



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Ouvrage d'Art et infrastructure

Présenté par :

SEYNI SALEY Imadoudine
ABDOU OUMAROU Halima

Sujet du mémoire

**Etude D'une Bâtiment En Béton Arme (R+9) à
Usage Multiple Et Ses V.R.D**

Soutenu publiquement le 30/05/2017 devant le jury composé de :

Mr : G.ABADA

Mr :KLOUCHE Djedid Ibrahim

Mr : A.B.BENYAMINA

Mr : M.MIMOUNI

M^{me} : B.DKEBLI

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui par leur amour, leur patience ont su m'encourager à réaliser mon rêve. Nulle dédicace ne saurait exprimer mes sincères remerciements à eux pour tous leurs sacrifices ;

Mon tendre époux pour son soutien, sa patience, son amour et son comportement exemplaire ;

Mes chers frères et sœurs ;

Toutes les personnes qui m'ont encadré du premier jour où j'ai mis pieds à l'école ce jour ;

Toutes ces personnes merveilleuses que j'ai rencontrées en Algérie ;

Tous ceux qui m'ont appuyé et aider pour mener à bien ce travail et particulièrement mon binôme **Seyni Saley Imadoudine**.

ABDOU OUMAROU HALIMA

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui par leur amour, leur patience ont su m'encourager durant tout ce cursus;

Mon grand frère et mon mentor **Seyni Saley Nouhou**, pour son soutien dans tout ce que j'ai eu à entreprendre dans ma vie ;

Mon ami **Idrissa Daouda Abdoul Fataou** ;

Ma famille tiaretienne ;

Toutes les personnes qui m'ont encadré du premier jour où j'ai mis pieds à l'école ce jour ;

Ma binôme, Abdou Oumarou Halima, pour son courage et son sérieux . je veux simple te dire MERCI.

SEYNI SALEY IMADOUINE

REMERCIEMENTS

Alhamdulillah, la louange est à Dieu qui nous a permis de réaliser ce modeste travail ;

Nos reconnaissances les plus profondes à notre promoteur Monsieur **Klouche D.I** qui a assuré la direction de ce travail de fin d'étude et a pris le temps de nous faire profiter avec patience de son expérience et ses connaissances.

Nous tenons également à remercier Messieurs :

Tous nos enseignants de génie civil ;

Monsieur le président du jury, nous a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury;

Les membres du jury.

Nous adressons nos sincères remerciements aux membres de l'administration.

Nos gratitude vont également à toutes les personnes qui nous ont soutenus durant ces années d'études, nos familles, nous leurs adressons une pensée particulièrement pour leur affection et leur patience.

SOMMAIRE

1^{eme} partie

Chapitre I : Généralité et hypothèses de calcul	
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux.....	3
I.4 Hypothèse de calcul.....	9
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure.....	
II.1 Descente de charges.....	12
II.2 Pré dimensionnement des poteaux.....	14
II.3 Pré dimensionnement des poutres	17
II.4 Pré dimensionnement des voiles.....	18
Chapitre III : Ferrailage des éléments non porteurs.....	
III.1 Acrotère.....	19
III.2 Balcon.....	23
III.3 La cage d'ascenseur.....	29
III.4 Les escaliers.....	43
Chapitre IV : Calcul des planchers.....	

IV.1 Introduction :	49
IV.2 calcul des poutrelles.....	49
IV.3 Différentes charges de poutrelles.....	50
IV.4 Méthode forfaitaire.....	51
IV.5 Calcul du ferrailage de la dalle	65
Chapitre VI : L'étude sismique du bâtiment.....	
VI.1 Introduction.....	67
VI.4 Méthode d'analyse modale spectrale.....	68
VI.5 Modélisation.....	71
VI.6 Calcul de la force sismique.....	77
VI.7 Calcul des déplacements.....	77
VI.8 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	78
Chapitre VII : Ferrailage des portiques	
VII.1 Introduction.....	80
VII.2 Ferrailage des poutres.....	80
VII.3 Ferrailage des poteaux.....	89

Chapitre VIII : Calcul et ferrailage des voiles	
VIII.1. Introduction	98
VIII.2 Le système de contreventement.....	98
VIII.3 Le principe de calcul.....	99
VIII.4 Ferrailage des voiles.....	101
VIII.5 Vérification.....	102
VIII.6 Disposition des armatures.....	103

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	
IX.1 Introduction.....	104
IX.2 Le voile périphérique.....	104
IX.3 Etude des fondations.....	108

2^{eme} partie

Chapitre I : Etude de la voirie	
I.1 Généralités	120
I.2 Définition	120
I.3 Classification des voies	120
I.4 Tracé en plan.....	120
I.5 Profil en long	123
I.6 Profil en travers	128
I.7 Exemple de calculs	130

Chapitre II: L'assainissement	
II.1 Généralités	132
II.2 Définition.....	132

II.3 Nature des eaux à évacuer.....	132
II.4 Différents systèmes de collecte	133
II.5 Choix du système.....	134
II.6 Les accessoires nécessaires dans un réseau.....	135
II.7 Les eaux usées	136
II.8 Les eaux pluviales.....	137

Chapitre III : Etude de l'AEP

III.1 Choix du tracé	144
III.2 Choix du réseau.....	145
III.3 Détermination des diamètres du débit	147
III.4 Pression	148
III.5 Caractéristique des conduites de distribution.....	149

Conclusion

Bibliographie.....

Chapitre I

Généralités et hypothèses de calcul

I.1 Introduction :

A l'instar de la majorité des pays d'Afrique, l'Algérie est un pays en voie de développement et particulièrement dans le domaine du génie civil.

De par sa situation géographique, l'Algérie est implanté dans une zone de convergence de plaques tectoniques. Ainsi, une partie du pays est considérée comme étant une région à forte activité sismique.

