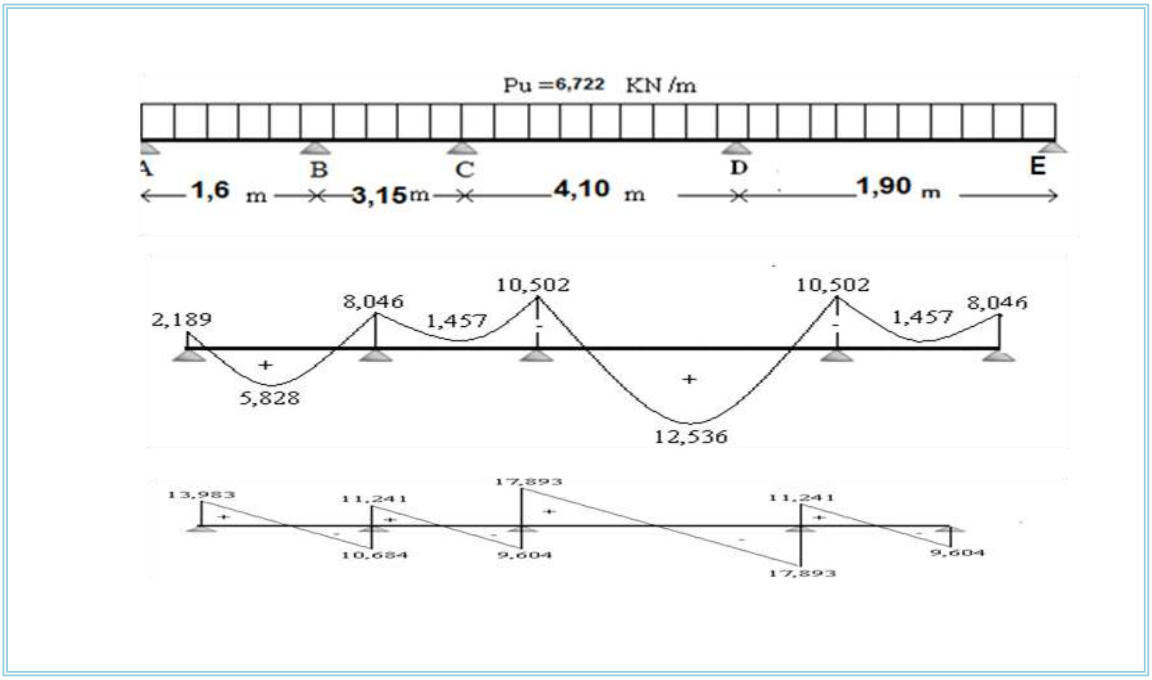


Figure.III.13. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*
A – B	*7,934*	*4,225*	*1,586*	*5,832*
B – C	*5,666*	*-1,056*	*5,832*	*7,612*
C – D	*16,699*	*9,087*	*7,612*	*7,612*
D - E	*5,666*	*-1,056*	*7,612*	*5,832*

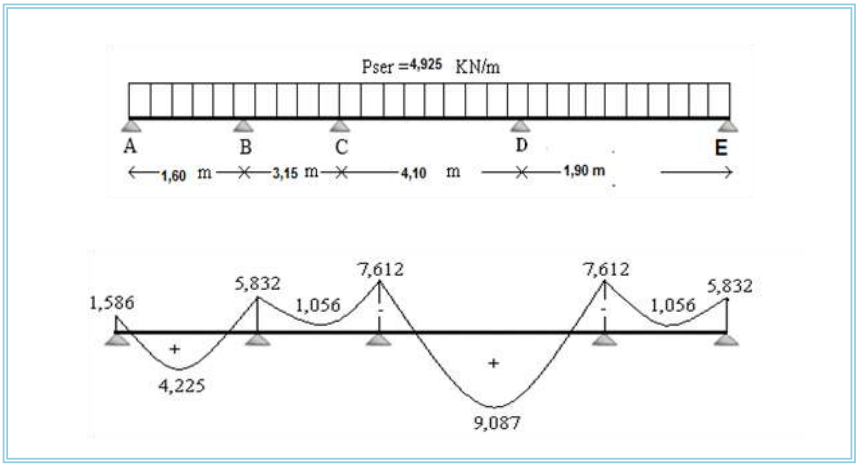


Figure.III.14. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'Els :

✓ ***Type 03 de poutrelles :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*	T_e*(KN)*	T_w *(KN)*
A – B	*5,214*	*1,787*	*1,042*	*5,812*	*-6,565*	*10,460*
B – C	*10,946*	*5,175*	*5,812*	*5,730*	*-12,357*	*12,310*
C – D	*7,817*	*1,920*	*5,730*	*6,064*	*-10,311*	*10,534*
D - E	*11,891*	*5,827*	*6,064*	*6,064*	*-12,855*	*12,858*
E - F	*7,817*	*0,762*	*6,064*	*8,046*	*-9,762*	*11,080*
F - G	*10,946*	*5,828*	*8,046*	*2,189*	*-13,983*	*10,684*

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Limite

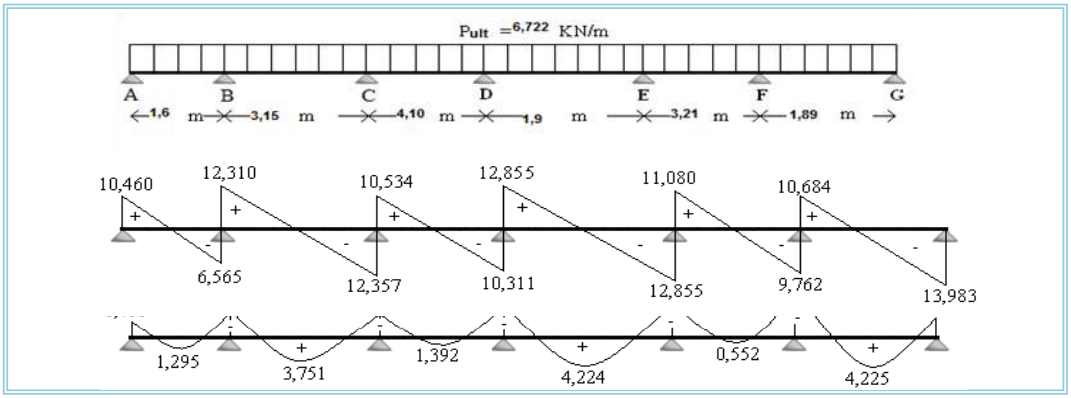


Figure.III.15. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

Tableau.III.13. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*
A – B	*3,779*	*1,295*	*0,755*	*4,213*
B – C	*7,934*	*3,751*	*4,213*	*4,153*
C – D	*5,666*	*1,392*	*4,153*	*4,395*
D - E	*8,619*	*4,224*	*4,395*	*4,395*
E - F	*5,666*	*0,552*	*4,395*	*5,832*
F - G	*7,934*	*4,225*	*5,832*	*1,586*

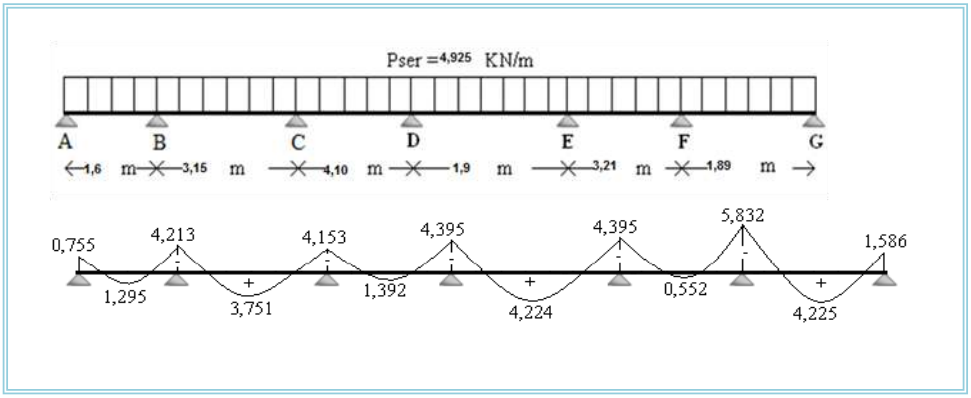


Figure.III.16. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

III.2.5.Récapitulations :

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

Tableau.III.18.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			*ELS*	
	M_a^{ult} *(KN.m)*	M_t^{ult} *(KN.m)*	T_u *(KN)*	M_a^{ser} *(KN.m)*	M_t^{ser} *(KN.m)*
sollicitations	*12,260*	*13,450*	*18,536*	*8,886*	*11,670*
référence	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

- b = 65 cm
- b_0 = 12 cm
- h = 21 cm
- h_0 = 5 cm
- d = 19 cm
- σ_b= 14,2 MPa
- σ_s= 348 MPa

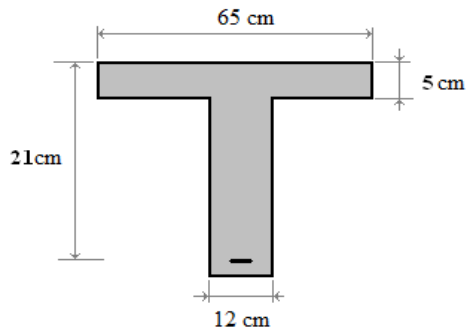


Figure. III.17.Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.19. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	*Aux appuis*
ELU	M_u *(KN.m)*	*13,450*	*12,260*
	M_0 *(KN.m)*	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(190-50/2)=60,918$ *(KN.m)*	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ *l'axe neutre appartient à la table* $\Rightarrow$ *étude d'une section rectangulaire* $(b\times h)= (65\times21)$ $\Rightarrow$ *calcul en flexion simple*	$M_u< M_0 \Rightarrow$ *l'axe neutre appartient à la table* $\Rightarrow$ *étude d'une section rectangulaire* $(b\times h)= (12\times21)$ $\Rightarrow$ *calcul en flexion simple*
	μ	*0,040*	*0,200*
	μ_l	*0,392*	
	$\mu< \mu_l$	*Oui*	*Oui*
	β	*0,980*	*0,887*
	A' (cm^2)	*0*	*0*
	A (cm^2)	*2,070*	*2,090*
	A_{min} (cm^2)	*1,365*	*0,252*
	Le choix	*3HA10=2,35*	*1HA10+1HA14=2,32*

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS			
	M_{ser} *(KN.m)*	*11,670*	*8,886*
	$\sigma_{b\ adm}$*(MPa)*	*15*	
	y_1 *(cm)*	*4,030*	*7,990*
	I_G (cm^4)	*9317,650*	*6258,789*
	K (N/mm^3)	*0,125*	*0,142*
	σ_b *(MPa)*	*5,040*	*11,340*
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	*Oui*	*Oui*

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

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

Tableau.III.20. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	*En travée*	*Aux appuis*
	A_t=3HA10=2,35	A_a=1HA14+1HA10=2,32

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: $\phi_t = 6$ mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\ cm^2$

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 18{,}9cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)*.

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55cm$, on adopt: S_t = 16cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0{,}56\times10^2}{120\times160} = 0{,}00291 \geq \frac{1{,}15(0{,}813 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = 0{,}0005$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0{,}19cm^2$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}19cm^2$ (C.V)

Tableau.III.21. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	*Espacement*
2φ6	*16cm*

III.2.7.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{18{,}536 \times 10^3}{120 \times 190} = 0{,}813\ MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}813\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\text{MPa}$ (c.v)

b)Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: M_u = 12,260 KN.m > 0,9.V_u.d= 3,170 KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0{,}4\ \frac{f_{c28}}{1{,}5}\ b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0{,}9 \times 19\right] = 17{,}1\text{cm}$$

$$V_u = 18{,}536\text{KN} \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 120 \times 171 = 136{,}8\ \text{KN} \quad \text{(c.v)}$$

d)vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2\,V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 18{,}536 \times 10^3}{120 \times 171} = 1{,}806\ MPa < 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\ MPa \quad \text{(c.v)}$$

$$A = 2{,}32\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 18{,}536 \times 10^3}{400} = 0{,}53\,cm^2 \quad \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.22. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	*2eme condition*
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,21/5,15 = 0,040$ $M_t/(15.M_0) = 12,436/(15\times23,038) = 0,036$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times19) = 0,0103$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	*C.N.V*

On doit passer au calcul des flèches;

✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

M_{ser} =9,087kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12,19}$ =0,0103

ρ = 1,03 % ⇒β_1 = 0,859 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =236,922 MPa

$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0,0108}$ =3,991

λ_v=2/5 λ_i=1,596

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0108 \cdot 228,599 + 2,1} \Rightarrow \mu$=0,690

Détermination de l'axe neutre:

$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A}$ =7,203cm

Moment d'inertie de la section totale:

$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$ =23319,414 cm^4

$I_{fi} = 1,1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 10,147\times10^3$ cm^4

$I_{fv} = 1,1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 14,996\times10^3$ cm^4

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; $E_v=1/3\ E_i$=10721,398MPa

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}}=\frac{9{,}087\times5{,}15^2\times10^8}{10.(32164{,}195\times6833{,}455)}\Rightarrow f_i=10{,}960\text{ mm}$$

$$f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}}=\frac{9{,}087\times5{,}15^2\times10^8}{10.(10721{,}398\times12207{,}722)}\Rightarrow f_v=18{,}414\text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$= 18,414 – 10,960 = 7,454 mm.

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

Avec: $f_{limite}= \frac{L}{1000}+0{,}5cm=\frac{5150}{1000}+0{,}5cm$ = 10,5 mm

Donc: Δf_t= 7,454 mm<f_{Limite}= 10,5 mm

Tableau.III.23. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,203	0,0103	0,859	236,922	0,690	3,991	1,596
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf<f_{adm}
23319,414	6833,455	12207,72	5,15	10,690	18,414	7,454	10,15	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+5cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

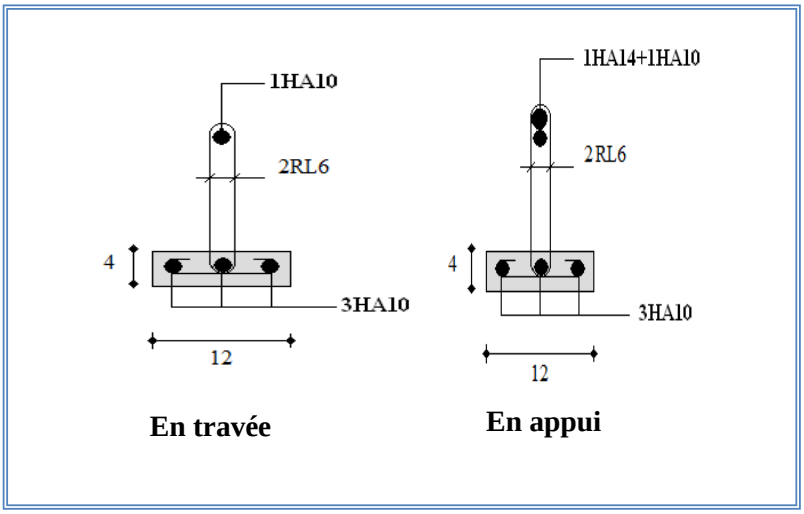


Figure.III.18. Ferraillage des poutrelles.

III.3. Calcul des dalles:

III.3.1. Introduction:

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

On distingue wwqun type de dalle pleine de formes régulière.

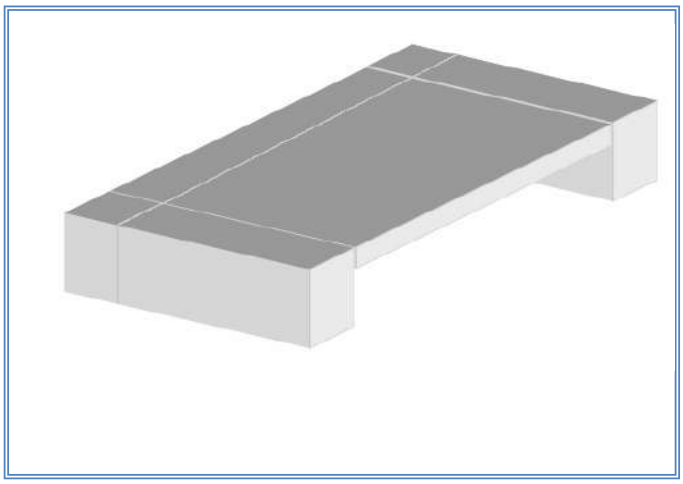


Figure.III.19. Les types des dalles.

III.3.2. Méthode de calcul:

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

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto plastique.

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

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

III.3.2.a. Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ ***travail externe :***

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ ***Travail interne :***

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

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

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.3.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.24. Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	*P (KN/m)*
ELU	*6,72*	*3,50*	*14,322*
ELS			*10,220*

III.3.4. Calcul de la première dalle:

Nous considérons un types de rupture possibles :

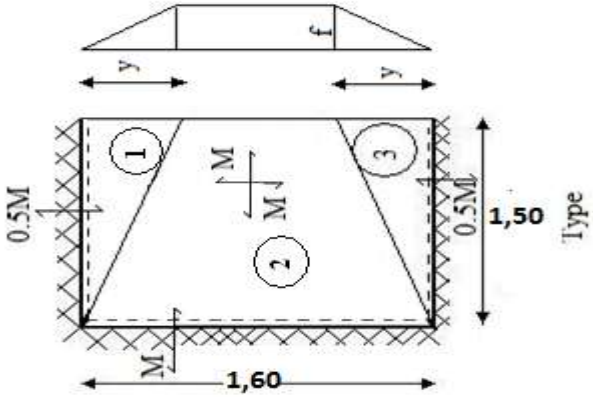


Figure.III.20. Les types de ruptures de dalle.

Tableau.III.25. Travail externe de la dalle.

Eléments	*Aire de chargement*	*déplacement de CG*	*travail externe pour une charge q_u*
1	*2 0,75 y*	*f/3*	*0,50.y.f.q_u*
2	*(1,6-2y).1,5*	*f/2*	*(1,2-1,5y).f.q_u*
3	*2 0,75 y*	*f/3*	*0,50.y.f.q_u*
		∑	*f.q_u. (1,2-y)*

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*1,50*	*f/y*	*1,50. M.f/y*
	-	*0,5M*	*1,50*	*f/y*	*0,75.M.f/y*
2	+	*M*	*2y*	*f/1,5*	*1,33. M.y.f*
	-	*M*	*1,6*	*f/1,5*	*1,06. M.f*
3	+	*M*	*1,50*	*f/y*	*1,50. M .f/y*
	-	*0,5M*	*1,50*	*f/y*	*0,75.M .f/y*
				∑	*M .f.(4,5/y +1,33y +1,06)*

Travail externe = Travail interne

f. q_u. (1,2-y) = M .f.(4 ,5/y+1,33y+1,06)

$$q(y)=M.\frac{\frac{4,5}{y}+1,33y+1,06}{(1,2-y)} \Rightarrow -1,33y^2+13,18y-6,67=0$$

$\Rightarrow$ y=0,53m

$M_{ult} = 0,15\ q_{ult}$; => M_{ult} =0,15×14,322 = 2,148 KN.m

$M_{ser} = 0,15\ q_{ser}$; => M_{ser} =0,15×10,220= 1,533 KN.m

En travée:

M^t_{ult} = 2,148 KN.m

M^t_{ser} = 1,533 KN.m

Aux appuis:

M^a_{ult} = 0,5×2,148 = 1,074 KN.m

M^a_{ser} = 0,5×1,533 = 0,766KN.m

Tableau.III.31.Récapitulations des efforts internes.