Le présent Projet de Fin d'Etude consiste à l'étude d'un bâtiment R+9 en BA contreventée par des voiles, avec ses V.R.D

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Le mémoire est structuré comme suit :

- Etude des charges et du pré-dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.
- Etude de la voirie
- Etude de l'assainissement
- L'A.E.P (Alimentation en Eau Potable)

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment est en béton armé, à usage multiple : rez-de-chaussée destiné au commerce les neufs (09) étages à l'habitation. Il est implantée à Tيارت, qui est classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Notre immeuble a les dimensions suivantes :

- Une longueur de :..... 27,95 m

- Une largeur de :..... 23,50 m
- Une hauteur totale de :.....34,91 m
- La hauteur du RDC :.....3,57 m
- La hauteur d'étage courant :..... 3,06 m

D'après le RPA 99/2003 (3.5.1.a) la structure présente une irrégularité en plan.

$$\frac{l_x + l_x}{L} = \frac{2,05 + 2,05}{28,45} = 0,144 < 0,25$$

→ Condition vérifiée, donc pour les calculs, le bâtiment sera pris comme en plan

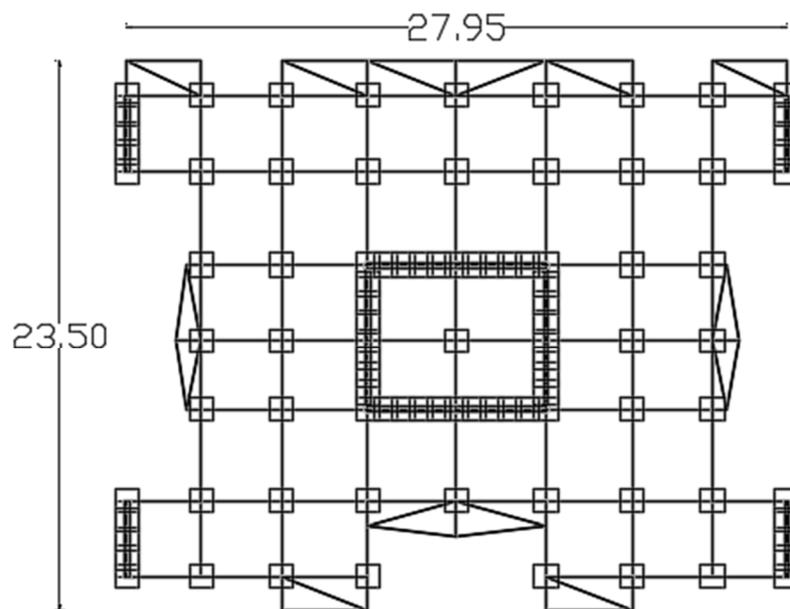


Figure 1 : Vue en plan de la structure.

I.2.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : la stabilité de la structure est assurée par un système de voiles.

Planchers : les planchers adoptés pour le bâtiment sont des planchers à corps creux.

Escalier : il est composé de deux paliers + une palliase, formant ainsi un escalier à 3 volées.

Maçonnerie : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation : l'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars pour un ancrage $D = 2$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc S_3 .

I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.3.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ($d_g \leq 5$ mm) ;
- 800 l de gravillon ($d_g \leq 25$ mm) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations:

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;

- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est : $\begin{cases} \text{Béton armé} : \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Béton non armé} : \gamma_b = 22 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

I.3.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$

Pour notre étude ; $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

c.1) Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

c.2) Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.3.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

a) Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1) Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

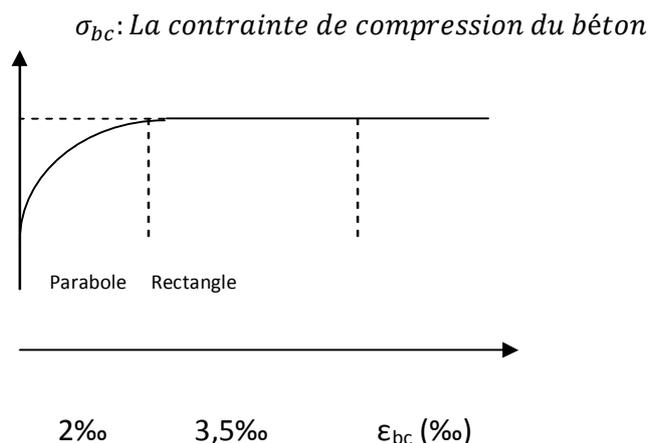


Figure 2: Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.

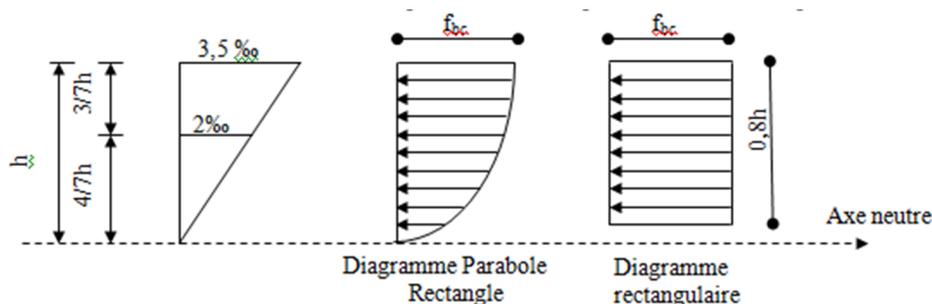


Figure 3 : Diagramme rectangulaire.**I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{aligned}$$

I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :**a) Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.3.1.5- Module de déformation transversale :**Coefficient de poisson:**

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

I.3.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m(longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ kN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

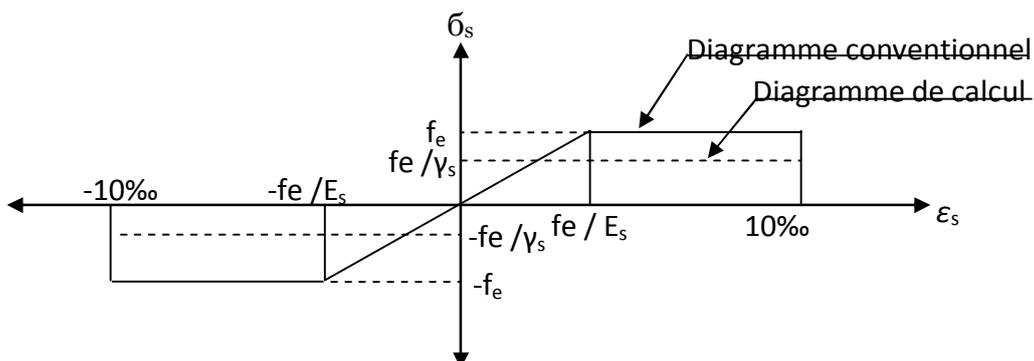


Figure 4 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) → Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \right. \\ \left. \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.4 Hypothèse de calcul:

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.4.1 E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.4.1.1 Hypothèses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.4.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau 1 : Les déformations limite du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

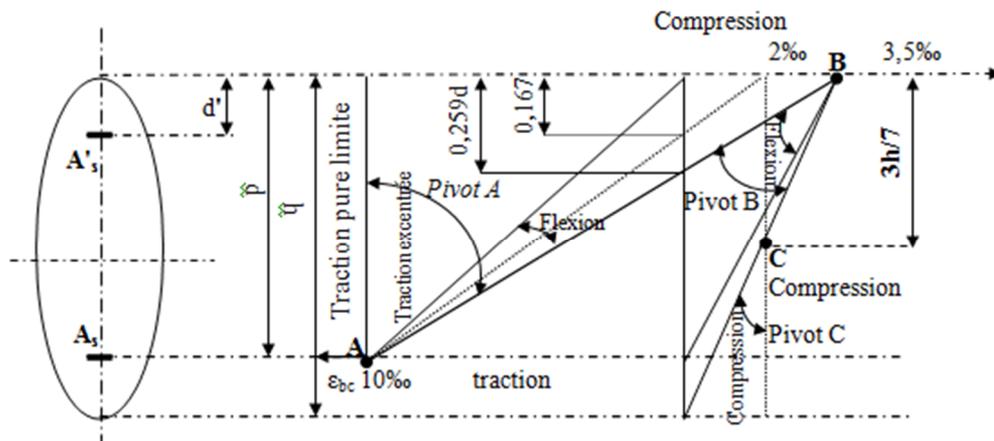


Figure5 : Diagramme des déformations limitées de la section.