	ELU		*ELS*	
	M_a^{ult} *(KN.m)*	M_t^{ult} *(KN.m)*	M_a^{ser} *(KN.m)*	M_t^{ser} *(KN.m)*
sollicitations	*1,074*	*2,148*	*0,766*	*1,533*
référence	*dalle*	*dalle*	*dalle*	*Dalle*

III.3.7. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

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

Tableau.III.32. Les données.

Béton	f_{c28} *= 25 MPa*	γ_b *= 1,5*	σ_{bc} *= 14,2 MPa*	*e=1,5 cm*
	f_{t28} *= 2,1 MPa*	*b = 100 cm*	*h= 15 cm*	
Acier	*FeE400*	F_e*=400MPa*	γ_s *= 1,15*	$\overline{\sigma_s}$ *= 348 MPa*

ρ = Lx/Ly = 1,50/1,60=0,93

et 0,93≥0,4 donc la dalle travaillant suivant deux direction.

$Ø_p \leq h/10$ =15/10 =1,5 cm

On adopte alors $Ø_x$=12 mm

d_x= h-e-*Ø/2*=12,90 cm

dy=dx-((*Øx+ Øy)/2)=11,70 cm*

		Mu	*μ*	*β*	*A (cm²)*	*Amin (cm²)*	***A choisi***
Suivant x	*travée*	*2,14*	*0.009*	*0.995*	*0.47*	*1.5*	***4HA8=2,01***
	appuis	*1,07*	*0.004*	*0.998*	*0.26*	*1.5*	***4HA8=2,01***
Suivant y	*travée*	*2,14*	*0.011*	*0.994*	*0,48*	*1.5*	***4HA8=2,01***
	appuis	*1,07*	*0.005*	*0.996*	*0.26*	*1.5*	***4HA8=2,01***

Tableau.III.33. Ferraillage de la dalle pleine.

III.3.8. Vérifications:

Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/5 = 25 cm ; on adopte: esp = 25 cm.

a. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \le \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u \,.L_X}{2} = \frac{14{,}32 \times 1{,}50}{2} = 10{,}74\, KN$$

$$\tau_u = 0{,}008 MPa \le \overline{\tau_u} = 1{,}16 MPa \qquad \text{(cv)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

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

$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15 MPa$$

.

Tableau.III.34.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	Suivant X		***Suivant Y***	
	En travées	*En appuis*	*En travées*	***En appuis***
Mser (kN.m)	*1,53*	*0,76*	*1,53*	*0,76*
A (cm^2)	*2,01*	*2,01*	*2,01*	***2,01***
Y (cm)	*2,50*	*2,50*	*2,36*	*2,36*
I (mm^4)	*$3,78*10^3$*	*$3,78*10^3$*	*$3,06*10^3$*	*$3,06*10^3$*
k (N/mm^3)	*0.05*	*0.02*	*0.07*	*0.03*
σ_b **(mpa)**	*1.01*	*0.5*	*1.18*	*0.58*
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	*15*	*15*	*15*	*15*
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	***oui***	***oui***	***oui***	***oui***
σ_s **(mpa)**	*71.25*	*28.5*	*89.04*	*38.16*
$\overline{\sigma}_s$ **(mpa)**	*201.63*	*201.63*	*201.63*	*201.63*
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	***oui***	***oui***	***oui***	***oui***

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

c. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}10 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}019 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}0015 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

III.4.Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2.Terminologie:

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

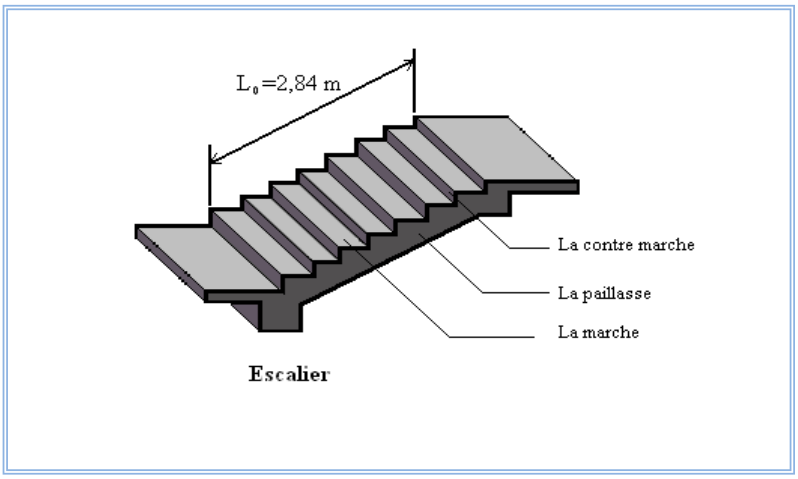


Figure.III.21. Représentation d'un escalier.

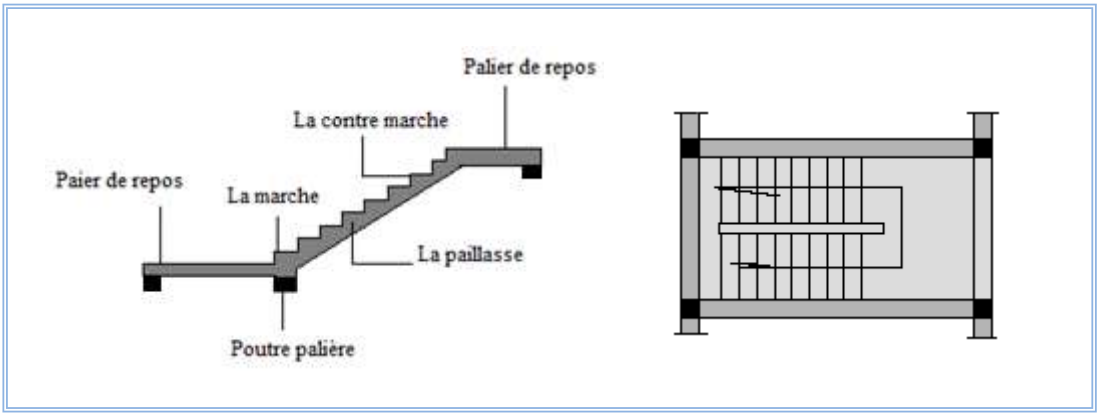


Figure.III.22. Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.4.3. Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique dece type d'escalier et comme suit:

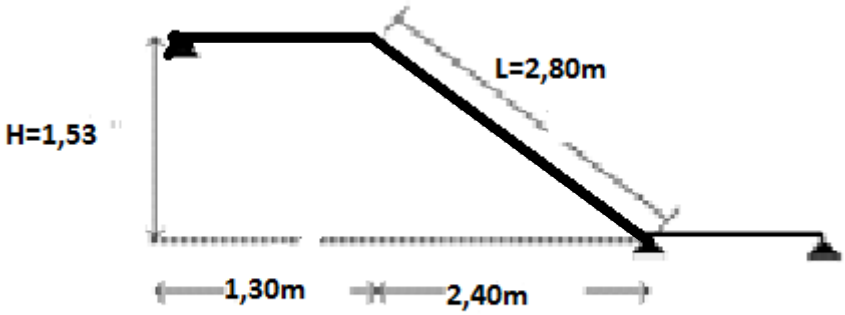


Figure.III.23. Dimensions de l'escalier.

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,40} \Rightarrow \alpha = 32,517^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 2,846m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm.$

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

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \le 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \ge 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,53m , L= 2,40m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 612n - 306 \le 0 \\ -59n^2 + 605n - 306 \ge 0 \end{cases}$$

8,13 < n < 9,48

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=1,30 + 2,40 = 3,70m

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 10{,}57 \le e \le 12{,}33cm$

On prendra: e_p= 12 m

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.35. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	*Carrelage*	*0,02*	*22*	*0,44*
2	*Lit de sable*	*0,03*	*18*	*0,54*
3	*Mortier de pose*	*0,02*	*20*	*0,40*
4	*Poids propre du palier*	*0,12*	*25*	*3,00*
5	*Enduit plâtre*	*0,02*	*18*	*0,36*
			G	*4,74*

Tableau.III.36. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,12 / cosα	25	3,55
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	7,415

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 1,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 1,5KN/m^2$

III.4.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.37. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	4,74	1,5	8,649	7,11
Paillasse	7,415	1,5	10,010	8,915

III.4.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (10,01.2,4) +(8,64.1,30) =35,256 kN

$\sum M/B = 0$

R_a. 4,33= (10,01.1,30.0,65) +(8,64.2,4.1,20)

R_a = 9,011KN et R_b = 24,328KN

(0 ≤ x ≤ 1,93)

Moment fléchissant : $M(x) = 9,011x – 4,32x^2$

Effort tranchant: T(x) = 8,64x- 9,011

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 9,011 KN

M (1,30) = 4,41 KN.m ; T (1,30) = 2,221KN

(2,4 ≥ x ≥ 0)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 24,328x – 5,00x^2$

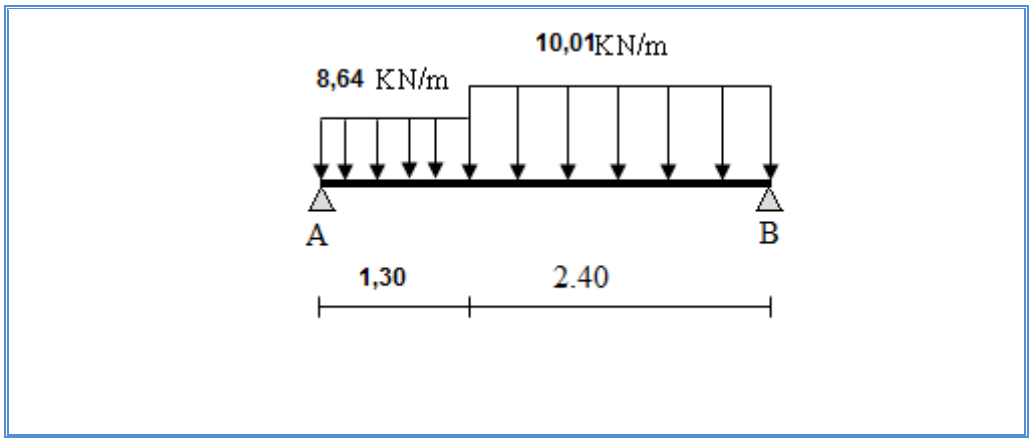
Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -24,328 + 10,01x$

M (0) = 0 KN.m; T (0) = -24,328kN.m

M (2,4) =29,56 KN.m; T (2,4) = -0,296 KN .m

M_{max} = 29,56 KN.m à x = 2,40m

T_{max} = 12,71 KN à x = 3,70 m



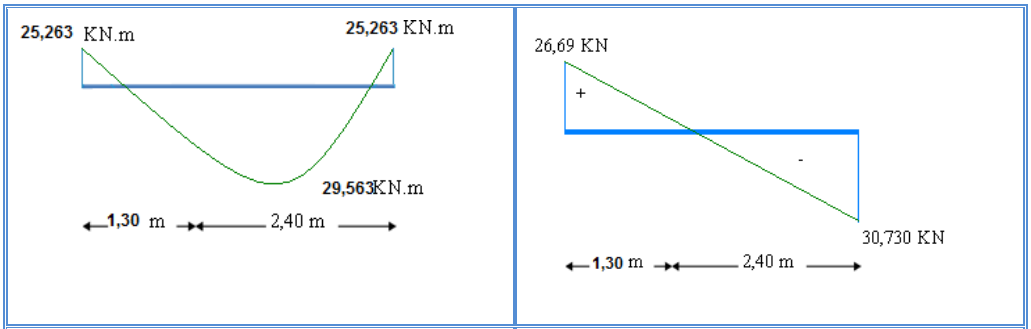


Figure.III.24. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service:

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (8,91.2,4) + (7,11.1,30) = 30,627 KN

$\sum M/B = 0$

R_a. 3,70 = (7,11.1,30.0,65) + (8,91.2,4.1,20)

R_a = 8,559 KN et R_b = 22,067 KN

(0 ≤ x ≤ 1,30)

Moment fléchissant : $M(x) = 8,559x – 3,555x^2$

Effort tranchant: T(x) = -8,559 + 7,11 x

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = -8,559 KN

M (1,30) =5,118 KN.m ; T (2.3) = 0,684 KN

(2,40≥ x ≥0)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 22,067 x– 4,455x^2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = –22,067+ 8,915x$

M (0) = 0 KN.m; T (0) =- 22,067 KN.m

M (2,4) = 26,707KN.m; T (2.4) =-0,671 KN.m

M_{max} = 26,707 KN.m à x = 2,40 m

T_{max} = 10,918 KN à x = 3,70m

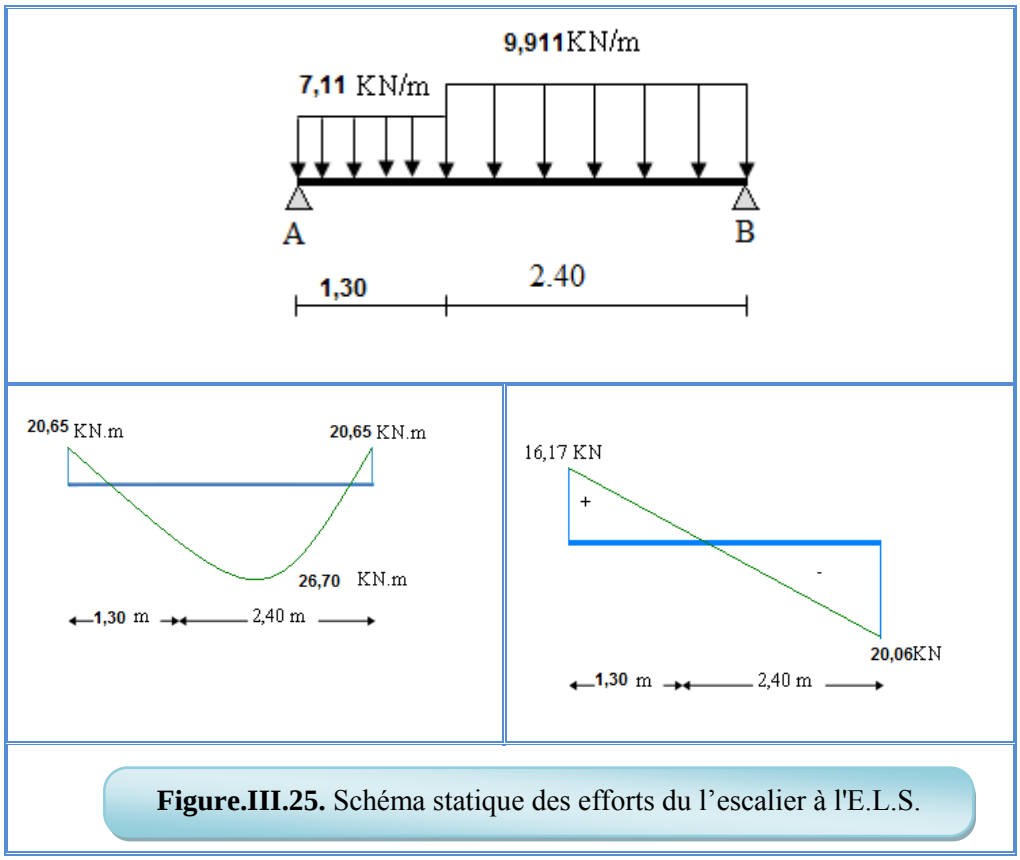


Figure.III.25. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

c. *Récapitulation :*

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.38. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	25,126	14,78	12,71
E.L.S	22,700	13,353	10,918

III.4.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.39. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13 cm

Acier	*FeE400*	*F_e=400MPa*	*γ_s = 1,15*	*σ_s = 348 MPa*

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.40. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	*25,126*	*0,113*	*0,939*	*6,15*	*0*	*1,50*	*6HA12= 6,78*
En appuis	*14,78*	*0,066*	*0 ,966*	*3,51*	*0*	*1,50*	*6HA12= 6,78*

a. Armature de répartition:

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 6T10 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 6T10 /ml.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 15 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 15 cm < 45 cm

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \bar{\tau}_u = 0,07\frac{f_{c28}}{1,5} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{12,71.10^3}{1000.125} = 0,101 MPa$$

$\tau_u = 0,101\,MPa \le \overline{\tau}_u = 1,16\,MPa$ (c.v)

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \le \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.41.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	*En appuis*
A (cm²)	*6,78*	*6,78*
M_{ser} *(KN.m)*	*22,70*	*13,35*
Y (cm)	$100y^2+30A.y-30A.d=0 \Rightarrow y=1,70$	$100y^2+30A.y \quad 30A.d=0 \Rightarrow y=1,70$
I (cm⁴)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=12469,4$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=12469,4$
$\overline{\sigma}_b$ *(MPa)*	*15*	
σ_b *(MPa)*	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3,09$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=1,820$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	*C.V*	*C.V*

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

e. ***Vérification de la flèche:***

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

$$\frac{h}{L}=\frac{0,15}{3,70}=0,040 \leq \frac{1}{16}=0,0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L}=0,040 \geq \frac{M_t}{15M_0}=0,052 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=0,0052 \leq \frac{3,6}{f_e}=0,009 \qquad \text{(c.v)}$$

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 26,707KN.m ; A=6,78 cm^2

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=7,84\text{cm}$$

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

I_0=3,100×10^4 cm^4

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.0052; \qquad \beta = 0,891$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}; \qquad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}};$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

λ_v =2/5 λ_i (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée E_i=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée E_v=E_i/3

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; \; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}; \; \Delta f_t = f_v - f_i$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 0,74\,cm$$

Tableau.III.42. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
19,337	0,0052	340,07	0,599	4,038	1,615	3,100.10^4	32164,20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,39	9974,37	17332,65	11,39	17,67	6,28	7,4	cv

III.5. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3,22m

III.5.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3,22m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,6h \leq b \leq h$

L = 3,22m => $21,46 \leq h \leq 32,20$ => h = 30 cm

L = 3,22m => $18 \leq b \leq 30$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm^2

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1 < 4 (c.v)

III.5.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_{ult} = 24,32 KN ; R_{ser} = 22,06 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,3 x 25 = 2.25 KN/ml.

Poids de double cloison : 1 ,45×2,44 =3 ,53KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (2,25+ 3 ,53) +24,32 = 31,33KN/ml

P_{ser} = (2,25+ 3,53) +22,06 =27,84KN/ml.