- Règles des trois pivots -

I.4.2 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.4.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention **n** correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.4.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :•Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
1,35G+1,5Q

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments de la structure

II Pré-dimensionnement des planchers :

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{400}{22.5} = 17.77\text{m}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) cm

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher

L : portée maximale de la poutrelle entre nus

1. Descente de charges :

Terrasse inaccessible :

<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur en KN/m²</i>
Gravillon roulé (4cm)	0.8
Etanchéité multicouche (2cm)	0.12
Forme de pente (10cm)	1.8
Chape (2.5 cm)	0.5
Isolation thermique (2.5 cm)	0.03
Corps creux (16+4) cm	2.8
Enduit en plâtre	0.2
La charge permanente $G_t = \sum G_i$	6.25

La surcharge d'exploitation $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$

Etage courant :

<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur en KN/m²</i>
Revêtement de carrelage (2cm)	0.4
Mortier de pose	0.4
Sable fin pour mortier (2cm)	0.34
Corps creux (16+4) cm	2.8
Cloisons en briques creuses (10cm)	1.00
Enduits en plâtre (2cm)	0.2
La charge permanente $G_{EC} = \sum G_i$	5.14

La surcharge d'exploitation $Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/ m}^2$

Murs de façades (extérieures) :

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²
Enduit extérieur en ciment (2cm)	0.36
Briques creuses extérieures (15cm)	1.35
Enduit en ciment face (1.5cm)	0.27
Briques creuses intérieures (10cm)	0.9
La charge permanente $G_{ME} = \Sigma G_i$	2.88

Murs intérieurs :

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²
Enduit en ciment face (1.5cm)	0.27
Brique creuse (10cm)	0.9
Enduit en ciment (1.5 cm)	0.27
La charge permanente $G_{MI} = \Sigma G_i$	1.44

Loi de dégression :

Niveaux	La loi de dégression	Charge (KN/m)
Terrasse	$Nq_0 = 1\text{KN/m}$	1.00
09	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2.5
08	$Nq_2 = q_0 + 0.9 (q_1 + q_1)$	3.7
07	$Nq_3 = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3)$	4.6
06	$Nq_4 = q_0 + 0.7 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	5.2
05	$Nq_5 = q_0 + 0.6 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	5.5
04	$Nq_6 = q_0 + 0.5 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	5.5
03	$Nq_7 = q_0 + 0.5 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	6.25
02	$Nq_8 = q_0 + 0.5 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	7.00
01	$Nq_9 = q_0 + 0.5 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$	7.75
R.D.C	$Nq_{10} = q_0 + 0.5 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9 + q_{10})$	8.5

2. Pré-dimensionnement des poteaux :

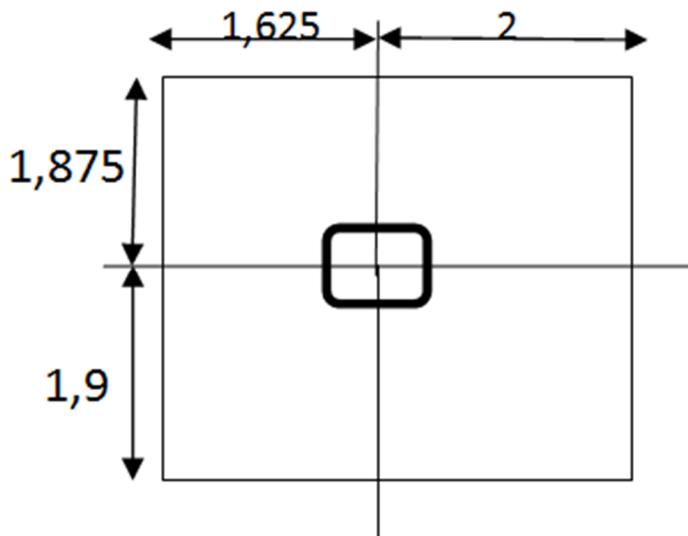
- Surface afférente

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité, la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant ce poteau :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{4}{2} + \frac{3.25}{2} \right) \left(\frac{3.75}{2} + \frac{3.8}{2} \right) = 13.684375 \text{ m}^2$$

Avec :

S_{aff} : surface supportée par le poteau le plus défavorable.



- Calcul du poids des poutres revenant au poteau

Poutres principales :

$$G_{PP} = \gamma_b \times b \times h \times L_{\text{aff}(PP)} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.775 = 9.909375 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{PS} = \gamma_b \times b \times h \times L_{\text{aff}(PS)} = 25 \times 0.3 \times 0.2 \times 3.625 = 5.4375 \text{ KN}$$

- Calcul du poids du plancher revenant au poteau

Terrasse inaccessible :

$$N_{G_{Pt}} = S_{\text{aff}} \times G_t = 13.684375 \times 6.25 = 85.53 \text{ KN}$$

Etage courant :

$$NG_{EC} = S_{aff} \times G_{EC} = 13.684375 \times 5.14 = 70.34 \text{ KN}$$

- Calcul estimatif des poids propres des poteaux

Sous terrasse :

$$NG_{Pot(t)} = NG_{Pt} \times 5\% = 85.53 \times 0.05 = 4.2765 \text{ KN}$$

Sous étage courant :

$$NG_{Pot(EC)} = NG_{EC} \times 5\% = 70.34 \times 0.05 = 3.517 \text{ KN}$$

Majoration de 15% pour poteaux centraux :

$$NG_T = NG_t + NG_{Pot(t)} + 9(NG_{EC} + NG_{Pot(EC)}) + 10(NG_{PP} + NG_{PS}) = 769.87 \text{ KN}$$

$$NG = 1.15 NG_T = 769.87 \times 1.15 = 885.35 \text{ KN}$$

$$NQ = S_{aff} \times 8.5 = 116.32 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35NG + 1.5 NQ = 1369.703175 \text{ KN}$$