III.5.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par la méthode de RDM.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.43. Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	*Mt (KN.m)*	*Ma (KN.m)*
E.L.U	*50,44*	*13,53*	*27,07*
E.L.S	*44,82*	*12,02*	*24,05*

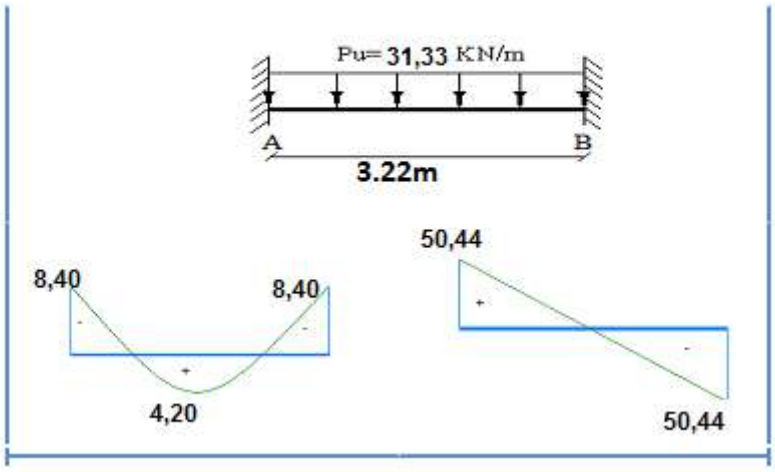


Figure.III.26. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l' E.L.U

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

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

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27 ,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.44. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	*μ*	*β*	*A(cm^2)*	*Amin (cm^2)*	*Aadp (cm^2)*	*A (cm^2)*
En travée	*13,53*	*0,041*	*0,978*	*1,44*	*0,9*	***3HA12***	*3,39*
En appuis	*27,07*	*0,084*	*0,966*	*2,92*	*0,9*	***3HA12***	*3,39*

III.5.5. Vérifications:

a. Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.45.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	$A(cm^2)$	$I(cm^4)$	$k(N/mm^3)$	$Y(cm)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	*12,02*	*3.39*	$2{,}445\times10^4$	*0,04*	*8,10*	*3,98*	*C.V*
Appuis	*24,05*	*3.39*	$2{,}445\times10^4$	*0,09*	*8,10*	*7,96*	*C.V*

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

b. RPA 99 Version 2003:

- $A_{min} = 0{,}5\%\ b\times h$
- $A_{max} = 4\%\ b\times h$ zone courante
- $A_{max} = 6\%\ b\times h$ zone de recouvrement

Tableau.III.46.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	$A\ min=4{,}5\ cm^2$	$A\ max=36\ cm^2$	Correction
Travées	*6,78*	*C.V*	*C.V*	***3HA12***$=3{,}39cm^2$
Appuis		*C.V*	*C.V*	***3HA12***$=3{,}39cm^2$

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{50{,}44\times10^3}{300\times275} = 0{,}61\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}61MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,MPa$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3{,}39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 50.44 \times 10^3}{400} = 1{,}45\,cm^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = Min\left[b - c - 2\,;\, 0{,}9d\right] = 24.75\,cm$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0 . a$$

$$V_u = 50{,}44KN \leq 495KN \quad (cv)$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0 . a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 50{,}44 \times 10^3}{300 \times 275} = 1{,}22 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad (c.v)$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10\,;\ \varphi_l = 12\,;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10{,}00mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm$$

$$a_t = \frac{\pi . \varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502\,cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$, ($n_t = 4$).

$A_t = 2{,}009\ cm^2$, $A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d\,;40cm\,] = 24{,}75\ cm$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t . (f_e / \gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1{,}15)}{30(0{,}61 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq -616{,}10cm$$

- ✓ **Vérification vis-à-vis**(*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$S_t \leq$ min [h/4; 12$Ø_l$]

$S_t \leq$ Min [7,5; 14,4] = 7,5cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 15$ cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 5$cm (zone nodale)

- $S_t = 15$cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4 . b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 150}{235} = 0{,}76cm^2$

$A_{t\,min} = 0{,}003 . S_t b \leq A_t$

$0,003.15.30 = 1{,}35\ cm^2 < 2{,}01\ cm^2$ (C.V)

$0,003.5.30 = 0{,}45\ cm^2 < 2{,}01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{322} = 0{,}093 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}093 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0 . d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27{,}5} = 0.004 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

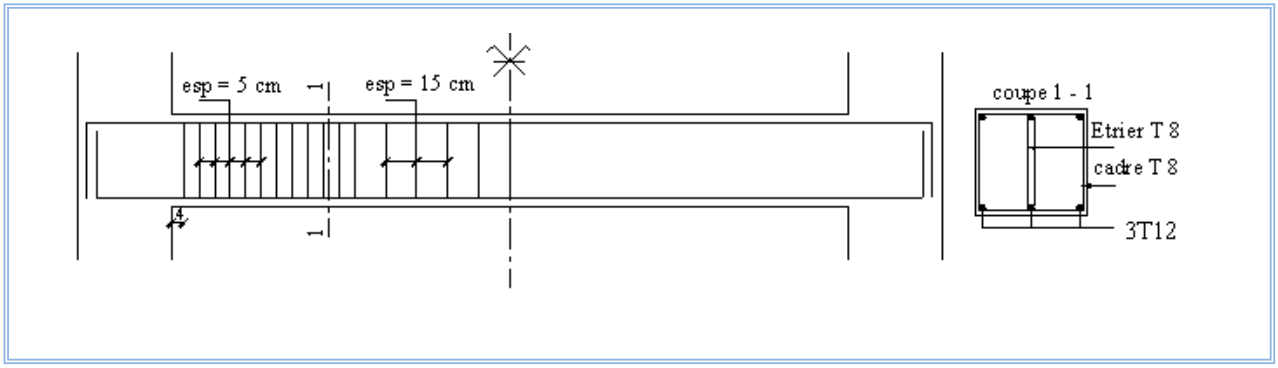


Figure.III.27. Ferraillage de la poutre palière.

IV.1 Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV -3- Choix du type de contreventement et classification de la structure selon leur configuration :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte (structures portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

A/ Régularité en plan : (RPA99/version 2003 art- 3-5)

Selon l'article (a, 1), la structure est irrégulière en plan.

B/ Régularité en élévation : Selon l'article (b,1),la structure est classée irrégulière en élévation ;

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et en élévation.

IV.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

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

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.4. 1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Vue de la Structure en 3D :

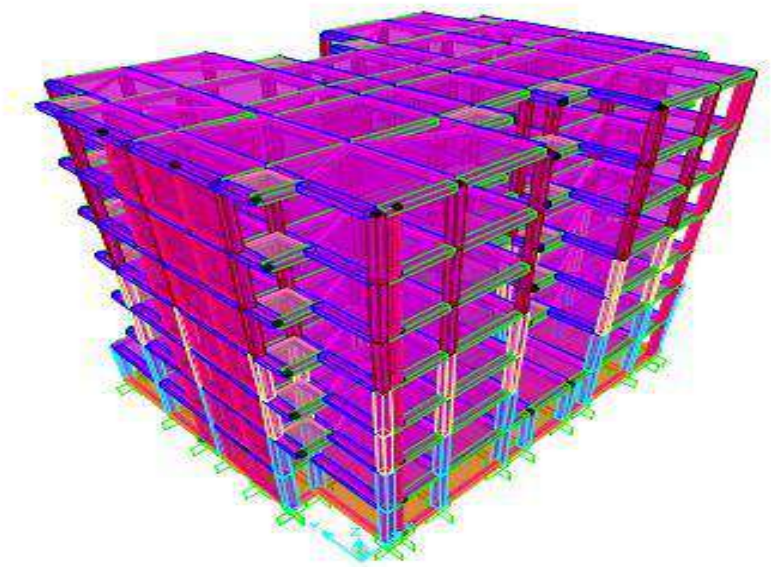


Figure IV.1 bâtiment en 3D

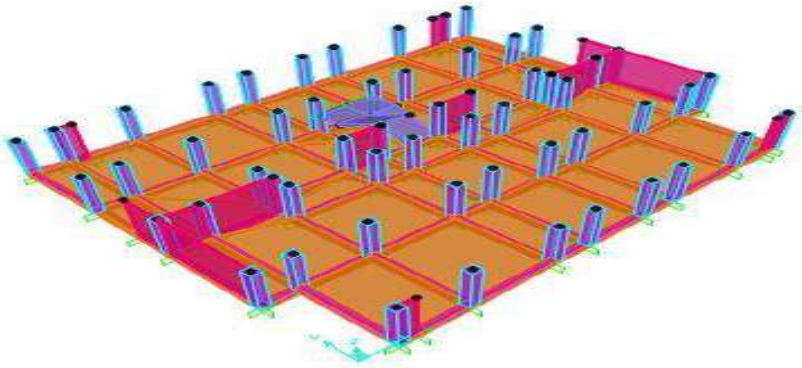


Figure IV.2 Les 1 er disposition des voiles en 3D

	Period	facture de participation massique (en %)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0.50	65.42%	0.00%	65.42%	0.00%
2	0.49	0.00%	72.56%	65.42%	72.56%
3	0.38	7.74%	0.00%	73.17%	72.56%
4	0.14	16.67%	0.00%	89.83%	72.56%
5	0.14	0.00%	18.66%	89.83%	91.22%
6	0.11	0.88%	0.00%	90.72%	91.22%

facture de participation massique

IV.5 Etude dynamique :

IV.5.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou mois rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.5.2 but de l'étude dynamique:

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et sur tout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel SAP 2000 qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.

- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

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

IV.5.3. choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1***),** ce calcul peut être mené suivant trois méthodes

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

Notre structure présente une hauteur dépassent 10m (groupe D'usage B_1 ; Zone *IIb*),

dans se cas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T_2\le T\le 0.3\ s\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

R : coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement)

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	0	-	0	-
3 Régularité en plan	0	-	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.05	0	0.05
	0 .10		0.10	

Tableau IV. 3 : calcul du facteur qualité.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité donnée par la formule **$Q = 1 + \sum P_q$.**

Dans notre cas les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.25 (groupe d'usage B_1; zone IIb : tableau 4.1)
- $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$ (4.4)

Donc : $Qx = 1.10$

$Qy = 1.10$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$

- R = 5 (VOILES PORTEURS)

IV.5.4. Justification du coefficient decomportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort ranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	x /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.5	100 %	85.216 %	14.784 %	100 %	61.194 %	38.806 %
B_ DIAPH_ 19.4	100 %	84.713 %	15.287 %	100 %	36.073 %	63.927 %
C_ DIAPH_ 16.3	100 %	84.540 %	15.460 %	100 %	30.455 %	69.545 %
D_ DIAPH_ 13.2	100 %	84.607 %	15.393 %	100 %	26.842 %	73.158 %
E_ DIAPH_ 10.1	100 %	84.740 %	15.260 %	100 %	23.740 %	76.260 %
F_ DIAPH_ 7	100 %	84.979 %	15.021 %	100 %	17.536 %	82.464 %
G_ DIAPH_ 3.5	100 %	85.703 %	14.297 %	100 %	16.603 %	3.397 %

Tableau IV. 4 : Justification du coefficient de comportement R Suivant x.

Étage	licitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 22.5	6824.144	6161.986	662.158	1048.857	660.069	388.788
B_ DIAPH_ 19.4	13674.131	12163.829	1510.302	1566.999	652.652	914.347
C_ DIAPH_ 16.3	20588.730	18279.090	2309.640	2158.725	741.888	1416.837
D_ DIAPH_ 13.2	27543.832	24464.631	3079.201	2629.187	778.828	1850.359
E_ DIAPH_ 10.1	34573.001	30770.201	3802.800	3010.019	780.919	2229.100
F_ DIAPH_ 7	41780.854	37272.029	4508.825	3299.273	597.230	2702.043
G_ DIAPH_ 3.5	51524.250	46425.879	5098.371	3453.273	573.466	2879.807

Tableau IV. 5: Justification du coefficient de comportement R Suivant y

Choix de site $\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.5\ s \end{cases}$ ➔ Site S_3

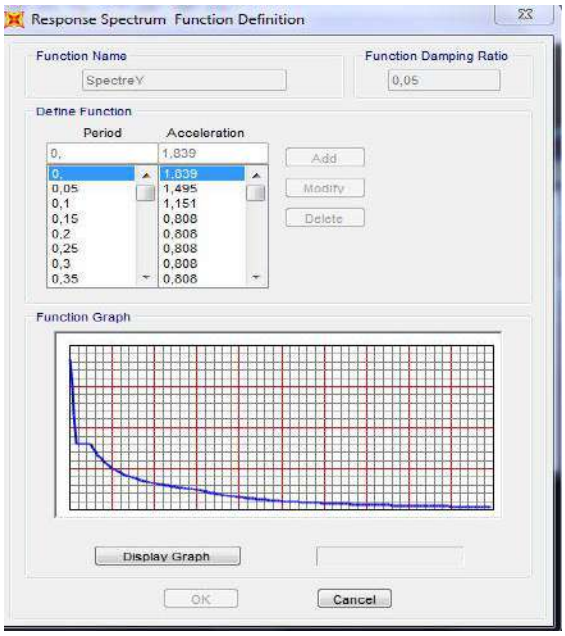


Figure IV. 3 : spectre de réponse suivent x

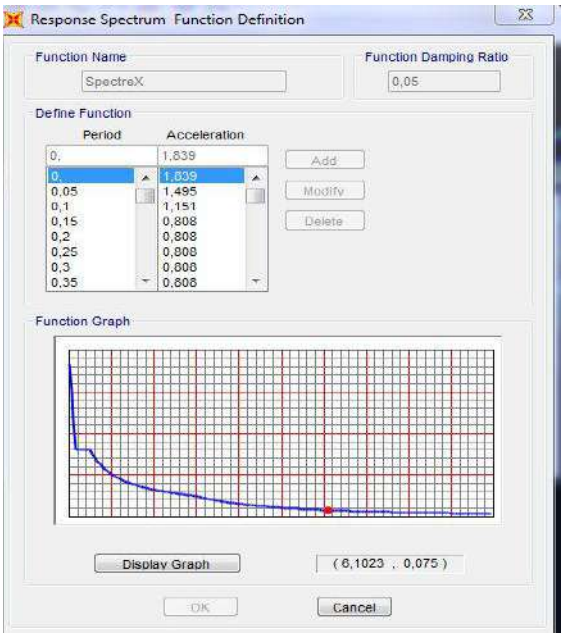


Figure IV.4 : spectre de réponse suivent x

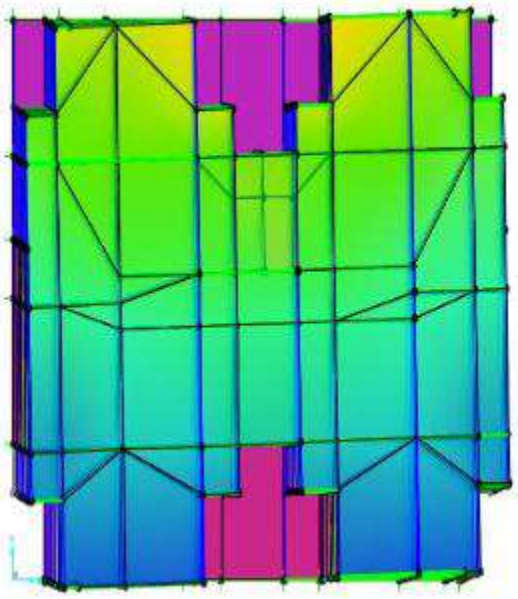


Figure IV.5 : premier mode

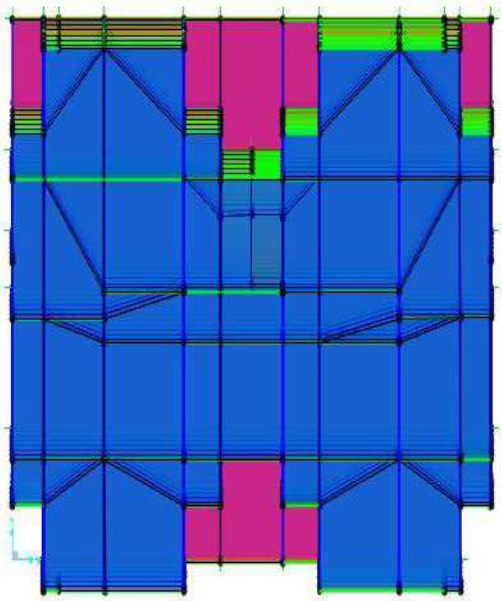


Figure IV.6 : deuxième mode

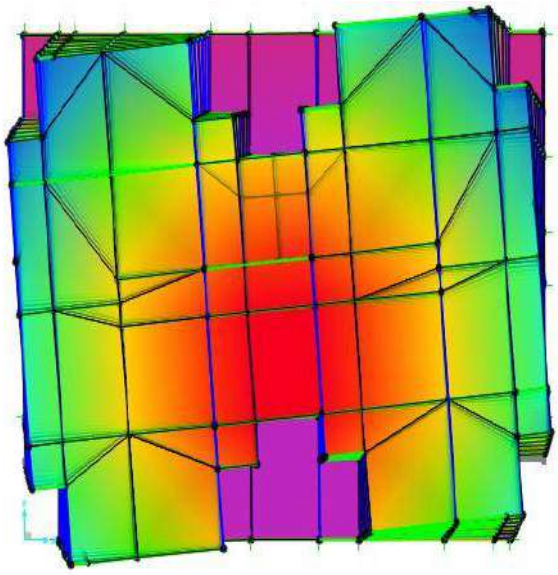


Figure IV.7 : troisième mode

-1ère mode : c'est un translation suivant la directions X .

-2ème mode : c'est un translation suivant la directions Y .

-3ème mode : c'est une rotation autour de l'axe z.

	Period	facteure de participation massique (en %)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0.50	65.42%	0.00%	65.42%	0.00%
2	0.49	0.00%	72.56%	65.42%	72.56%
3	0.38	7.74%	0.00%	73.17%	72.56%
4	0.14	16.67%	0.00%	89.83%	72.56%
5	0.14	0.00%	18.66%	89.83%	91.22%
6	0.11	0.88%	0.00%	90.72%	91.22%

Tableau IV.6 : Vérification de la de participation massique

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens X) à partir du 06 mode.

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens Y) à partir du 05mode.

IV.3.5 vérification réglementaire :

A) Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_m \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,40	0,48	0,52	Oui
Y	0,46	0,47	0,59	Oui

Tableau IV.7 Vérification des périodes

IV.5.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6] .