Section du poteau (a,b)

Détermination de a :

❖ **Vérification au flambement**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda \leq \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i}$$

On a $l_0 = 3.57$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3.57}{0.289 a} \leq 50$$

$$i = \sqrt{I/B}$$

$$B : a \cdot b$$

$$I : ba^3 / 12$$

➔ $a \geq 17.3 \text{ cm}$

$$i = \sqrt{\frac{ba^3}{12 a \cdot b}} = 0.289 a$$

On prend $a = 50 \text{ cm}$

Détermination de b:

Selon le BAEL 91 ;

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) \text{ m}^2$$

$$B_r = (50 - 0.02) (b - 0.02) \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.7\% B_r \text{ Zone I}$$

$$n = \frac{A_s}{B_r} = 0.7\%$$

Section réduite : B_r

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[0.85 f_{c28} / 0.9\gamma_b + 0.85 \frac{A_s}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\beta} ; \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$\lambda \leq 50$ on prend $\lambda = 35$ d'où $\beta = 1.2$

$$B_r \geq 922.87 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) \geq 922.87 \text{ cm}^2$$

$$B \geq 46.21 \text{ cm}$$

On prend $b = 50 \text{ cm}$

- Calcul de la section du poteau suivant le RPA;

$$\frac{N_u}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

$$B_r \geq 1826.66$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.3 f_{c28}}$$

▪ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):**

Min (a, b) = 50 cm > 25 Condition vérifiée

min (a, b) = 50 cm > $\frac{he}{20} = \frac{357}{20} = 17.85$ Condition vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée

3. Pré-dimensionnement des poutres :

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

$$b = 0.8h$$

➤ Poutres principales : $\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$

$$23.33 \leq h \leq 38$$

On prend h = 35 cm

$$b = 0.8 \times 35 = 28 ; \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Poutres secondaires : $\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$

$$26.66 \leq h \leq 40$$

On prend h = 35 cm

$$b = 0.8 \times 35 = 28 ; \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

- Poutres secondaires de rive : 30x35
- Poutres secondaires intermédiaires : 30x20

Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des poteaux et poutres

Eléments	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
R.D.C et 1 ^{er} étage	50x50	30x35	30x35
2 et 3 ^{er} étage	45x45	30x35	30x35
4 et 5 ^{er} étage	40x40	30x35	30x35
6 et 7 ^{er} étage	35x35	30x35	30x35
8 et 9 ^{er} étage	30x30	30x35	30x35

4. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{357}{25} \rightarrow e \geq 14.28 \text{ cm}$$

Avec

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

Chapitre III

Ferrailage des éléments non porteurs

III.1 Acrotère :

1.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui délimite le bâtiment ; non structural, il est assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son propre poids (G)
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante ou bien une force sismique.

Rôle :

L'acrotère assure :

- la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible
- Empêche l'écoulement des eaux
- A un aspect esthétique

Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \frac{0,02 \times 0,2}{2} + (0,1 \times 0,08) + (0,1 \times 0,58) = 0,068 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,068 \times 25 = 1,7 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h =$$

$$1,50 \times 1 \times 0,60 =$$

$$0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times$$

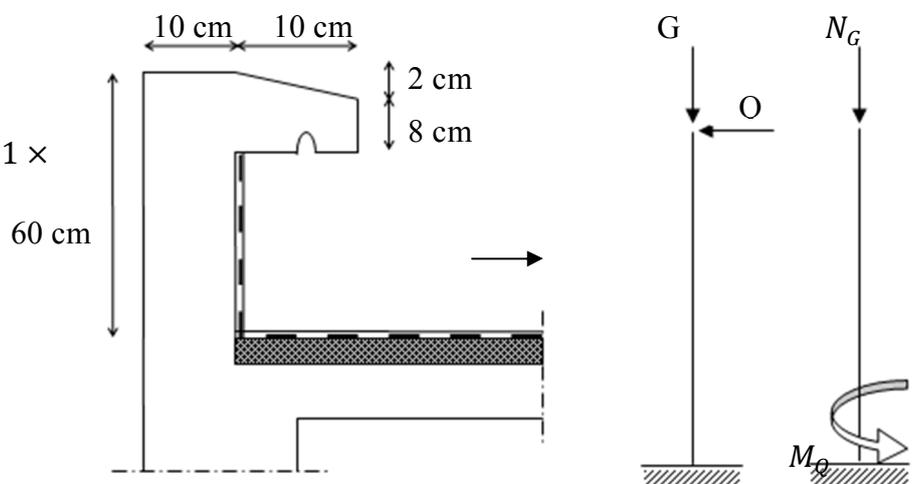
$$0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$



e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,295} = 0,392 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,392 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,295 \left[0,392 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,295) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ &= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 \\ &= 24,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,295 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,7} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapt 4Φ6 p.m. ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_r = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 2Φ6 p.m.

III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,7 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,7 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,7 = 0,544 \text{ kN} < 1,5 Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

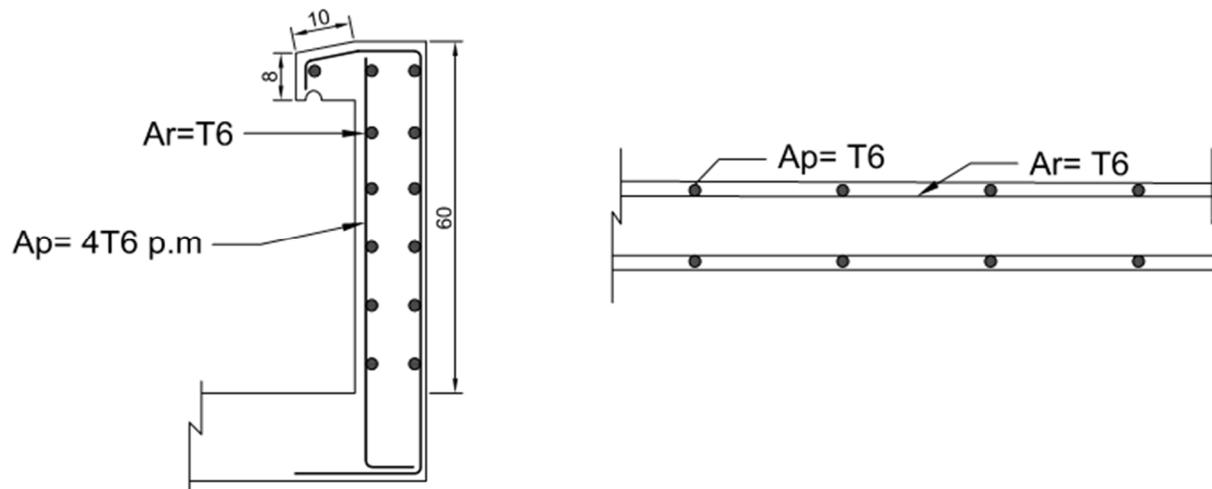


Figure 2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, il est considéré comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Nous avons à étudier trois types de balcons :