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0.3 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

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

T_2 = 0,5 s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_3).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X = 0.40s$

$Ty = 0.46s$

$D_X = D_Y = 2.20$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q_x =1.10 : facteur de qualité

Q_y =1.10 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0,2 (tableau 4.5)

W= 45403.18 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0{,}15x2{,}20x1{,}10}{5}$ x45403.18 = 3296.27 *kN*

$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W = \frac{0{,}15x2{,}20x1{,}10}{5}$ x45403.18 = 3296.27*kN*

$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{3245.66}{3296.27} = 0.98 > 0.8$ CV

$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{3482.08}{3296.27} = 1.05 > 0.8$ CV

IV.5.7. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

$d = R\ \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

* Déformation sous l'effet de la force Ed

δ x. R = 0.55 x 5 =2.75 cm < H/250 =2250/250 = 9 cm

δ y. R = 0,56 x 5 =2.80 cm < H/250 =2250/250 = 9cm

IV.5.8. Vérifications des déplacements inter-étage

d = R δek → R = 5

Niveau	δ ek x	R* δek x	Δx	δek y	R* δ eky	Δy	$\bar{\Delta}$	Δ<$\bar{\Delta}$
	cm	Cm	cm	Cm	cm	cm	Cm	cm
3,50	0,05	0,25	0,25	0,06	0,30	0,30	3,50	OK
7,00	0,14	0,68	0,43	0,16	0,80	0,50	3,50	OK
10,10	0,22	1,11	0,68	0,26	1,31	0,81	6,60	OK
13,20	0,31	1,56	0,88	0,37	1,85	1,04	6,60	OK
16,30	0,40	1,99	1,12	0,47	2,37	1,34	9,70	OK
19,40	0,48	2,39	1,28	0,57	2,86	1,52	9,70	OK
22,50	0,55	2,76	1,48	0,66	3,29	1,77	12,80	OK

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage

✓ **Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y**

Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{tX} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
3.50	8226,31	12,31	9,5	101265,88	78149,945
7.00	7765,2	12,35	9,43	95900,22	73225,836
10.10	7471,22	12,35	9,44	92269,567	70528,317
13.20	7326,69	12,35	9,43	90484,622	69090,687
16.30	7186,94	12,35	9,43	88758,709	67772,844
19.40	7163,86	12,35	9,43	88473,671	67555,2
22.50	6054,09	12,35	9,5	74768,012	57513,855
			∑	631920,68	483836,68

Tableau IV.8 : Moment de renversement

Moment de renversement suivant les deux directions X et Y:

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi (kN)	sax (KN)	say (KN)	Fix(KN)	Fiy(KN)	Fix*hi(KN)	Fy*hi(KN)
3,5	8226,31	28792,09	3245,66	3482,08	144,29	154,80	505,00	541,79
7	7765,2	54356,40			272,40	292,24	1906,79	2045,68
10,1	7471,22	75459,32			378,15	405,70	3819,34	4097,55
13,2	7326,69	96712,31			484,66	519,96	6397,49	6863,49
16,3	7186,94	117147,12			587,06	629,83	9569,14	10266,18
19,4	7163,86	138978,88			696,47	747,20	13511,53	14495,73
22,5	6054,09	136217,03			682,63	732,35	15359,17	16477,96
	∑	647663,15					51068,46	54788,38

Tableau IV.9 : Moment de renversement

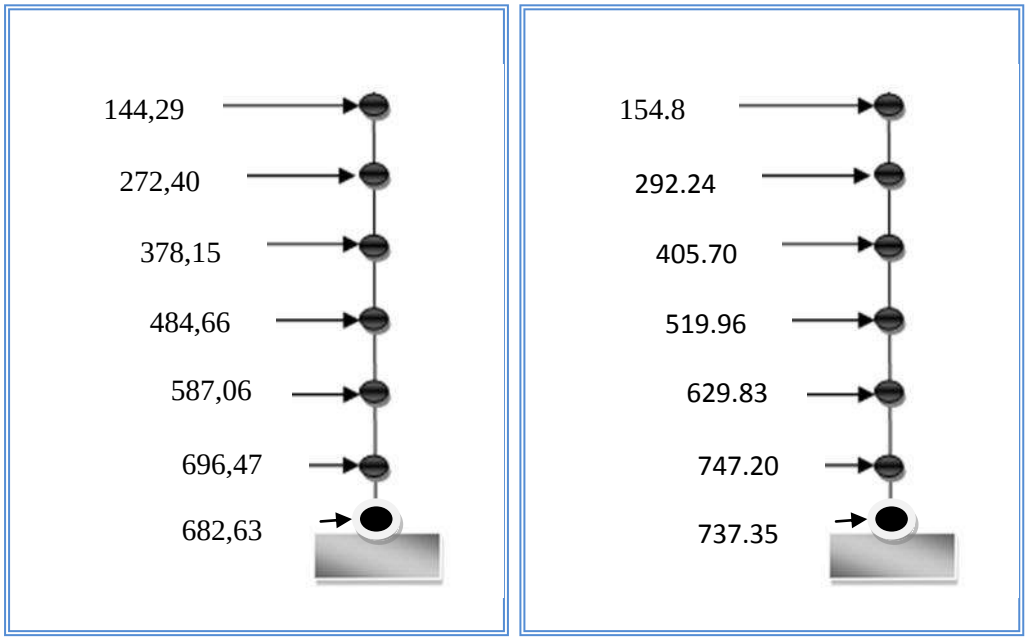


Figure. IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X est y.

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{631920{,}68}{51068{,}46} = 12{,}37 \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{483836{,}68}{54788{,}38} = 8{,}83 \geq 1{,}5$$

La structure est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis les deux directions.

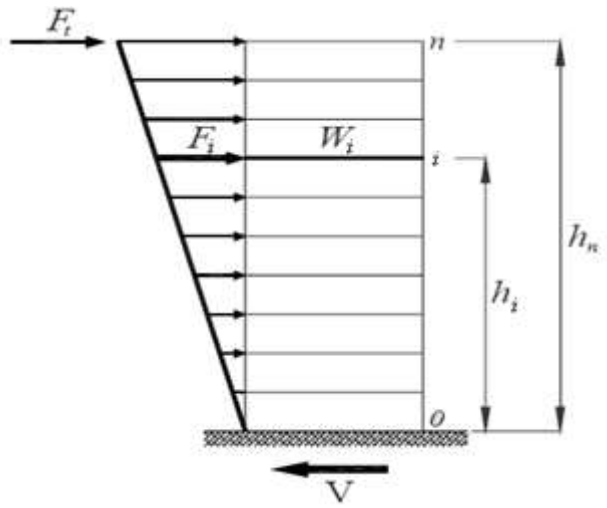


Figure IV.9: Moment de stabilité

IV.5.10. Vérification du cisaillement des éléments

1/Les poutres

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec T_u: effort tranchant

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$ (Situation accidentelle).
- ✓ **Les poutres principales (30x45)**

T_u=119,17 KN (G+Q+Ed_y)

$$\tau = \frac{119{,}17\ x10^3}{300x450} = 0.88 < 3.26\ Mpa$$

- ✓ **Les poutres secondaires (30x35)**

T_u=48,89 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{48{,}89\ x10^3}{300x350} = 0.46 < 3.26\ Mpa$$

- ✓ **Les poteaux (40 x 40)**

T_u=38,93 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{38{,}93\ x10^3}{400x400} = 0{,}24 < 1\ Mpa$$

IV.5.11. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

$$\tau = \frac{Nd}{Bc\ .\ fc28} \leq 0{,}3$$

Nd=1535,54 KN (1,35G+1,5Q)

$$\tau = \frac{1535{,}54\ x10^3}{450x450x25} = 0{,}3 \leq 0{,}3 \text{ CV}$$

IV.5.12.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

- On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	h_{kx} (KN)	P_k (KN)	Fix(KN)	Fy(KN)	Dkx (cm)	DKY (cm)	θX	θY	θ<0,1
3.50	350	8226,31	144,29	154,8	0,25	0,3	0,04	0,05	CV
7.00	310	7765,2	272,4	292,24	0,43	0,5	0,04	0,04	CV
10.10	310	7471,22	378,15	405,7	0,68	0,81	0,04	0,05	CV
13.20	310	7326,69	484,66	519,96	0,88	1,04	0,04	0,05	CV
16.30	310	7186,94	587,06	629,83	1,12	1,34	0,04	0,05	CV
19.40	310	7163,86	696,47	747,2	1,28	1,52	0,04	0,05	CV
22.50	310	6054,09	682,63	732,35	1,48	1,77	0,04	0,05	CV

Tableau IV.10 Vérification l'effet P-Δ

IV.1 Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV -3- Choix du type de contreventement et classification de la structure selon leur configuration :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte (structures portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

A/ Régularité en plan : (RPA99/version 2003 art- 3-5)

Selon l'article (a, 1), la structure est irrégulière en plan.

B/ Régularité en élévation : Selon l'article (b,1),la structure est classée irrégulière en élévation ;

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et en élévation.

IV.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

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

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.4. 1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Vue de la Structure en 3D :

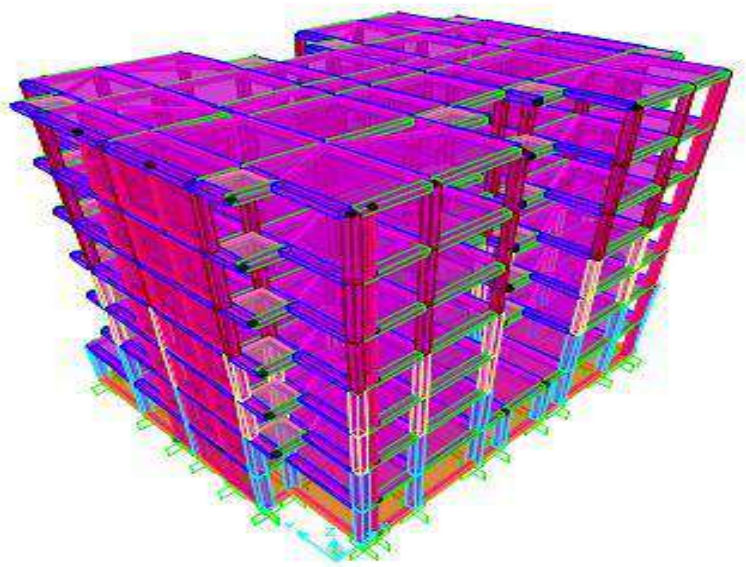


Figure IV.1 bâtiment en 3D

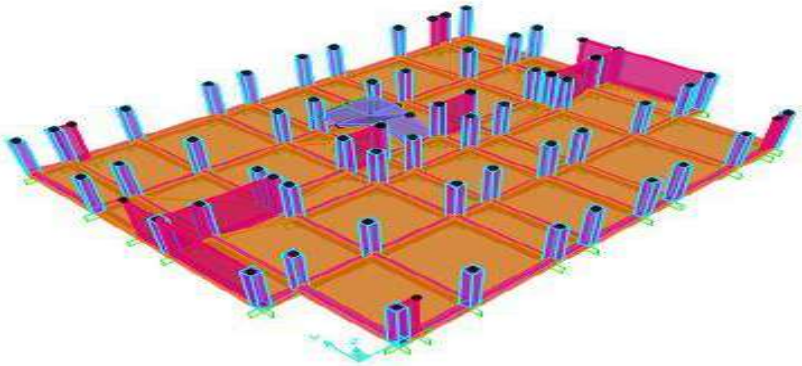


Figure IV.2 Les 1 er disposition des voiles en 3D

	Period	facture de participation massique (en %)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0.50	65.42%	0.00%	65.42%	0.00%
2	0.49	0.00%	72.56%	65.42%	72.56%
3	0.38	7.74%	0.00%	73.17%	72.56%
4	0.14	16.67%	0.00%	89.83%	72.56%
5	0.14	0.00%	18.66%	89.83%	91.22%
6	0.11	0.88%	0.00%	90.72%	91.22%

facture de participation massique

IV.5 Etude dynamique :

IV.5.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou mois rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.5.2 but de l'étude dynamique:

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et sur tout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel SAP 2000 qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.

- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

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

IV.5.3. choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1***),** ce calcul peut être mené suivant trois méthodes

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

Notre structure présente une hauteur dépassent 10m (groupe D'usage B_1 ; Zone *IIb*),

dans se cas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T_2\le T\le 0.3\ s\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

R : coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement)

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	0	-	0	-
3 Régularité en plan	0	-	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.05	0	0.05
	0 .10		0.10	

Tableau IV. 3 : calcul du facteur qualité.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité donnée par la formule **$Q = 1 + \sum P_q$.**

Dans notre cas les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.25 (groupe d'usage B_1; zone IIb : tableau 4.1)
- $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$ (4.4)

Donc : $Qx = 1.10$

$Qy = 1.10$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$

- R = 5 (VOILES PORTEURS)

IV.5.4. Justification du coefficient decomportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort ranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	x /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.5	100 %	85.216 %	14.784 %	100 %	61.194 %	38.806 %
B_ DIAPH_ 19.4	100 %	84.713 %	15.287 %	100 %	36.073 %	63.927 %
C_ DIAPH_ 16.3	100 %	84.540 %	15.460 %	100 %	30.455 %	69.545 %
D_ DIAPH_ 13.2	100 %	84.607 %	15.393 %	100 %	26.842 %	73.158 %
E_ DIAPH_ 10.1	100 %	84.740 %	15.260 %	100 %	23.740 %	76.260 %
F_ DIAPH_ 7	100 %	84.979 %	15.021 %	100 %	17.536 %	82.464 %
G_ DIAPH_ 3.5	100 %	85.703 %	14.297 %	100 %	16.603 %	3.397 %

Tableau IV. 4 : Justification du coefficient de comportement R Suivant x.

Étage	licitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 22.5	6824.144	6161.986	662.158	1048.857	660.069	388.788
B_ DIAPH_ 19.4	13674.131	12163.829	1510.302	1566.999	652.652	914.347
C_ DIAPH_ 16.3	20588.730	18279.090	2309.640	2158.725	741.888	1416.837
D_ DIAPH_ 13.2	27543.832	24464.631	3079.201	2629.187	778.828	1850.359
E_ DIAPH_ 10.1	34573.001	30770.201	3802.800	3010.019	780.919	2229.100
F_ DIAPH_ 7	41780.854	37272.029	4508.825	3299.273	597.230	2702.043
G_ DIAPH_ 3.5	51524.250	46425.879	5098.371	3453.273	573.466	2879.807

Tableau IV. 5: Justification du coefficient de comportement R Suivant y

Choix de site $\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.5\ s \end{cases}$ ➔ Site S_3

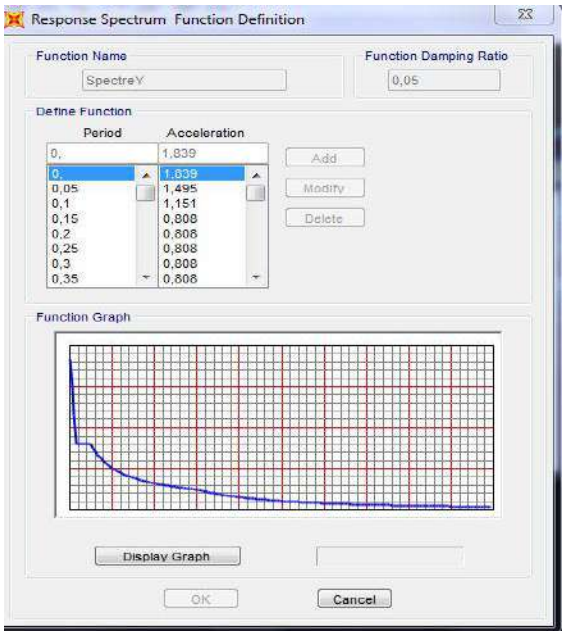


Figure IV. 3 : spectre de réponse suivent x

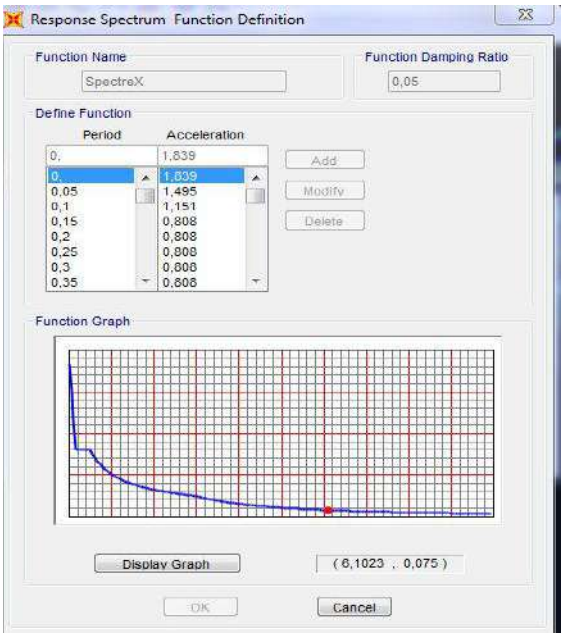


Figure IV.4 : spectre de réponse suivent x

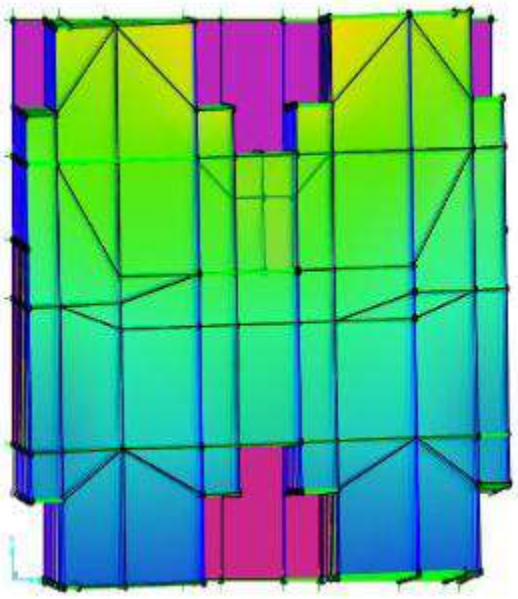


Figure IV.5 : premier mode

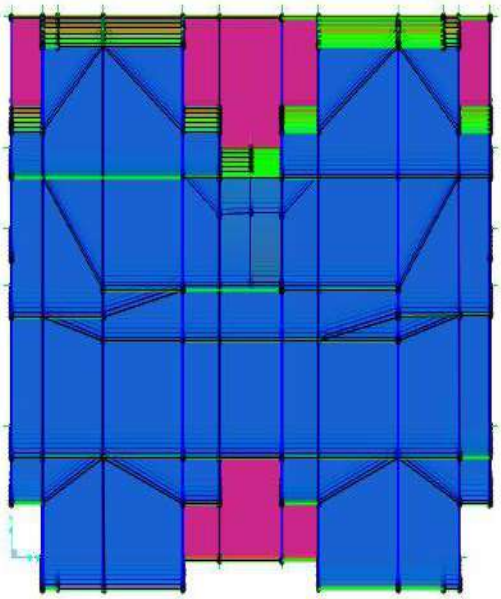


Figure IV.6 : deuxième mode

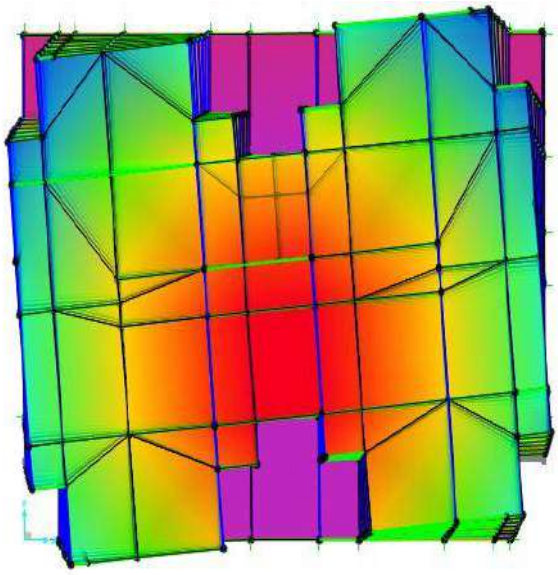


Figure IV.7 : troisième mode

-1ère mode : c'est un translation suivant la directions X .

-2ème mode : c'est un translation suivant la directions Y .

-3ème mode : c'est une rotation autour de l'axe z.

	Period	facteure de participation massique (en %)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0.50	65.42%	0.00%	65.42%	0.00%
2	0.49	0.00%	72.56%	65.42%	72.56%
3	0.38	7.74%	0.00%	73.17%	72.56%
4	0.14	16.67%	0.00%	89.83%	72.56%
5	0.14	0.00%	18.66%	89.83%	91.22%
6	0.11	0.88%	0.00%	90.72%	91.22%

Tableau IV.6 : Vérification de la de participation massique

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens X) à partir du 06 mode.

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens Y) à partir du 05mode.

IV.3.5 vérification réglementaire :

A) Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_m \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,40	0,48	0,52	Oui
Y	0,46	0,47	0,59	Oui

Tableau IV.7 Vérification des périodes

IV.5.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6] .

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0.3 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

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

T_2 = 0,5 s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_3).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X = 0.40s$

$Ty = 0.46s$

$D_X = D_Y = 2.20$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q_x =1.10 : facteur de qualité

Q_y =1.10 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0,2 (tableau 4.5)

W= 45403.18 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0{,}15x2{,}20x1{,}10}{5}$ x45403.18 = 3296.27 *kN*

$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W = \frac{0{,}15x2{,}20x1{,}10}{5}$ x45403.18 = 3296.27*kN*

$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{3245.66}{3296.27} = 0.98 > 0.8$ CV

$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{3482.08}{3296.27} = 1.05 > 0.8$ CV

IV.5.7. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

$d = R\ \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

* Déformation sous l'effet de la force Ed

δ x. R = 0.55 x 5 =2.75 cm < H/250 =2250/250 = 9 cm

δ y. R = 0,56 x 5 =2.80 cm < H/250 =2250/250 = 9cm

IV.5.8. Vérifications des déplacements inter-étage

d = R δek → R = 5

Niveau	δ ek x	R* δek x	Δx	δek y	R* δ eky	Δy	$\bar{\Delta}$	Δ<$\bar{\Delta}$
	cm	Cm	cm	Cm	cm	cm	Cm	cm
3,50	0,05	0,25	0,25	0,06	0,30	0,30	3,50	OK
7,00	0,14	0,68	0,43	0,16	0,80	0,50	3,50	OK
10,10	0,22	1,11	0,68	0,26	1,31	0,81	6,60	OK
13,20	0,31	1,56	0,88	0,37	1,85	1,04	6,60	OK
16,30	0,40	1,99	1,12	0,47	2,37	1,34	9,70	OK
19,40	0,48	2,39	1,28	0,57	2,86	1,52	9,70	OK
22,50	0,55	2,76	1,48	0,66	3,29	1,77	12,80	OK

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage

✓ **Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y**

Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{tX} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
3.50	8226,31	12,31	9,5	101265,88	78149,945
7.00	7765,2	12,35	9,43	95900,22	73225,836
10.10	7471,22	12,35	9,44	92269,567	70528,317
13.20	7326,69	12,35	9,43	90484,622	69090,687
16.30	7186,94	12,35	9,43	88758,709	67772,844
19.40	7163,86	12,35	9,43	88473,671	67555,2
22.50	6054,09	12,35	9,5	74768,012	57513,855
			∑	631920,68	483836,68

Tableau IV.8 : Moment de renversement

Moment de renversement suivant les deux directions X et Y:

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi (kN)	sax (KN)	say (KN)	Fix(KN)	Fiy(KN)	Fix*hi(KN)	Fy*hi(KN)
3,5	8226,31	28792,09	3245,66	3482,08	144,29	154,80	505,00	541,79
7	7765,2	54356,40			272,40	292,24	1906,79	2045,68
10,1	7471,22	75459,32			378,15	405,70	3819,34	4097,55
13,2	7326,69	96712,31			484,66	519,96	6397,49	6863,49
16,3	7186,94	117147,12			587,06	629,83	9569,14	10266,18
19,4	7163,86	138978,88			696,47	747,20	13511,53	14495,73
22,5	6054,09	136217,03			682,63	732,35	15359,17	16477,96
	∑	647663,15					51068,46	54788,38

Tableau IV.9 : Moment de renversement

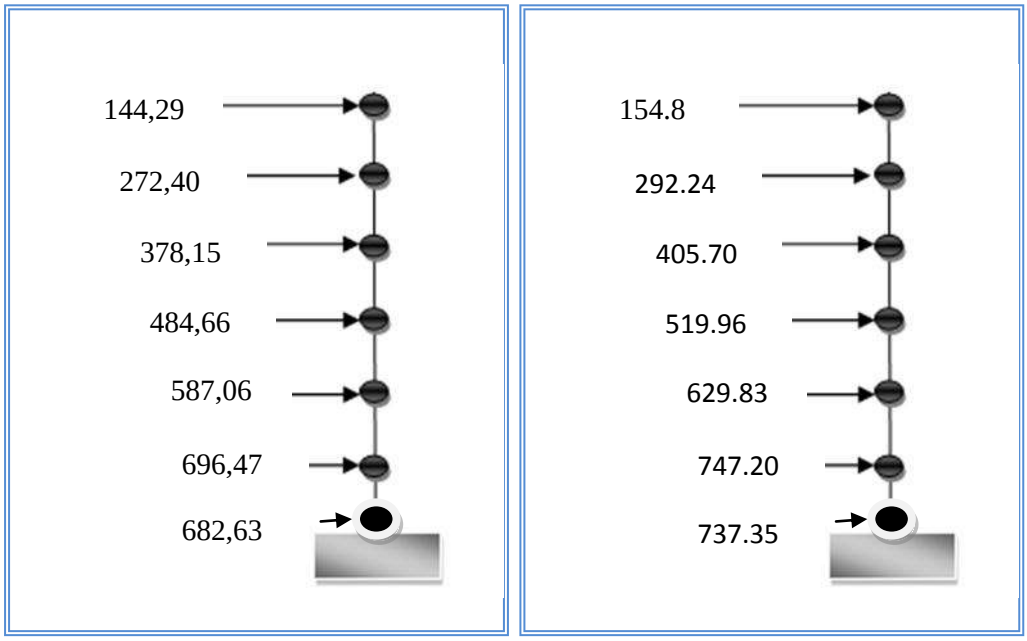


Figure. IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X est y.

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{631920{,}68}{51068{,}46} = 12{,}37 \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{483836{,}68}{54788{,}38} = 8{,}83 \geq 1{,}5$$

La structure est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis les deux directions.

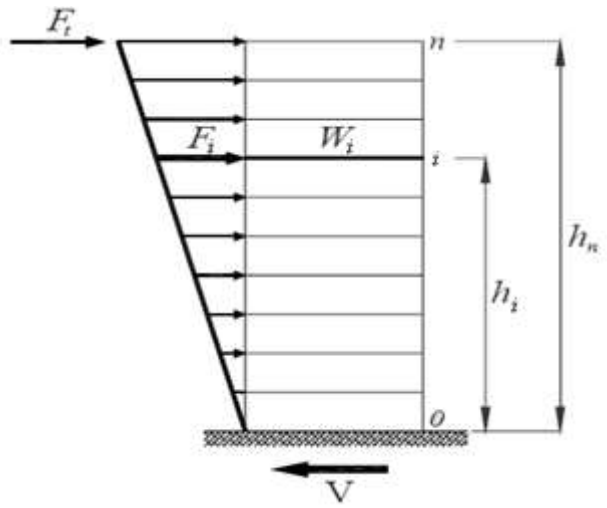


Figure IV.9: Moment de stabilité

IV.5.10. Vérification du cisaillement des éléments

1/Les poutres

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec T_u: effort tranchant

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$ (Situation accidentelle).
- ✓ **Les poutres principales (30x45)**

T_u=119,17 KN (G+Q+Ed_y)

$$\tau = \frac{119{,}17\ x10^3}{300x450} = 0.88 < 3.26\ Mpa$$

- ✓ **Les poutres secondaires (30x35)**

T_u=48,89 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{48{,}89\ x10^3}{300x350} = 0.46 < 3.26\ Mpa$$

- ✓ **Les poteaux (40 x 40)**

T_u=38,93 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{38{,}93\ x10^3}{400x400} = 0{,}24 < 1\ Mpa$$

IV.5.11. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

$$\tau = \frac{Nd}{Bc\ .\ fc28} \leq 0{,}3$$

Nd=1535,54 KN (1,35G+1,5Q)

$$\tau = \frac{1535{,}54\ x10^3}{450x450x25} = 0{,}3 \leq 0{,}3 \text{ CV}$$

IV.5.12.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

- On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	h_{kx} (KN)	P_k (KN)	Fix(KN)	Fy(KN)	Dkx (cm)	DKY (cm)	θX	θY	θ<0,1
3.50	350	8226,31	144,29	154,8	0,25	0,3	0,04	0,05	CV
7.00	310	7765,2	272,4	292,24	0,43	0,5	0,04	0,04	CV
10.10	310	7471,22	378,15	405,7	0,68	0,81	0,04	0,05	CV
13.20	310	7326,69	484,66	519,96	0,88	1,04	0,04	0,05	CV
16.30	310	7186,94	587,06	629,83	1,12	1,34	0,04	0,05	CV
19.40	310	7163,86	696,47	747,2	1,28	1,52	0,04	0,05	CV
22.50	310	6054,09	682,63	732,35	1,48	1,77	0,04	0,05	CV

Tableau IV.10 Vérification l'effet P-Δ

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en
L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **les combinaisons données par les règles du C.B.A 93** :

- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S G + Q

❖ **les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :**

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s=1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

Tableau V.1. Différentes caractéristiques de béton et d'acier

V.2.2. Recommandation du R.P.A99 :

V.2.2.a Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

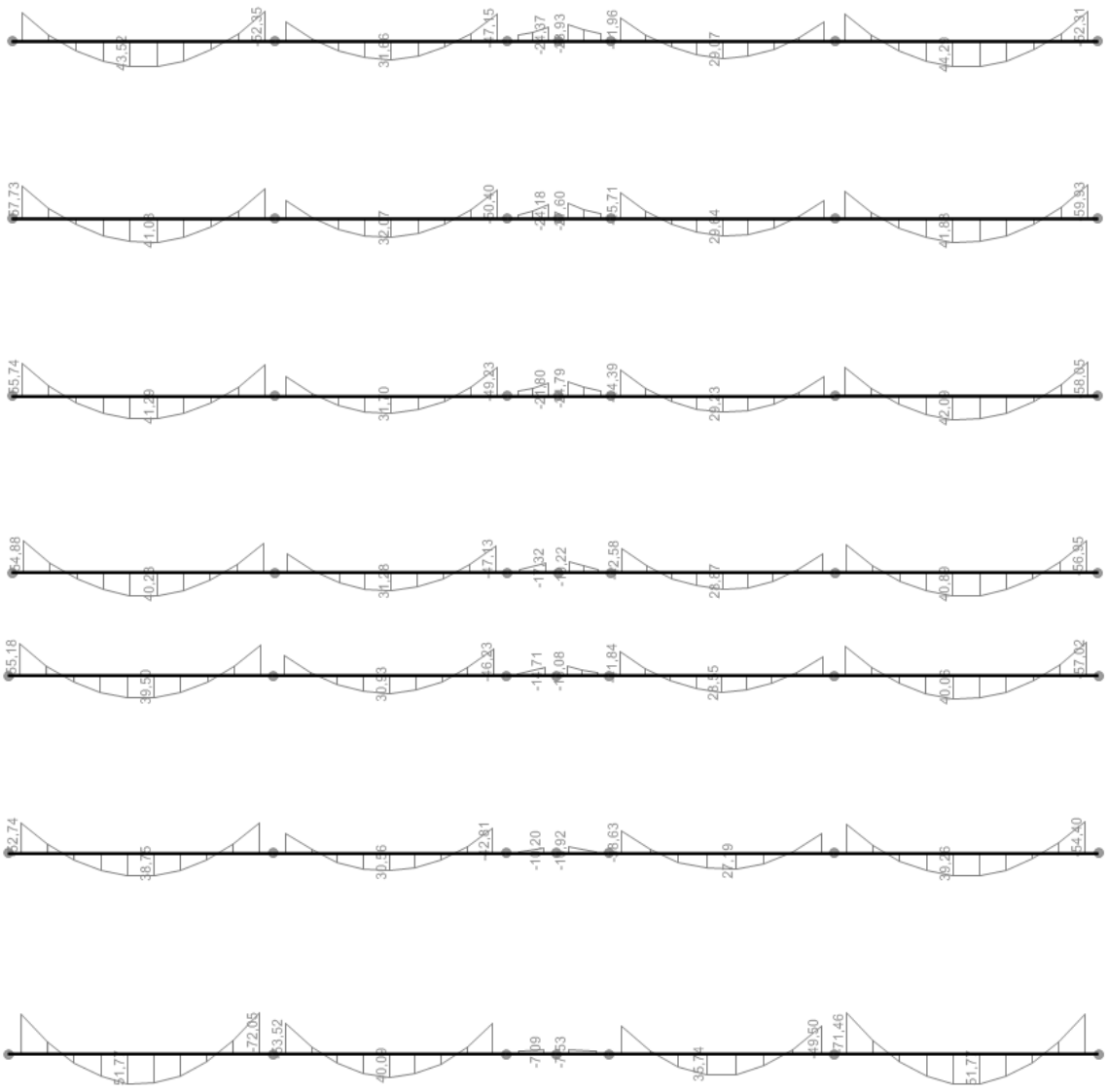
- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

I. Calcul des poutres

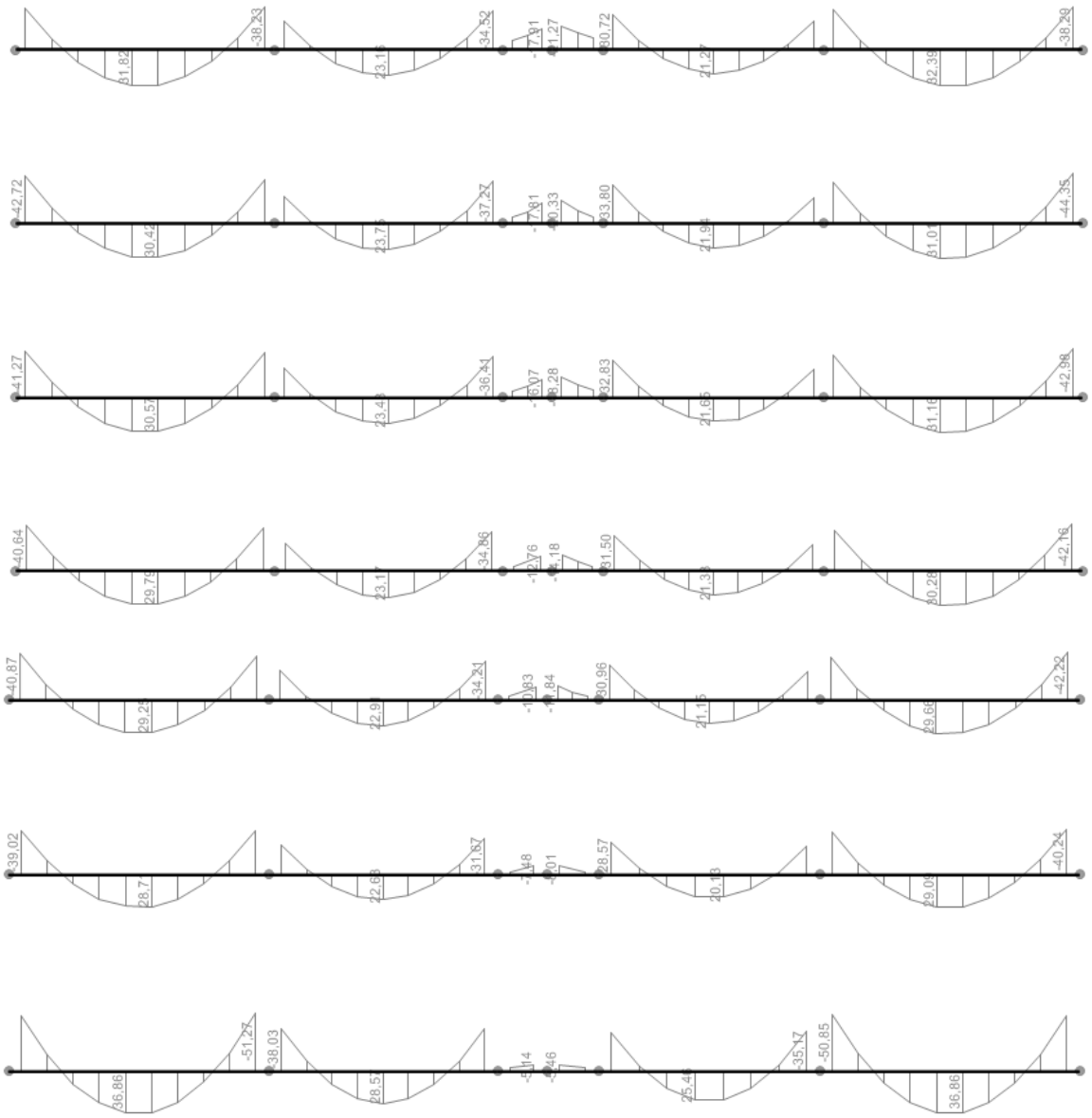
Diagrammes des efforts internes pour les poutres principales(35x45):