Type 1 :

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,30 \text{ m}$

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 3,80 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{3,80} = 0,34 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion : $e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{130}{20} = 6,50 \text{ cm}$
- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

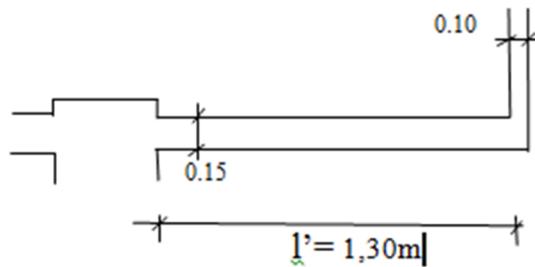


Figure 3 : Type de balcon

III.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

a) Décence des charges :

Revêtement en carrelage (2 cm) $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de pose (2 cm) $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Sable fin pour mortier (2 cm) $2 \times 0,17 = 0,34 \text{ kN/m}^2$

Dalle pleine (15 cm) $15 \times 0,25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Enduit en ciment (2 cm) $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \text{ (charge d'exploitation pour balcon)}$$

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,25) + (1,5 \times 3,50) = \mathbf{12,34 \text{ kN/m}^2} \text{ (Charge surfacique)}$$

$$Q_u = 12,34 \times 1 \text{ m} = \mathbf{12,34 \text{ kN/ml}}$$
 (Charge linéaire pour une bande de 1m)

$$Q_{ser} = G + Q = 5,25 + 3,50 = \mathbf{8,75 \text{ kN/m}^2} \text{ (Charge surfacique)}$$

$$Q_{ser} = 8,75 \times 1 \text{ m} = \mathbf{8,75 \text{ kN/ml}}$$
 (Charge linéaire pour une bande de 1m)

III.2.1.1 Calcul de la charge concentrée :

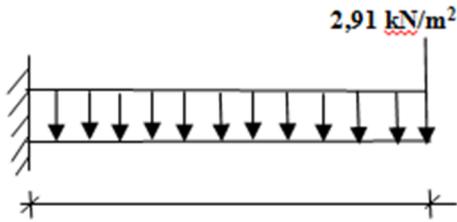
Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,30 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 1,30 m.

a) Poids propre:

Mur (10 cm) $10 \times 0,13 = 1,30 \text{ kN/m}^2$

Enduit en ciment (2 cm) $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$ $\mathbf{12,34 \text{ kN/m}^2}$

$$G = 1,66 \text{ kN/m}^2$$



$$l = 1,25 \text{ m}$$

Figure4: Description

$$P = G \times h \times 1 \text{ m} = 1,66 \times 1,30 \times 1 \text{ m} = 2,16 \text{ kN}$$

$$D'où : P_u = 2,91 \text{ kN} \text{ et } P_{ser} = 2,16 \text{ kN}$$

b) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{u_{max}} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,34 \times 1,30^2}{2}\right) - (2,91 \times 1,30) = -14,21 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,34 \times 1,30) + 2,91 = 18,95 \text{ kN}$$

III.2.1.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,055 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9717$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,21 \times 10^3}{0,9717 \times 13,50 \times 348} = 3,11 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,72 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18,95 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 1,51 \times 10^2} = 2,58 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 1,51 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$\tau_{se} = 2,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,75 \times 1,30^2}{2} - (2,16 \times 1,30) = -10,20 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 8199,03 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{10,20 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 4,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,54 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{10,20 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 183,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max[0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}]; \text{ Fissuration préjudiciable (BAEL 91)}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(200 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 183,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_a = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_b = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_a^3}{3} + \frac{bY_b^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,76)^2) = 30460,25 \text{ cm}^4$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,30^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{9 \times 1,30}{8} \times \frac{2,16}{3} \right] = 0,0078 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,0078 \text{ cm} < F_{adm} = 0,52 \text{ cm}$; Condition vérifiée

Type 2 :

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,20 \text{ m}$

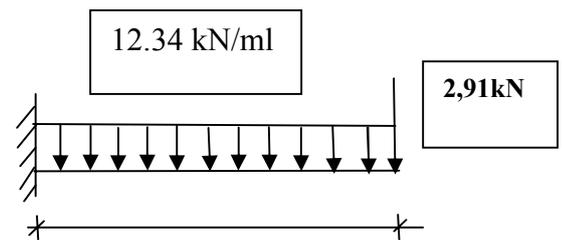
L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 3,80 \text{ m}$

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

Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont :

La décente des charges :

$$\begin{cases} G = 5,25 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$



Les charges linéaires :

$$Q_u = 12,34 \text{ kN/ml} ; P_u = 2,91 \text{ kN}$$

$$Q_{ser} = 8,75 \text{ kN/ml} ; P_{ser} = 2,16 \text{ kN} = 1,20 \text{ m}$$

Le moment et l'effort tranchant max :

$$\begin{cases} M_{max} = -12,37 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 17,72 \text{ kN} \end{cases}$$

On adopte : 4T12 ; $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$; $F_{cal} = 0,0078 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm}$

Type 3 :

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 0,85 \text{ m}$

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 2,95 \text{ m}$

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

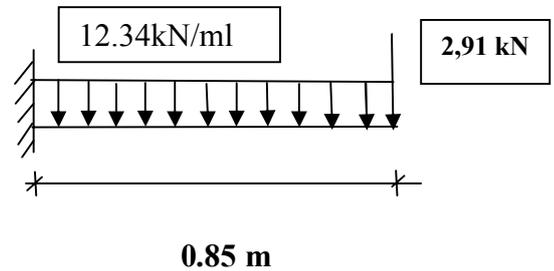
Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont :

La décente des charges :

$$\begin{cases} G = 5,25 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Les charges linéaires :

$$Q_u = 12,34 \text{ kN/ml} ; P_u = 2,91 \text{ kN}$$



$$Q_{ser} = 8,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ; P_{ser} = 2,16 \text{ kN}$$

Le moment et l'effort tranchant max :

$$\begin{cases} M_{max} = -6,93 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 13,40 \text{ kN} \end{cases}$$

On adopte : 4T12 ;

$$\begin{aligned} A_{adpt} &= 4,52 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 25 \text{ cm} ; \\ F_{cal} &= 0,0078 \text{ cm} < F_{adm} = 0,34 \text{ cm} \end{aligned}$$