Diagramme du moment fléchissant et efforts tranchant



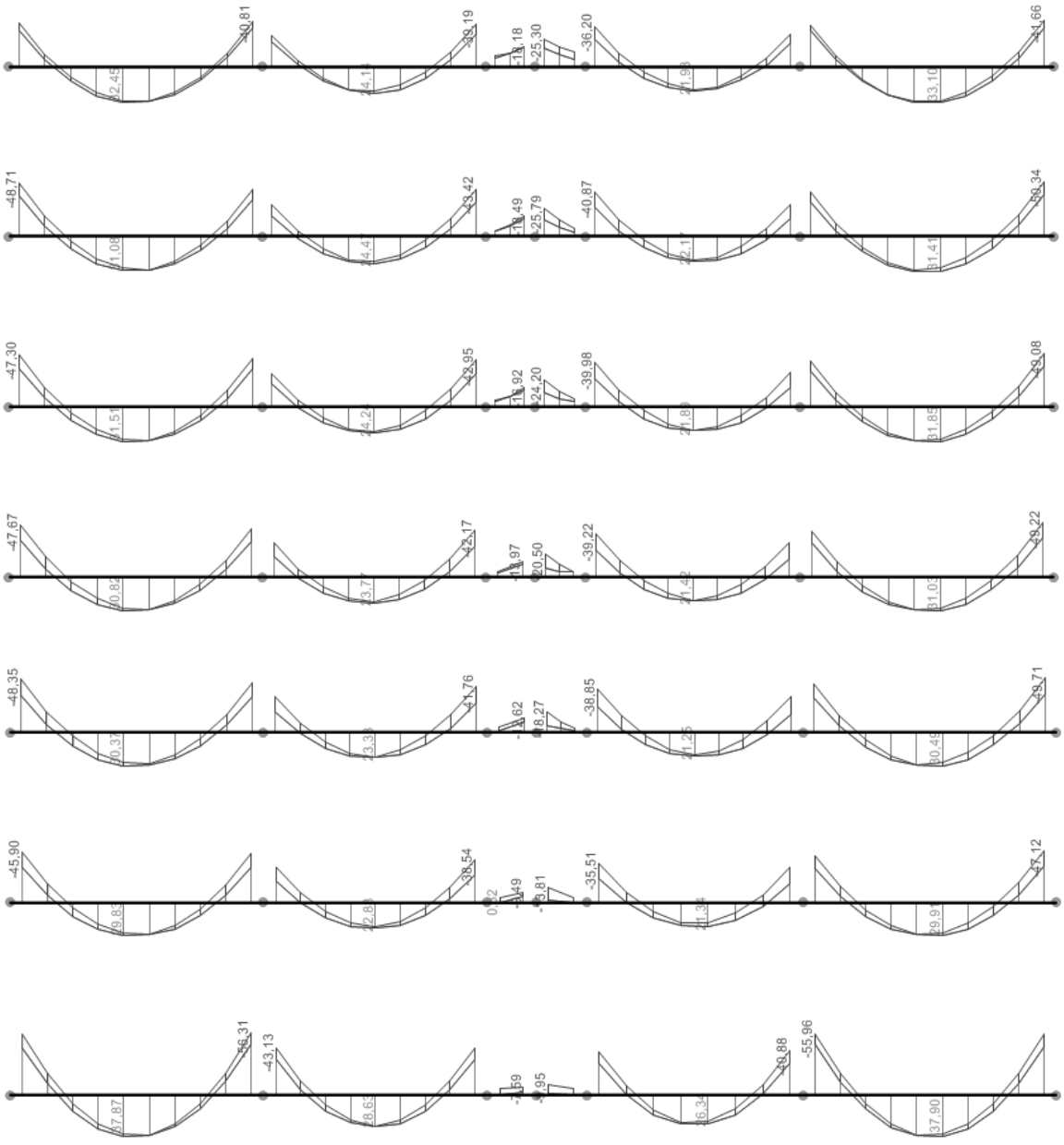
Combinaison l : 1.35G+1.5Q

Figure **V.** 1. Combinaison



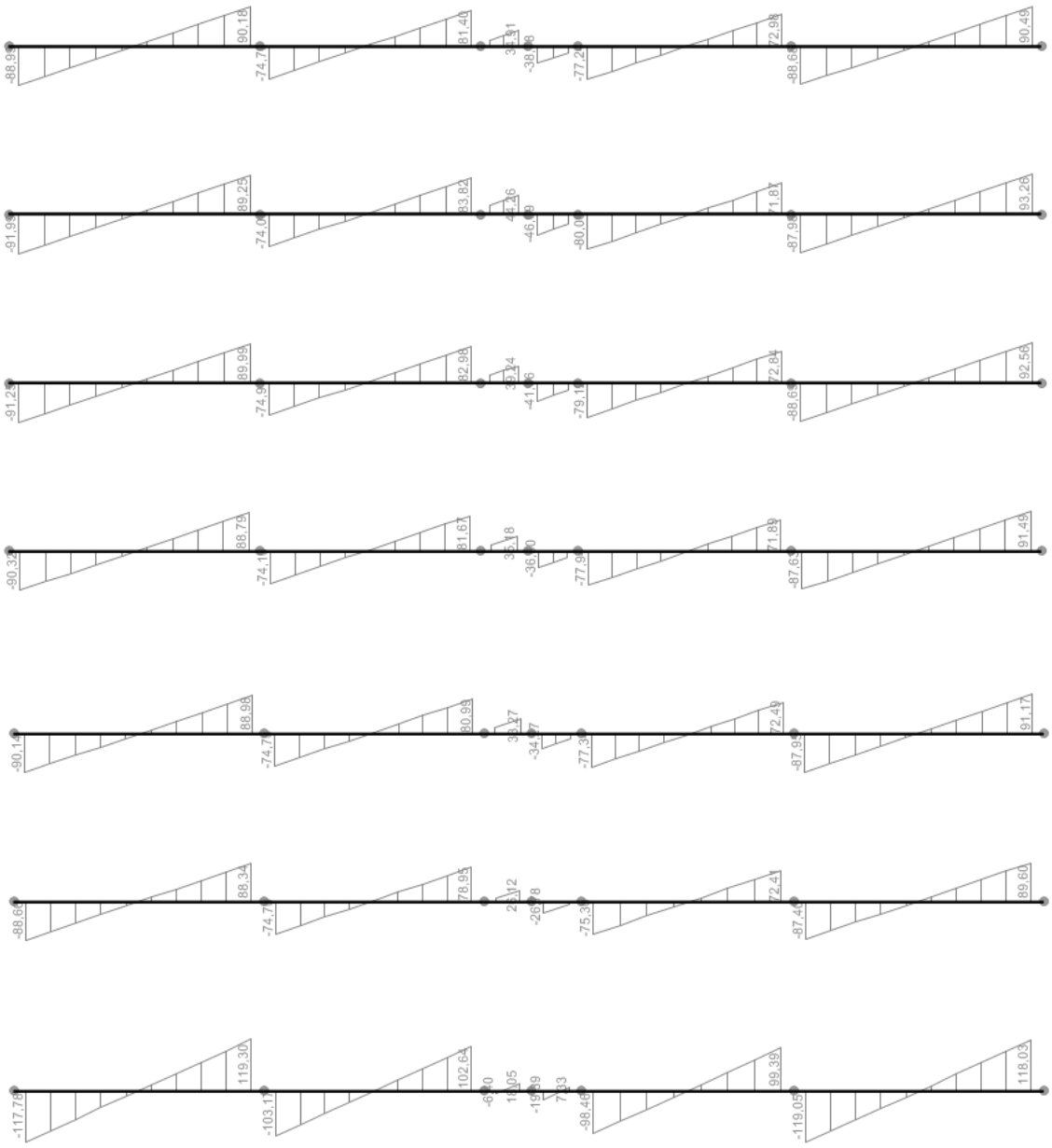
Combinaison 2 : G+Q

Figure **V.** 2. Combinaison



Combinaison 3 : G+Q+Ey

Figure **V.3.** Combinaison



Effort tranchant sous 1.35G+1.5Q

Figure V.4.combinaison

Ferraillage longitudinale:

Efforts	*Appuis*	*Travées*	*As en appuis en [cm²]*	*As en travée en [cm²]*	*As min [cm²]*	*As (ad) en appui en [cm²]*	*As (ad) en travée en [cm²]*
M ultime [KN.M]	72,04	44,29	7,05	3,2	6,75	3T14+2T14	3T14+2T12
M service [KN.M]	51,27	32,39					
M Accid [KN.M]	56,31	33,10					

Tableau V.2. Ferraillage de poutre en travée et aux appuis de poutre principales

Vérification de la contrainte tangentielle :

I.1.1.1. Calcul de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0\, d}$$

Avec :

- τ_u : Contrainte tangentielle
- V_u : Effort tranchant à l'effort à l'ELU
- b_0 : Largeur de la poutre
- d : Hauteur utile

V ultime [KN]	*b_0 (m)*	*d (m)*	*τ_u (Mpa)*
119,05	0.30	0.40	0,99

I.1.1.2. Vérification de la contrainte tangentielle :

u <= min {0.13fcj ; 4 Mpa} = min {3,25 ; 4Mpa}=3,25Mpa

Fissuration peu préjudiciable

Avec :

- f_{cj}=25 Mpa : Résistance à la compression du béton

V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) ×fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

➢ **Les poutres principales (30x45)**

Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	Combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	32,39	G+Q	6,88	4,1	124,4	**C .V**
Appui	51,27	G+Q	7,70	6,2	133,30	**C .V**

Tableau V.3. Valeur des contraintes de poutre principales a LES

I.1.1.1. Armatures d'âme et espacement :

$$St = \frac{0.8 fe\ At}{b_0(\tau u - 0.3 f_{tj}.k)}$$

Avec :
- fe :Limite élastique des armatures transversales.
- At : Section des armature transversales
- τ_u : Contrainte tangentielle
- b_o :Largeur de la poutre
- f_{tj} :Résistante à la traction du béton
- k :Coefficient dépend de la nature du sollicitation (flexion simple)

fe [Mpa]	*At (cm^2)*	*b_0 (m)*	*τ_u (Mpa)*	*ftj (Mpa)*	*k*	*St (cm)*
215	4□8=2.01	0.35	0,99	2,1	1	**15**

I.1.1.2. Vérification de la section minimale :

St <= 0.9 d = 40.5 cm et 40 cm

$$\frac{A_t\ Fe}{b_0\ S_t} = 0.82 >= 0.4\,Mpa$$

I.1.1.3. Vérification selon RPA version 2003 (art 7.5.2.2) :

$$St \le \frac{At}{0.003.b} = 19.05\,cm$$

$$St \le \frac{h}{2} = 20cm \qquad Armatures\ comprimées\ sont\ pas\ necessaires$$

V.2.6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \le \frac{4.2}{f_e}$
- Avec Mt = K*M0
- K : est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \ge \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \le \frac{4.2}{fe}$
35x45	0.09	0.062	**C.V**	0.09	0.075	**C.V**	0.0049	0.0195	**C.V**

Tableau V.4. Vérification de la flèche des poutres

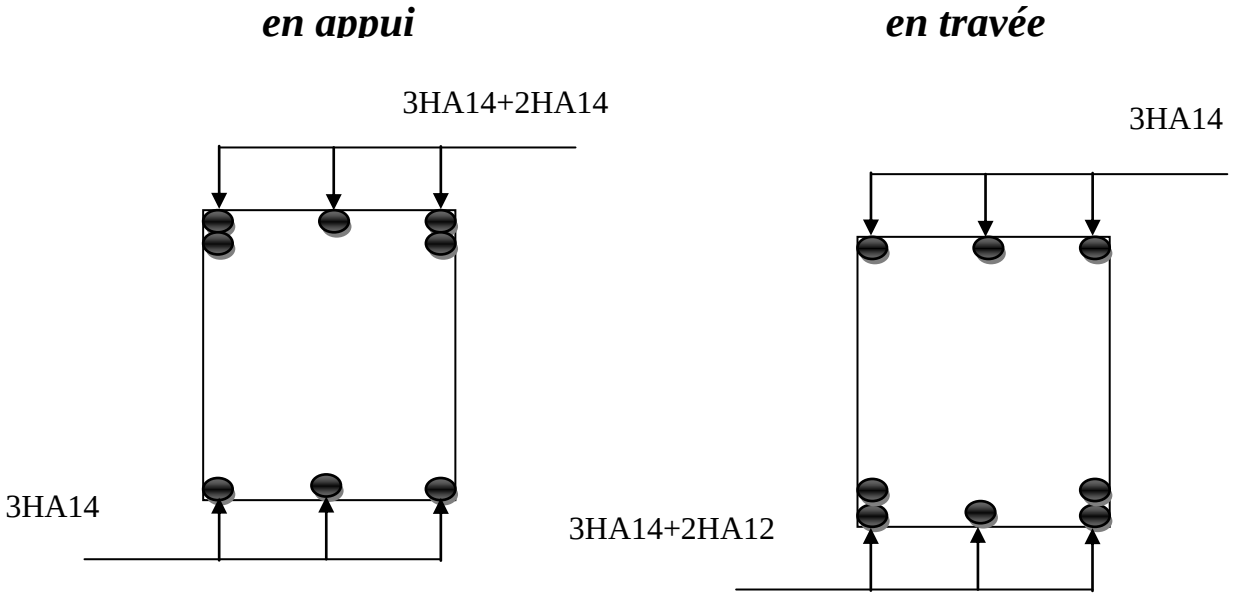
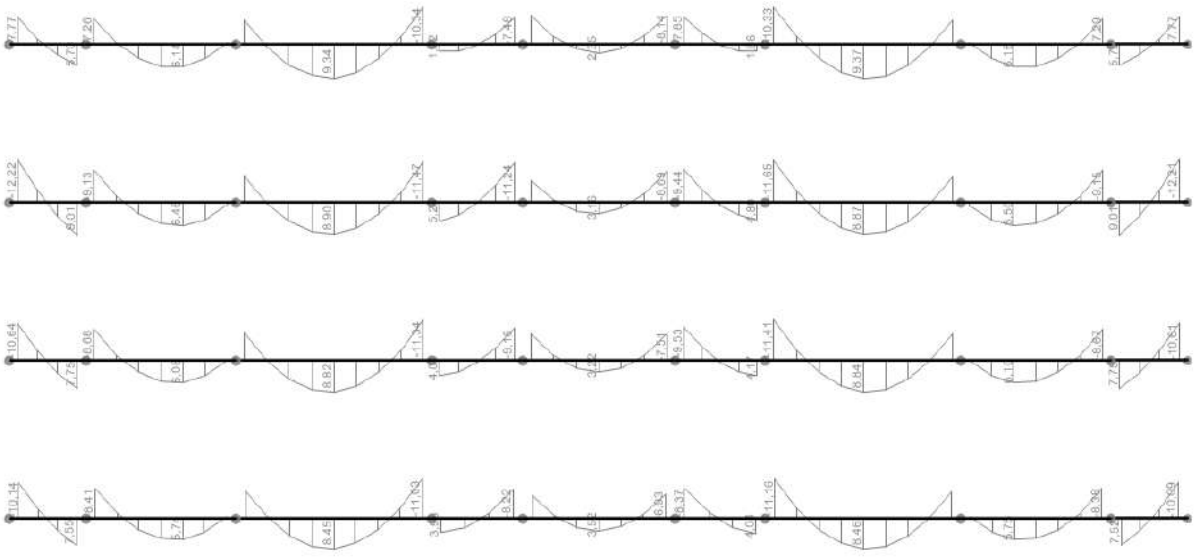


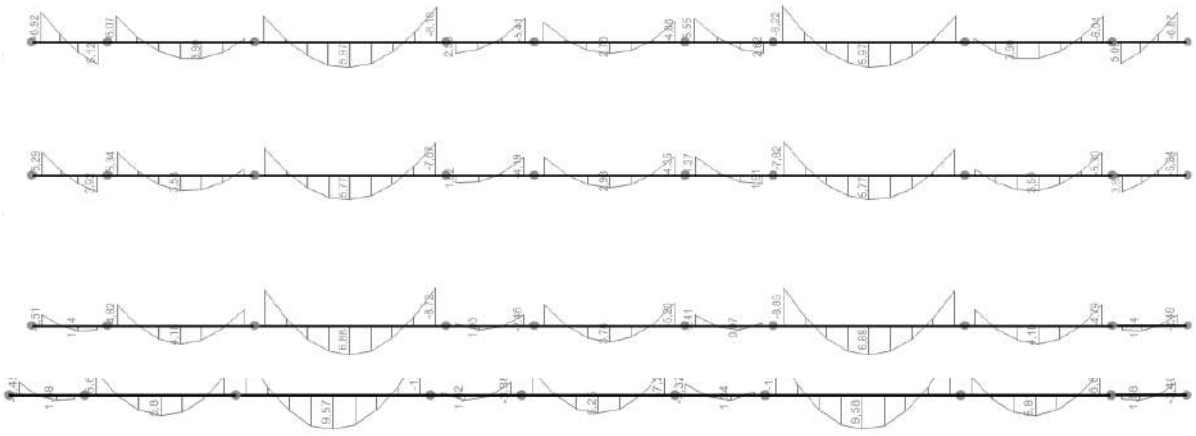
Figure V.5. Ferraillage de poutre principale

II. *Calcul des poutres*

- ***Diagrammes des efforts internes pour les poutres secondaires (30x35)***

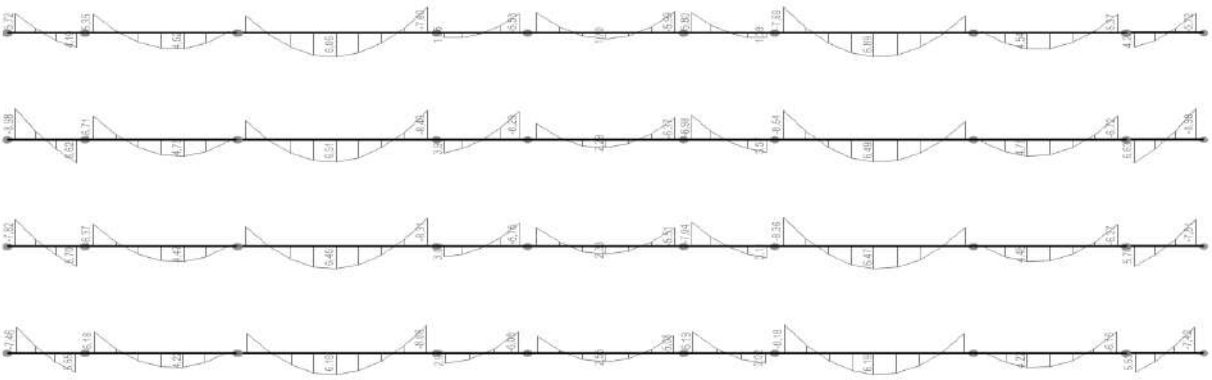
Diagramme du moment fléchissant et efforts tranchant