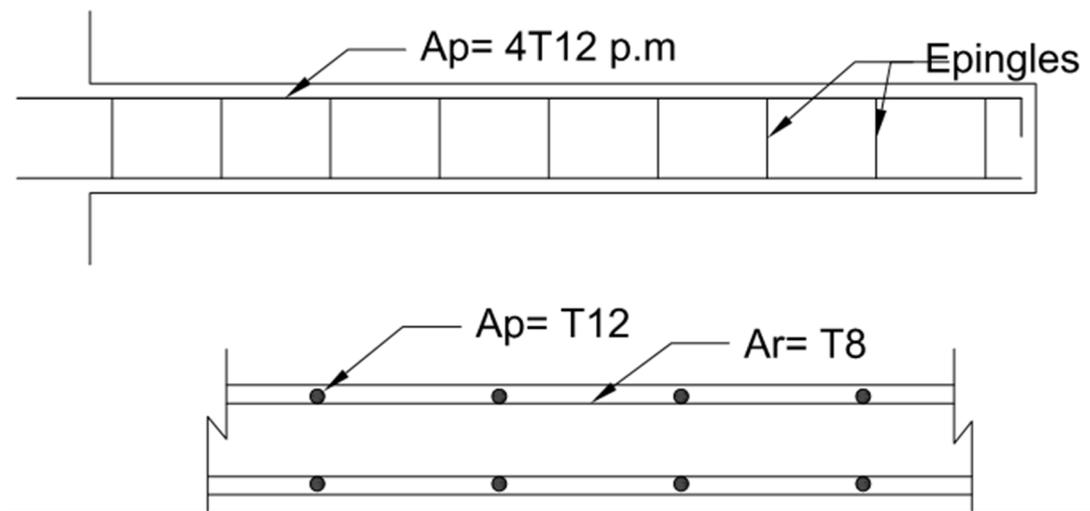


Figure 5 : Ferraillage du balcon :

III.3 La cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

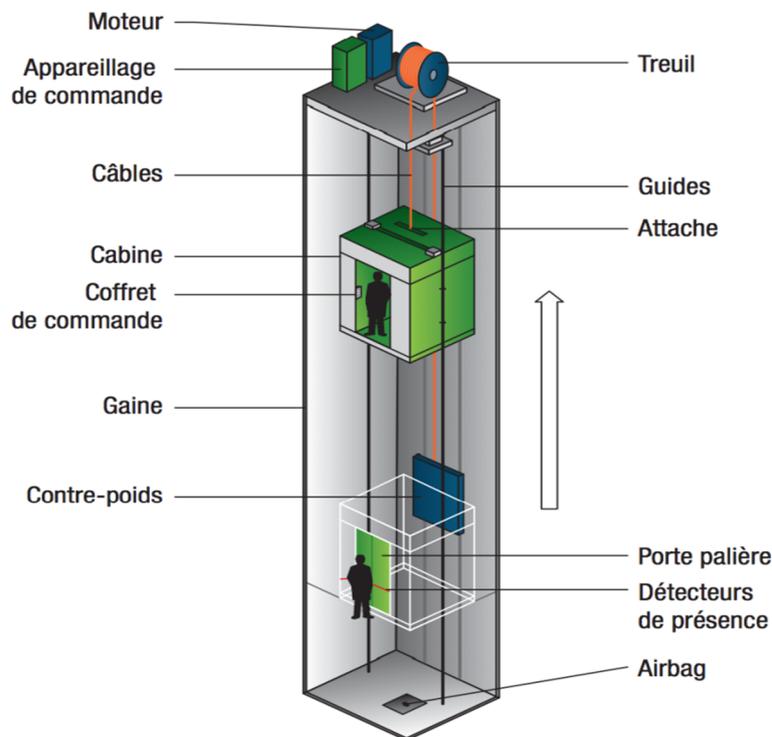


Figure 6 : Schéma d'un ascenseur.

III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1,51m

Hauteur : 2,20m
 La largeur de passage libre : 0,8m
 La hauteur de passage libre : 2,00m
 La hauteur de la course : 36,72m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,51) + 1,3) \times 2,20 = 9,5 \text{ m}^2$.

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau 1 : Poids des composants de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = 9,5 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,5 \times 1,30 = 142,02 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2 \times 1,70 = 3,4 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,4 = 374 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0,1} \times S = 20 \times 3,4 = 68 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,30) = 164 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1058,02 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1058,02 + \frac{675}{2} = 1395,52 \text{ kg}$

III.3.2 Calcul de la charge total q_u :

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1058,02) = 20796,24 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{20796,24}{0,85} = 24466,16 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de mouflage (2brins, 3brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24466,16}{8152 \times 2} = 1,5$$

On prend : $n = 4$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg} / \text{m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

L : Longueur du câble, $L = 36,72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 36,72 = 75,64 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1058,02 + 75,64 = 1808,66 \text{ kg}$$

III.3.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{24466,16}{1808,66} = 13,53 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1058,02 + 1395,52 + 1200 + 75,64 = 3729,18 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6046,89 \text{ kg}$$

III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6046,89 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046,89}{4} = 1511,72 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

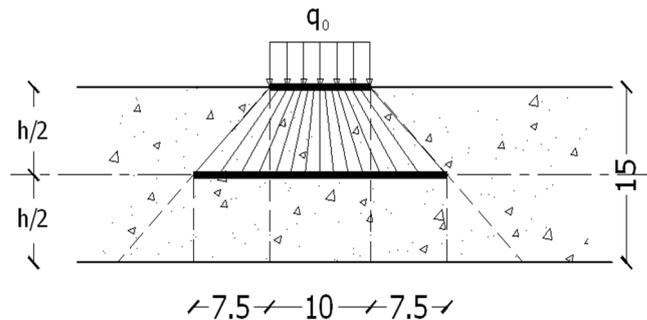


Figure 7 : Répartition des charges.

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1511,72 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

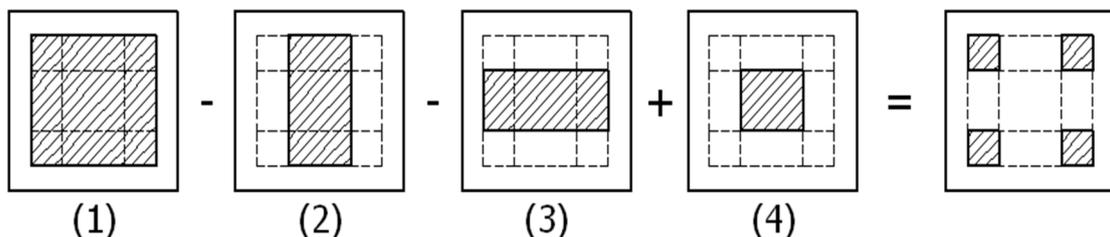


Figure 8: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 80 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 30 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 80 \text{ cm} \\ V = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 30 \text{ cm} \\ V = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

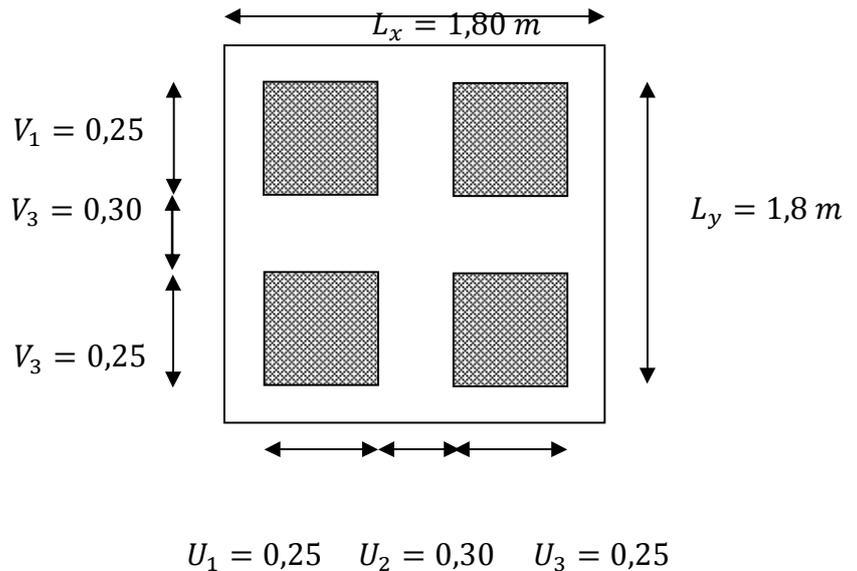


Figure 9: Dessin montrant la concentration des charges.

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

$$\text{A l'E.L.U } (\nu = 0) : M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1511,72}{0,25^2} = 24187,52 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,80 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$.

Tableau 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,44	0,44	0,102	0,102	0,64	15480,013	1578,96	1578,96
2	0,17	0,44	0,148	0,102	0,24	5805,005	859,14	592,11
3	0,44	0,17	0,102	0,148	0,24	5805,005	592,11	859,14
4	0,17	0,17	0,148	0,148	0,090	2176,877	322,18	322,18

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 449,888 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 449,888 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1$ Figure 8 : Moments de la dalle.

$$\text{Donc : } M_{x2} = 78,246 \text{ kg.m et } M_{y2} = 78,246 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 449,888 + 78,246 = 528,134 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 449,888 + 78,246 = 528,134 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 396,10 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 396,10 \text{ kg.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 264,067 \text{ kg.m}$$

III.3.5 Calcul du ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

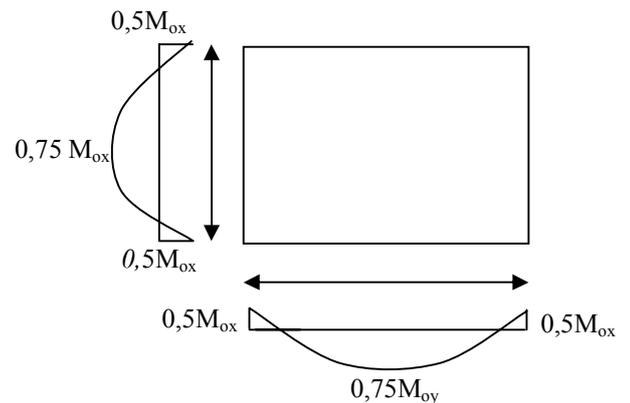
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 396,10 \text{ kg.m} = 39610 \text{ N.m}$$



Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4119,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,992$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4119,6}{0,992 \times 13,5 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 396,1 \text{ kg.m} = 3961 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3961}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,992$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3961}{0,992 \times 13,5 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 264,067 \text{ kg.m} = 2640,67 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2640,67}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2640,67}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

- Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

- Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 1511,72 \times \frac{1,80}{2} \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 911,57 \text{ N} = 0,911 \text{ kN}$$

$$V_y = 1511,72 \times \frac{1,80}{3} = 907,032 \text{ N} = 0,907 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcule V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{1511,72}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2015,62 \text{ N} = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{1511,72}{3 \times 0,25} = 2015,62 \text{ N} = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,911 + 20,16 = 21,071 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,907 + 20,16 = 21,067 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 21,071 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{21,071 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3729,18 + 675) \frac{1}{4} = 1101,04 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1101,04}{0,25^2} = 17616,64 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17616,64 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,80 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$.

Tableau 3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,44	0,44	0,102	0,102	0,64	11274,701	1150,019	1150,019
2	0,17	0,44	0,148	0,102	0,24	4228,013	625,746	431,257
3	0,44	0,17	0,102	0,148	0,24	4228,013	431,257	625,746
4	0,17	0,17	0,148	0,148	0,090	1585,505	234,655	234,655

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 327,671 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 327,671 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 56,635 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 56,635 \text{ kg.m}$$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 384,306 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 384,306 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 288,230 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 288,230 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 192,153 \text{ kg / m}$$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 2882,30 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3069,3}{6087,14} \times 3,12 = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,48 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 73,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 1921,53 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 3,14$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 2,93 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,93^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 2,93)^2) = 6100,7 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1921,53}{6100,7} \times 2,93 = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 49,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 2882,3 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2882,3}{6087,14} \times 3,12 = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,48 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.3.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}.$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32 \text{ cm} ; 34 \text{ cm}) = 34 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(32 \text{ cm} ; 17 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