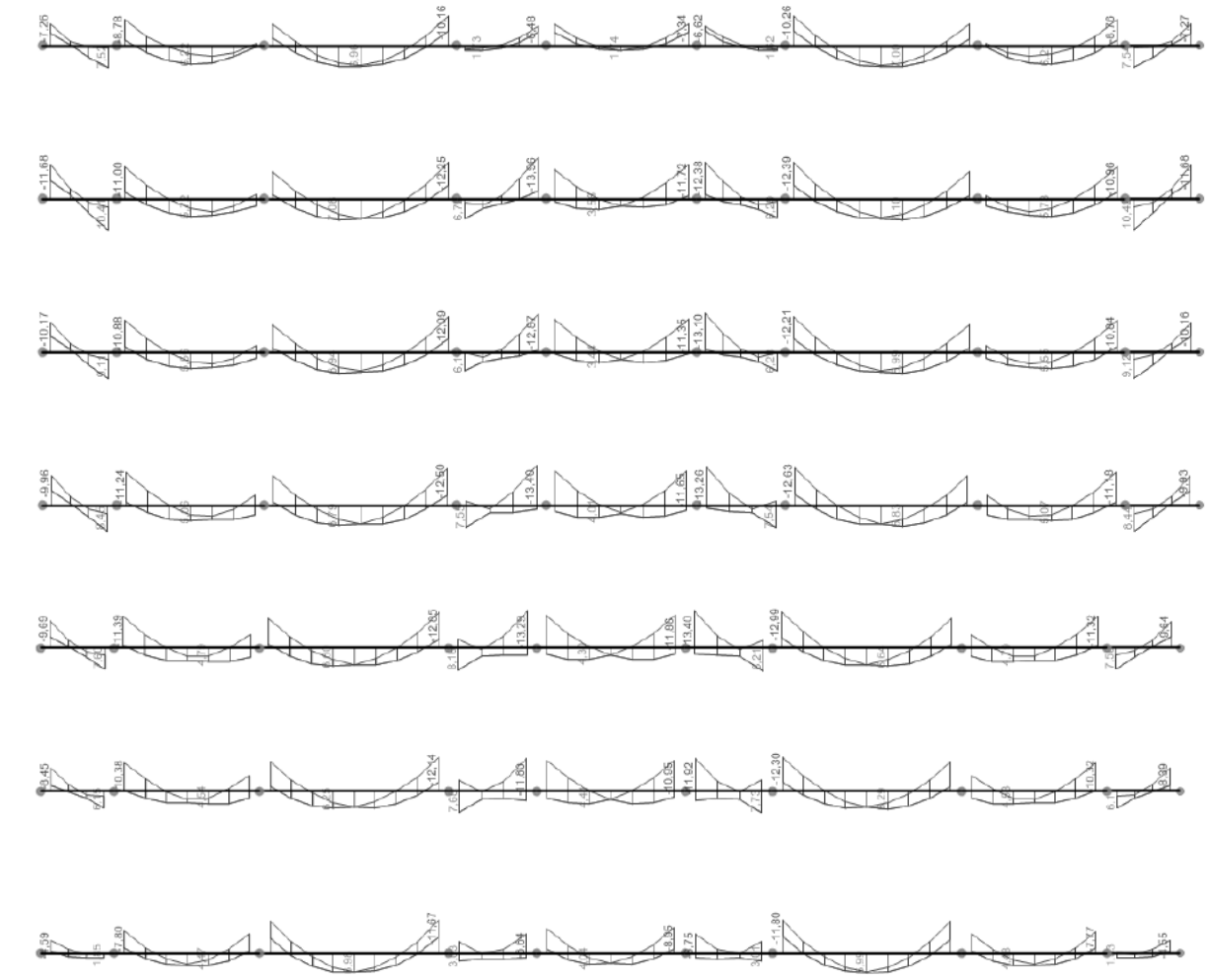
Combinaison l : 1.35G+1.5Q

Figure V.6.combinaison



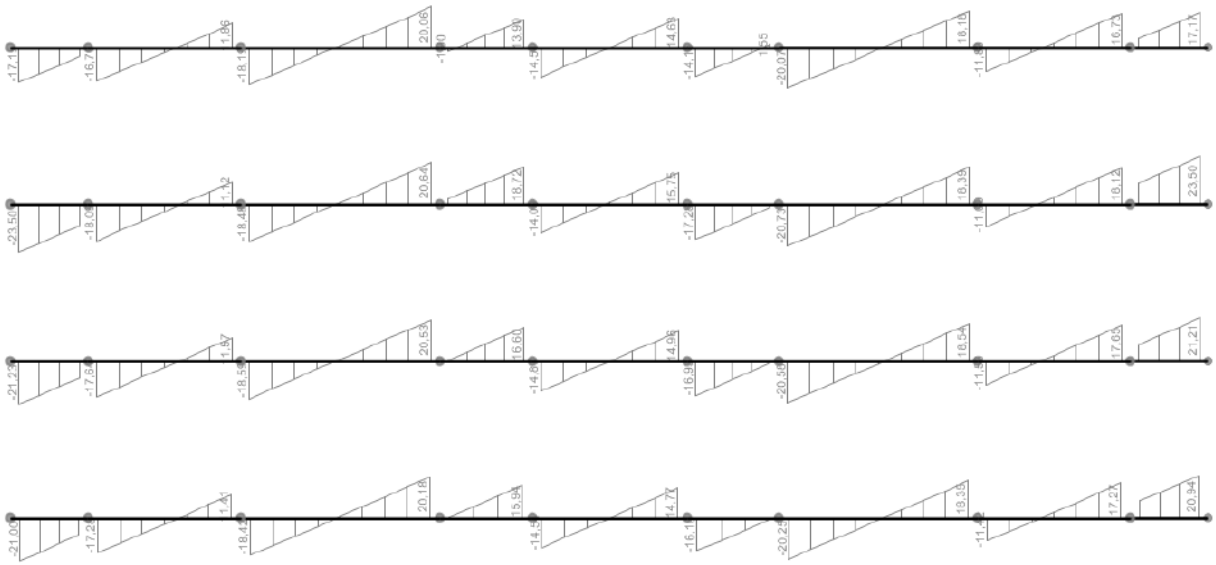
Combinaison 2 : G+Q

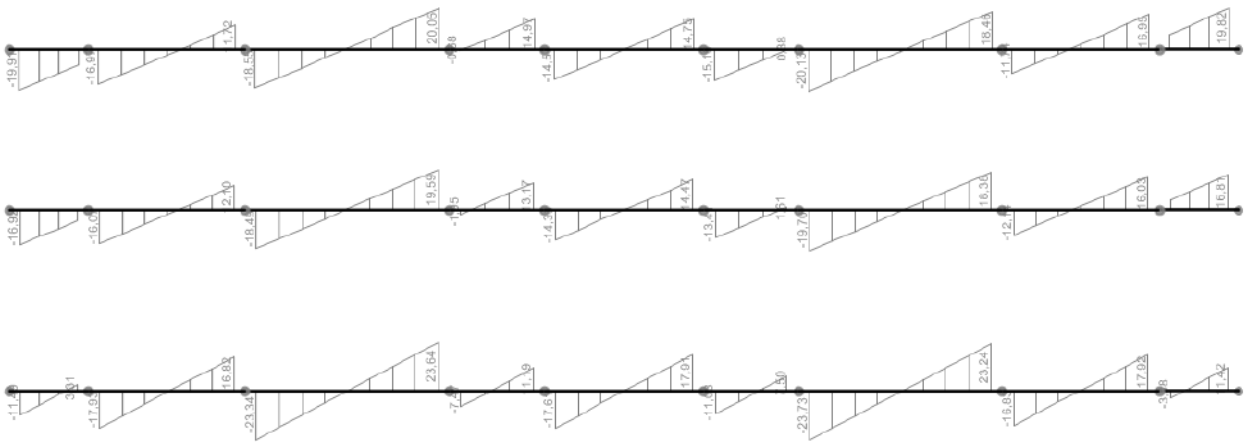
Figure **V.7.** Combinaison



Combinaison 3 : G+Q+Ey

Figure V.8. Combinaison





Effort tranchant sous 1.35G+1.5Q

Figure V.9.combinaison

II.1.1. Ferraillage longitudinale:

Efforts	*Appuis*	*Travées*	*As en appuis en [cm²]*	*As en travée en [cm²]*	*As min [cm²]*	*As (ad) en appui en [cm²]*	*As (ad) en travée en [cm²]*
M ultime [KN.M]	9,58	12,30	1,15	1,5	5,25	3T14+2T12	3T14+2T12
M service [KN.M]	6,89	8,98					
M Acide [KN.M]	10,42	13,96					

Tableau V.5. Ferraillage de poutre en travée et aux appuis de poutre secondaire

Vérification de la contrainte tangentielle :

II.1.1.1. Calcul de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0\, d}$$

Avec :

- τ_u : Contrainte tangentielle
- V_u : Effort tranchant à l'effort à l'ELU
- b_0 : Largeur de la poutre
- d : Hauteur utile

V ultime [KN]	*b_0 (m)*	*d (m)*	*τ_u (Mpa)*
119,05	0.30	0.30	0,26

II.1.1.2. Vérification de la contrainte tangentielle :

τ_u <= min {0.13fcj ; 4 Mpa} = min {3,25 ; 4Mpa}=3,25Mpa Fissuration peu préjudiciable

Avec :

- f_{cj}=25 Mpa : Résistance à la compression du béton

V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) ×fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

➢ ***les poutres secondaires (30x35)***

Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	Combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq$
Travée	10,42	G+Q	6,88	1	10,8	**C .V**
Appui	13,96	G+Q	6,88	1,8	45,7	**C .V**

Tableau V.6. valeur des contraintes de poutre secondaire a LES

II.1.1.3. Armatures d'âme et espacement :

$$St = \frac{0.8 fe\ At}{b_0(\tau u - 0.3 f_{tj}.k)}$$

Avec :

- fe :Limite élastique des armatures transversales.
- At : Section des armature transversales
- τ_u : Contrainte tangentielle
- b_o :Largeur de la poutre
- f_{tj} :Résistante à la traction du béton
- k :Coefficient dépend de la nature du sollicitation (flexion simple)

fe [Mpa]	*At (cm²)*	*b_0 (m)*	*τ_u (Mpa)*	*ftj (Mpa)*	*k*	*St (cm)*
215	4□8=2.01	0.30	0,26	2,1	1	**15**

II.1.1.4. Vérification de la section minimale :

St <= 0.9 d = 31,5 cm et 40 cm

$$\frac{A_t\ Fe}{b_0\ S_t} = 0.96 >= 0.4\,Mpa$$

II.1.1.5. Vérification selon RPA version 2003 (art 7.5.2.2) :

$$St \leq \frac{At}{0.003.b} = 22{,}33cm$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 15cm \qquad Armatures\ comprimées\ sont\ pas\ necessaires$$

V.2.6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- Avec Mt = K*M0
- K : est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
30x35	0.09	0.062	**C.V**	0.09	0.075	**C.V**	0.0076	0.0195	**C.V**

Tableau V.7. Vérification de la flèche des poutres

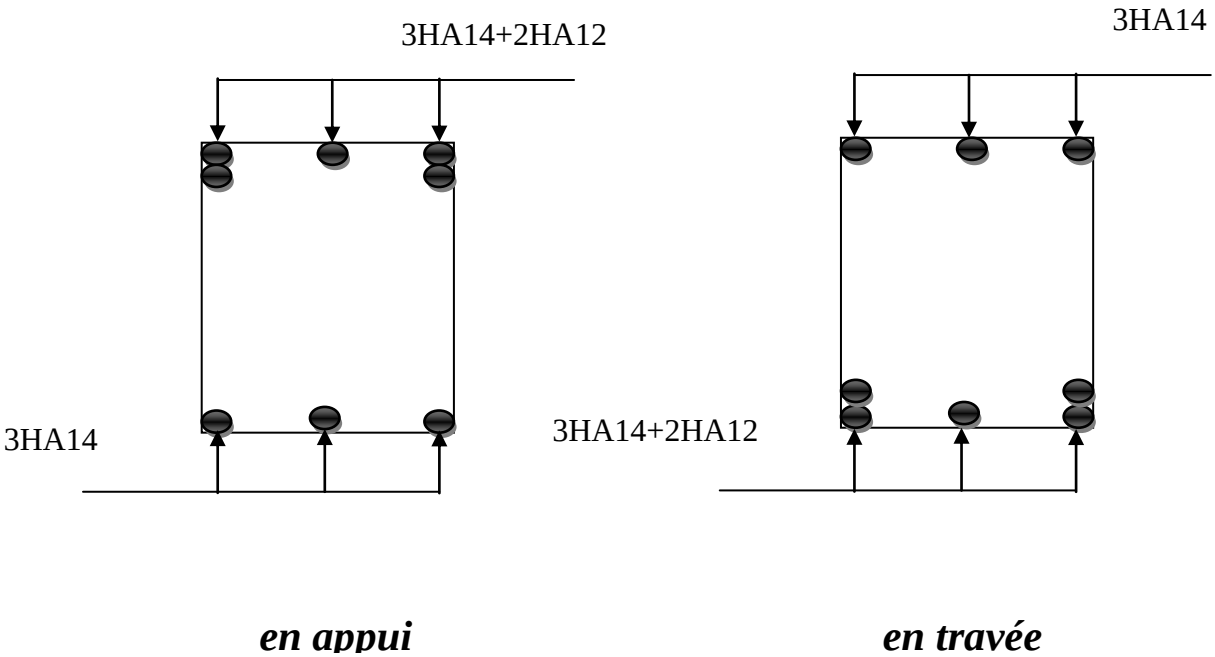


Figure V.10. Ferraillage de poutre secondaire

V.3 Ferraillages des poteaux:

V.3.1 Introduction:

Les poteaux de notre ouvrage sont sollicités en flexion composée (sous un effort "N" et un moment fléchissant "M"). Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Trois cas sont possibles :

1. $(N_{max} ; M_{corr})$.
2. $(M_{max} ; N_{corr})$.
3. $(N_{min} ; M_{corr})$.

V.3.1 Armatures longitudinales :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- **Selon le CBA 93:**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ \text{pour par mètre}\ \textit{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad \textit{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\% \quad \text{(Zone courante).}$$

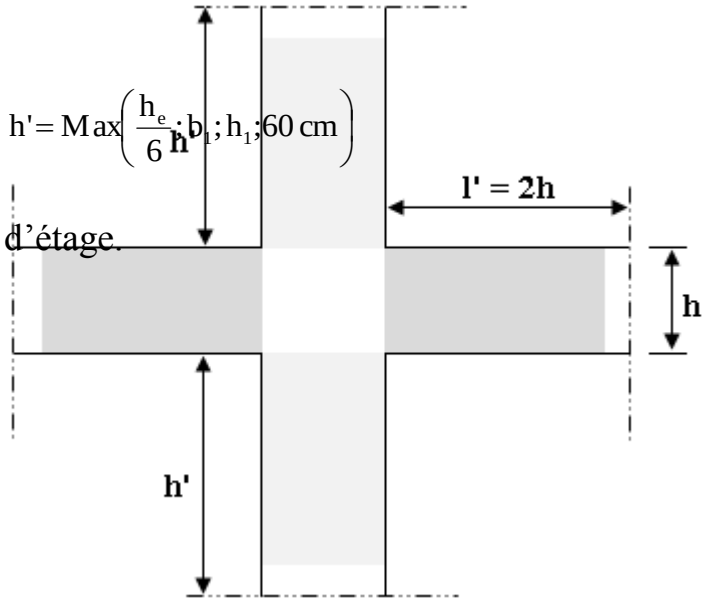
$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb ;

- la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIb

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



h_e : la hauteur d'étage.

Figure .V.11. zone nodale

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau (m)	N°	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
22.10	460	POT35	Nmin -->	0,8.G+Ed Y	-7.56	5.89	0.57	5.6	5.6	9.80	4HA14+4HA12
22.10	17	POT3	Mm	G+Q+Ed	115.2	1.36	43.31	5.6	5.6	9.80	4HA14+4H
22.10	59	POT3	Nma	1,35.G+1,	219.0	16.28	-	5.6	5.6	9.80	4HA14+4H
19.04	45	POT3	Nmi	0,8.G+Ed	-	6.24	1.18	5.6	5.6	9.80	4HA14+4H
19.04	15	POT3	Mm	0,8.G+Ed	198.6	9.64	41.84	5.6	5.6	9.80	4HA14+4H
19.04	59	POT3	Nma	1,35.G+1,	431.1	15.16	-	5.6	5.6	9.80	4HA14+4H
15.98	45	POT4	Nmi	0,8.G+Ed	-	9.13	2.61	6.4	6.4	12.8	6HA14+4H
15.98	15	POT4	Mm	0,8.G+Ed	287.1	13.92	60.78	6.4	6.4	12.8	6HA14+4H
15.98	21	POT4	Nma	1,35.G+1,	649.6	-2.96	-7.22	6.4	6.4	12.8	6HA14+4H
12.92	20	POT4	Nma	1,35.G+1,	872.2	-2.13	-5.81	6.4	6.4	12.8	6HA14+4H
12.92	15	POT4	Mm	0,8.G+Ed	372.6	13.74	66.31	6.4	6.4	12.8	6HA14+4H
12.92	45	POT4	Nmi	0,8.G+Ed	-	10.04	3.98	6.4	6.4	12.8	6HA14+4H

9.86	24	POT4	Nmi	0,8.G+Ed	-	8.05	13.21	6.4	6.4	16.2	8HA16+4H
9.86	15	POT4	Mm	0,8.G+Ed	460.0	17.08	81.01	6.4	6.4	16.2	8HA16+4H
9.86	20	POT4	Nma	1,35.G+1,	1102.	-2.54	-6.39	6.4	6.4	16.2	8HA16+4H
6.80	22	POT4	Nmi	0,8.G+Ed	-	14.10	18.10	6.4	6.4	16.2	8HA16+4H
6.80	10	POT4	Mm	0,8.G+Ed	478.5	-7.70	95.30	6.4	6.4	16.2	8HA16+4H
6.80	20	POT4	Nma	1,35.G+1,	1337.	-2.00	-5.33	6.4	6.4	16.2	8HA16+4H
3.74	21	POT4	Nmi	0,8.G+Ed	-	8.40	5.52	6.4	6.4	20.0	8HA16+4H
3.74	14	POT4	Mm	0,8.G+Ed	667.4	5.86	14.83	6.4	6.4	20.0	8HA16+4H
3.74	58	POT4	Nma	1,35.G+1,	1544.	11.45	-2.61	6.4	6.4	20.0	8HA16+4H

Tableau V.8. Efforts dans les poteaux les sollicités

V.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

Nive	N°	Section	Combinai	N	Mx	My	бb	б's	бs	[бb]	[бs]
22.10	46	POT35	G+0,2Q	13.69	0.22	5.46	0.8	0.0	7	15.0	201.6
22.10	17	POT35	G+0,2Q	114.5	8.89	-0.31	2	0.0	27	15.0	201.6
22.10	59	POT35	G+0,2Q	148.4	-7.78	10.6	2.4	0.0	33.6	15.0	201.6
19.04	45	POT35	G+0,2Q	29.41	0.39	4.42	0.8	0.0	3.5	15.0	201.6
19.04	15	POT35	G+0,2Q	266.3	7.15	13.7	3.7	0.0	52.1	15.0	201.6
19.04	59	POT35	G+0,2Q	284.2	-6.89	9.70	3.4	0.0	47.7	15.0	201.6
15.98	45	POT40	G+0,2Q	57.05	0.41	5.75	0.8	0.0	11.4	15.0	201.6
15.98	15	POT40	G+0,2Q	394.7	10.3	19.4	4	0.0	56.5	15.0	201.6
15.98	21	POT40	G+0,2Q	428.4	-4.38	-1.68	2.9	0.0	43	15.0	201.6
12.92	20	POT40	G+0,2Q	573.1	-3.52	-1.18	3.7	0.0	54.9	15.0	201.6
12.92	15	POT40	G+0,2Q	524.5	8.67	16.3	4.5	0.0	64.6	15.0	201.6
12.92	45	POT40	G+0,2Q	76.05	0.36	3.99	0.8	0.0	11.2	15.0	201.6
9.86	24	POT45	G+0,2Q	121.8	6.97	-0.18	1.3	0.0	18.5	15.0	201.6
9.86	15	POT45	G+0,2Q	661.2	11.3	20.7	5.7	0.0	81.6	15.0	201.6
9.86	20	POT45	G+0,2Q	723.1	-3.85	-1.40	4.6	0.0	68.6	15.0	201.6
6.80	22	POT45	G+0,2Q	143.1	1.59	-0.09	1.2	0.0	17	15.0	201.6
6.80	10	POT45	G+0,2Q	679.3	-	2.72	5.7	0.0	83	15.0	201.6
6.80	20	POT45	G+0,2Q	876.6	-3.24	-1.08	5.5	0.0	81.6	15.0	201.6
3.74	21	POT45	G+0,2Q	164.0	0.71	0.61	1	0.0	15.4	15.0	201.6
3.74	14	POT45	G+0,2Q	963.6	5.14	7.45	6.3	0.0	94.0	15.0	201.6
3.74	58	POT45	G+0,2Q	1002.	-1.69	7.35	6.6	0.0	97.4	15.0	201.6

Tableau V.9. Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des

Contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser})

I. La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

I. La fissuration est considérée comme Préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 202\,MPa$$

V.3.3 Calcul de contrainte de cisaillement

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h-c).

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA 93:**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\,MPa\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33\,MPa \rightarrow situation\ durable \\ \overline{\tau_u} = 4,32\,MPa \rightarrow situation\ accidentale \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\,MPa\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50\,MPa \rightarrow situation\ durable \\ \overline{\tau_u} = 3,26\,MPa \rightarrow situation\ accidentale \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0,04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$$

- **Élancement λ :**

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{\ell_f}{h}\sqrt{12} \approx 3,46\frac{\ell_f}{h}$

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA	$[\tau_u]$CBA	$\tau_u \leq [\tau_u]$
3.74	45x45	G+Q+Ex	00.00	00.00	20.12	0.075	1.875	3.26	**C.V**
6.80	45x45	G+Q+Ex	00.00	00.00	36.59	0.075	1.875	3.26	**C.V**

Tableau V.10. Valeurs des contraintes limites de cisaillement

❖ **Remarque :**

R=3.5(voile porteur) => les efforts tranchants réduites seulement sur les voiles donc les efforts tranchant dans les poteaux est nulle.

V.3.3 Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

➢ **Les armateurs transversales :**

✓ A_t= 2 cadre $\emptyset_t$=8

➢ **L'espacement :**

✓ S_t = 10 cm (zone nodale).

✓ S_t = 15 cm (zone courante)

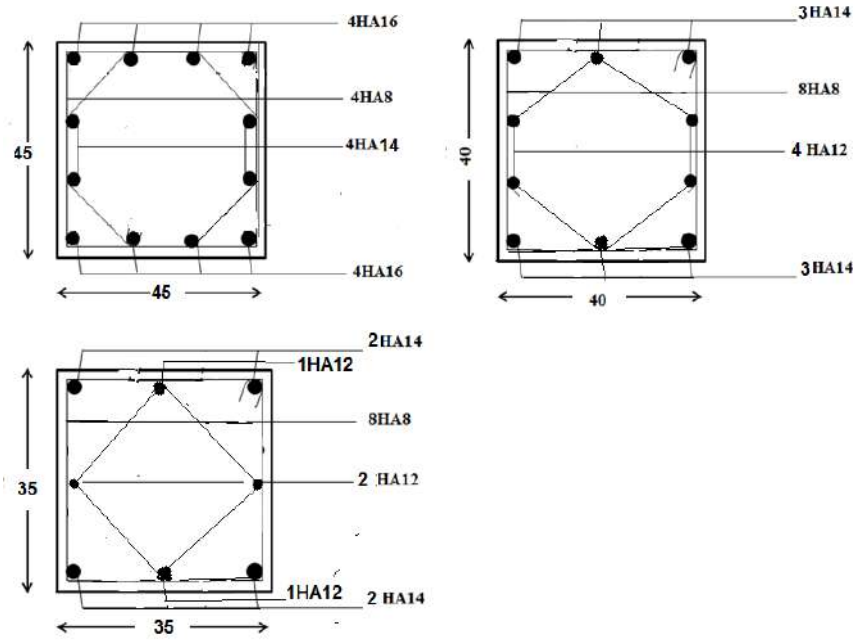


Figure V.12. Ferraillage de poteaux de section 45 x45.40 x40.35 x35

Remarque :

Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle donc les armateurs transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces dernier pour attacher les armateurs longitudinales.

V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- Les armatures verticales.
- Les armatures transversales.
- Les armatures horizontales.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2. Méthode de calcul:

-On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1 : Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$$ (Force de traction)

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L$$ (La longueur tendue)

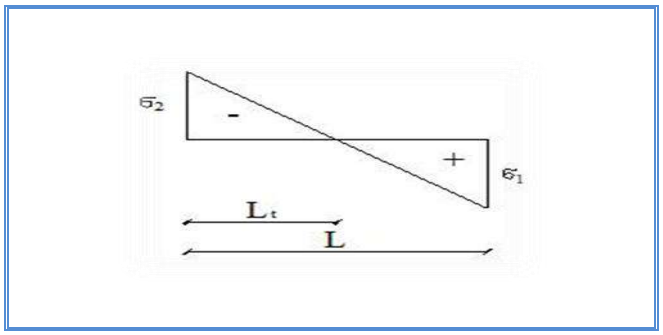


Figure. V.13. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] . L . a$$

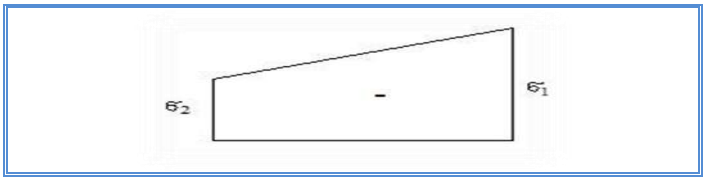


Figure. V.14. Diagramme des contraintes (SET).

Cas3 : Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$$

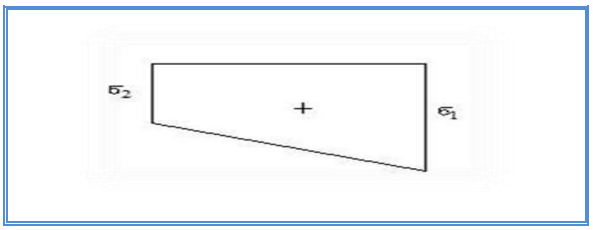


Figure. V.15. Diagramme des contraintes

V.4.3.a. Recommandations réglementaires:

❖ **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
-

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$; Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver}: diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \le \min[0{,}9d; 40cm]$

$$S_h \le \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0,4.a}$$

$$S_t \le \frac{A_h.0,9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \min[1,5a; 30cm]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4. Calcul des 'armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s=1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

Tableau. V.11. Les données de calcul.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Niv.	S (cm^2)	N	M	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm^2)	Choix Pour Le voile
					CBA	RPA			
RDC	15×80	294.20	96.64	8	1,2	2,4	20	2x9 .05	2× (08HA12)
Etages	15×80	204.50	119.14	8	1,2	2,4	20	2x9,05	2× (08HA12)

Tableau. V.12. Les voiles pleines (sens X), L=0.80 m

Niv.	S (cm^2)	N	M	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm^2)	Choix Pour
					CB	RP			
RDC	15×315	1299,81	1505,90	13,2	4,72	9,45	20	2x19,23	2× (17HA12)
Etages	15×315	1074,44	1166,55	13,2	4,72	9,45	20	2x19,23	2× (17HA12)

Tableau. V.13. Les voiles pleines inclinés (sens X), L=3,15m.

Niv.	S (cm^2)	N	M	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm^2)	Choix Pour Le
					CBA	RP			
RDC	15×160	642,19	659,99	7	2,4	4,8	20	2x13.57	2× (12HA12)
Etages	15×160	520,14	504,87	7	2,4	4,8	20	2x13.57	2× (12HA12)

Tableau. V.14. Les voiles pleines inclinés (sens Y), L=1,60m.

Niv.	S (cm²)	N	M	A_{cal} (cm²)	A_{min}		S_v (cm)	A_{adopt} (cm²)	Choix Pour
					CB	RP			
RDC	15×200	960,79	533,74	8,6	3	6	20	2x9,05	2× (08HA12)
Etages	15×200	720,24	440,68	8,6	3	6	20	2x9,05	2× (08HA12)

Tableau. V.15. Les voiles pleines inclinés (sens X), L=2m.

Niv.	S (cm²)	N	M	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm²)	Choix Pour
					CB	RP			
RDC	15×495	2145,94	3002,95	20,4	7,42	14,85	20	2x21,55	2× (14HA14)
Etages	15×495	1536,79	2179,29	20,4	7,42	14,85	20	2x21,55	2× (14HA14)

Tableau. V.16. Les voiles pleines inclinés (sens Y), L=4,95m.

V.4.4.b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

V.4.5.Calcul des 'armatures transversales :

-Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le

flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 235.

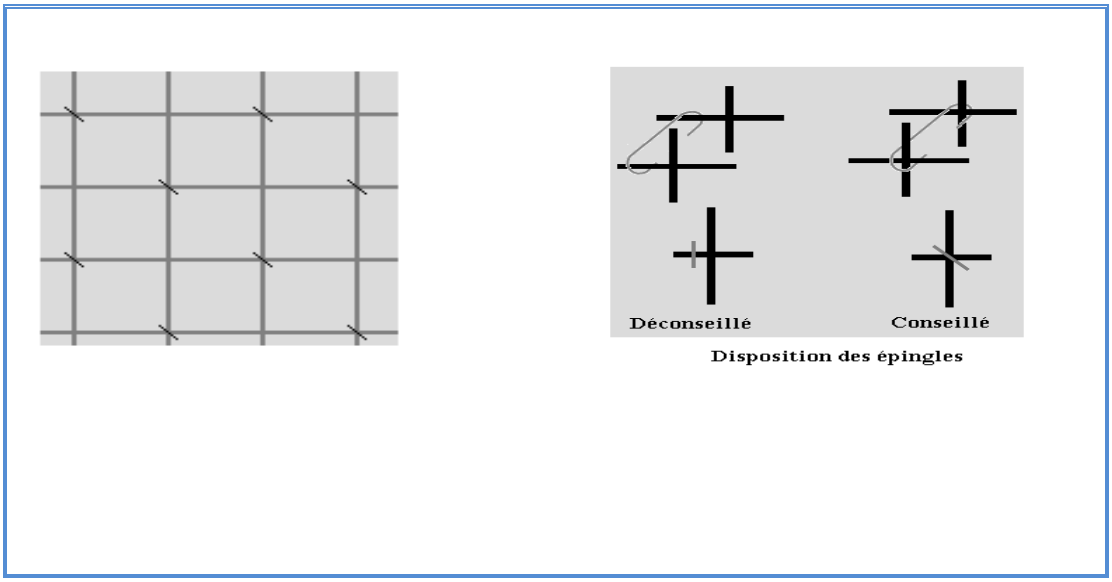


Figure. V.16. Les armatures transversales et les

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ=50 cm

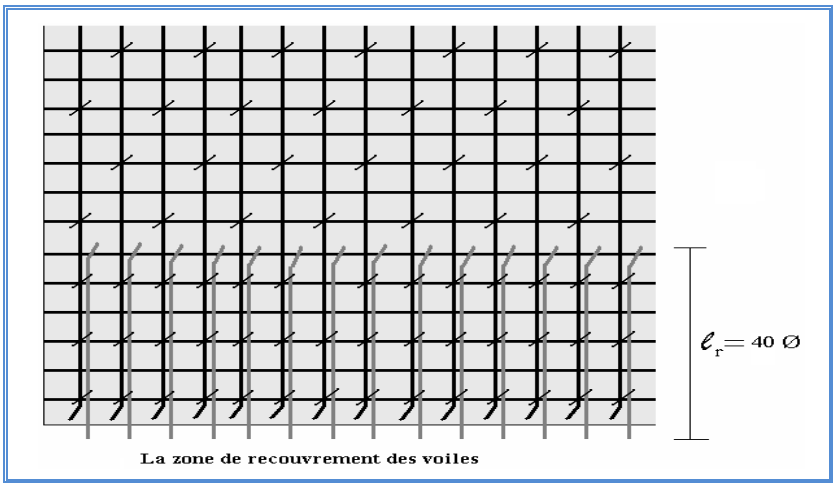


Figure. V.17. La zone de recouvrement des voiles.

V.4.6.Calcul des ‘armatures horizontales :

-Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.
Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales

exigées par le RPA 99 ver2003, on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

-Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

-Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

-Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ ϕt =1 cm

$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$

$S_h \leq$ min (1.5a ; 30) ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est. connue, alors: At=1.at = $\pi\phi t^2/4$ = 0.785 cm^2 = 1HA10

H= 350-35=315cm, S_t = 20 cm. On an 16 barres horizontaux.

Donc ; A_h = 12,57 cm^2 = 16HA10

Amin=0.15*h*e.

Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ Min (0,9d; 40cm) **CBA938**

$S_t \leq$ min (1,5a; 30cm) **RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

V.4.7.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Niv.	L (m)	V_u (KN)	$\overline{V}_u$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau}_b$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
						RPA	CBA				
Etages	0,80	46,2	64,68	0,05	5,00	22,5	40	22,5	12,57	1,8	**16HA10**
	3,15	642,26	899,16	0,15	5,00	22,5	40	22,5	12,57	7,08	**16HA10**
	1,60	207,66	290,72	0,13	5,00	22,5	40	22,5	12,57	3,6	**16HA10**
	2	277,95	389,13	0,14	5,00	22,5	40	22,5	12,57	4,5	**16HA10**
	4,95	903,31	1264,63	0,18	5,00	22,5	40	22,5	12,57	11,13	**16HA10**
RDC	0,80	84,07	117,69	0,10	5,00	22,5	40	22,5	12,57	1,8	**16HA10**
	3,15	526,59	737,22	0,17	5,00	22,5	40	22,5	12,57	7,8	**16HA10**
	1,60	241,99	338,78	0,15	5,00	22,5	40	22,5	12,57	3,6	**16HA10**
	2	284,23	397,92	0,14	5,00	22,5	40	22,5	12,57	4,5	**16HA10**
	4,95	753,22	1054,50	0,15	5,00	22,5	40	22,5	12,57	11,13	**16HA10**

Tableau. V.20. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

❖ Schémas des voiles pleins :

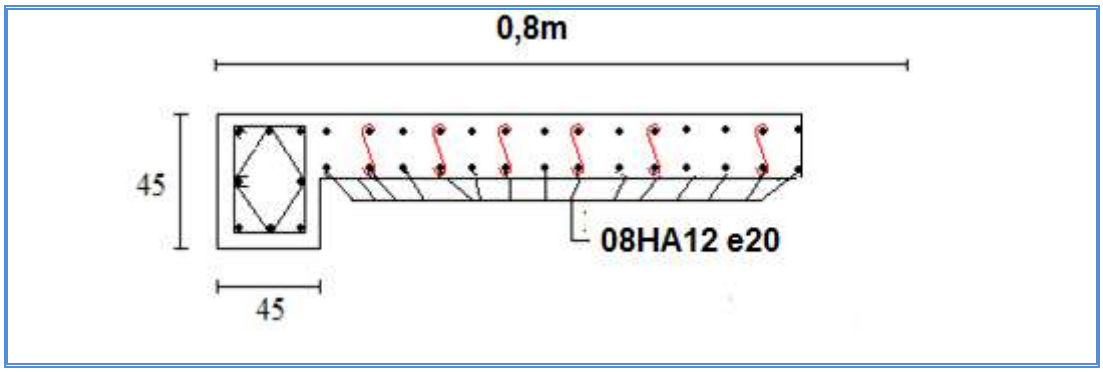


Figure. V.18. Disposition des armatures dans le voile 15x80cm^2

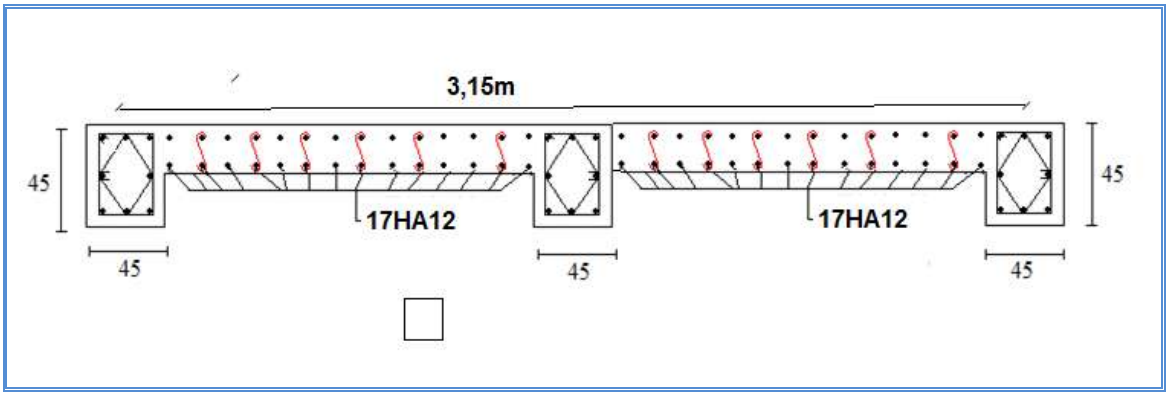


Figure. V.19. Disposition des armatures dans le voile 15x315cm^2

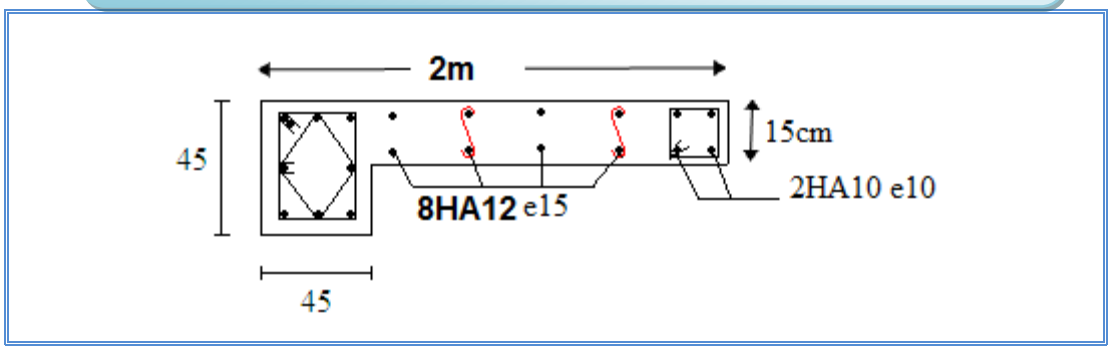


Figure. V.20. Disposition des armatures dans le voile 15x200cm^2

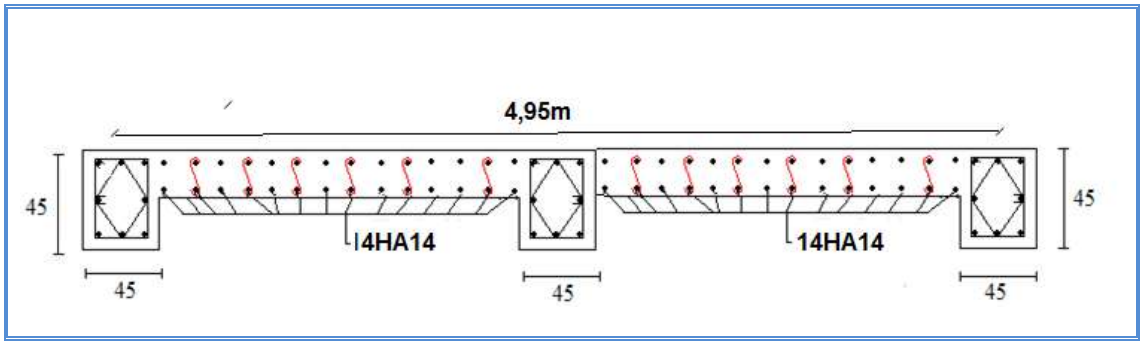


Figure. V.21. Disposition des armatures dans le voile 15x495cm^2

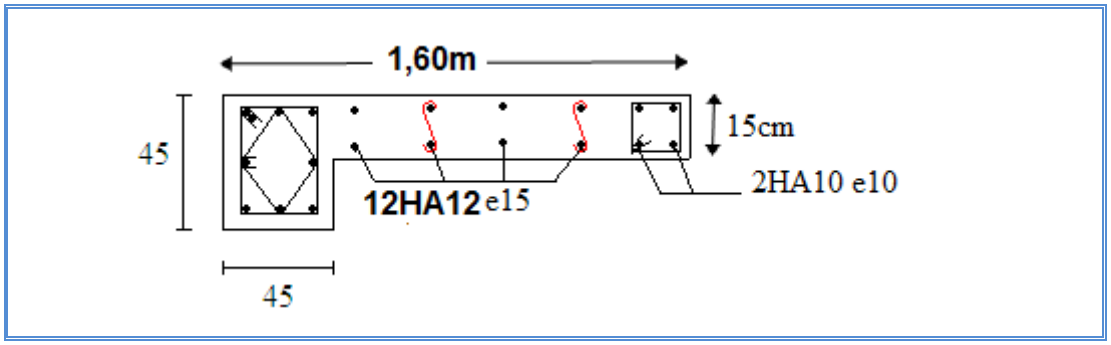


Figure. V.17. Disposition des armatures dans le voile 15x315cm^2

Chapitre VI

Calcul de l'infrastructure