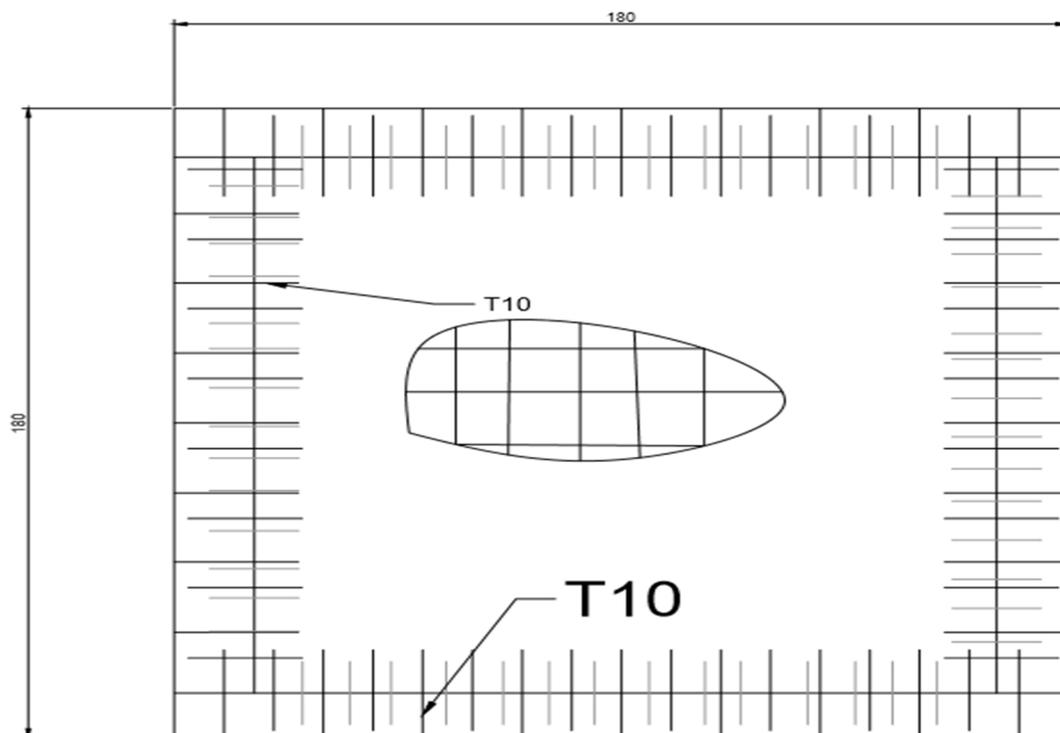


Figure 10 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4 Les escaliers :

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

a-Terminologie :

- **Marche** : la partie horizontale qui reçoit le pied.
- **Contre marche** : la partie verticale qui délimite la marche.
- **Emmarchement** : noté E, la largeur de l'escalier.
- **Paillasse** : dalle en pente qui porte l'escalier.
- **Paliers** : ce sont des aires planes qui assurent un repos pendant la montée.

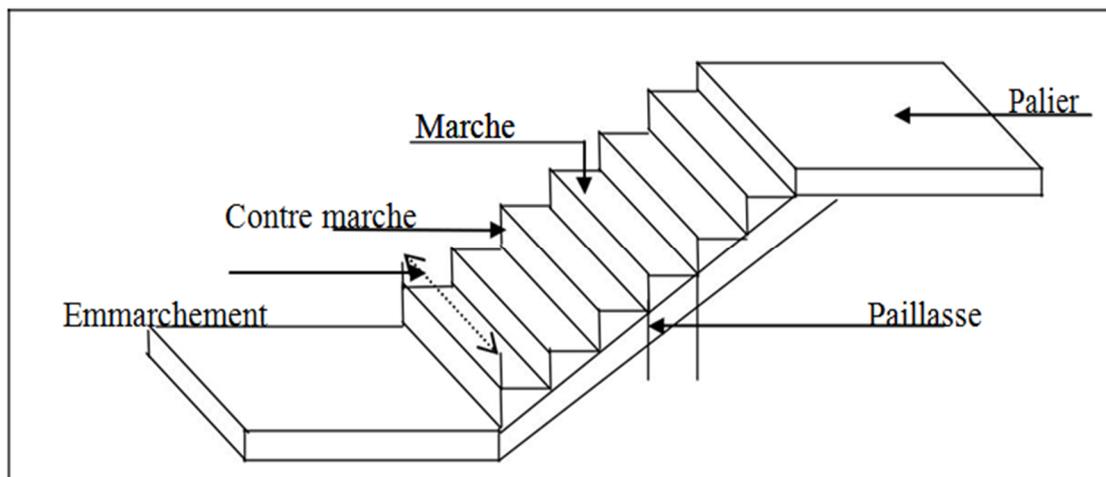


Figure 12:Schéma d'un escalier

b. Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$; Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64\text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{H_e}{3} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée.

III.4.1 Etude d'un escalier à trois volées (RDC) :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a : $H_e = 3,57\text{m}$ et $H = H_e/3 = 1,19\text{m}$

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

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + 1 + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64\text{ cm}$, $H = 119\text{ cm}$ et $L = 180\text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 482n + 238 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 7$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 6$ (nombre de marche)

$$h = \frac{119}{7} = 17\text{ cm} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1} = 30\text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{ cm} = 59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm}$; Condition vérifiée

L'inégalité vérifiée, on a : 6 marches avec $g = 30\text{ cm}$ et $h = 17\text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la pailasse (e_v):

$$\Leftrightarrow \frac{180}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{180}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 0,07\text{cm} \leq e_v \leq 0,1034\text{cm} \text{ , on prend: } e_v = 10\text{ cm}$$

c) **Epaisseur du palier (ep):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 11,49 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$$

4.2. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) **la marche:**

La paillasse n'est pas l'élément porteur ; on prend $e_v = 5 \text{ cm}$

La marche étant l'élément porteur, on l'assimile à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur h' tel que : $h' = \frac{h}{2} + \frac{e_v}{\cos \alpha}$

Tableau 4 : Evaluation des charges de la marche

Désignation	Poids (kN/m ²)
Poids propre de la marche $25 * g * h'$	1,068
Carrelage horizontale (2cm)	0,4
Mortier horizontale (2 cm)	0,4
Carrelage vertical ($e * 22 * \frac{h}{g}$)	0,25
Mortier de sable vertical ($e * 20 * \frac{h}{g}$)	0,23
Enduit en plâtre	0,22

G = 2,568 kN/m²

Q = 2,50 kN/m²

Le calcul suivant se fera pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 7,22 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5,068 \text{ kN/ml} \end{cases}$

b) **Palier :**

Tableau 5: Evaluation des charges du palier

Désignation	Poids (kN/m ²)
Poids propre du palier $e_p * 25$	3
Mortier de pose	0,4
Carrelage (2cm)	0,4
Enduit en plâtre (2 cm)	0,22

G = 4,02 kN/m²

Q = 2,50 kN/m²

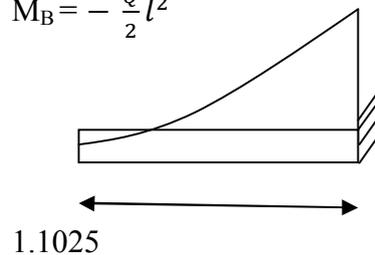
Le calcul sera fait pour une bande de 1 m

$$\begin{cases} q_u = 9,177 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 6,52 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

4.3 Calcul des sollicitations :

a) la marche:

$$M_B = - \frac{q}{2} l^2$$



$$M_u = - \frac{7,22 * 1,1025^2}{2} = - 4,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{SER} = - 3,08 \text{ KN.m}$$

$$T_u = - 7,96 \text{ KN}$$

Ferraillage :

$$\mu = 0,063$$

$$\alpha = 0,0814$$

$$\beta = 0,9674$$

$$A_{st} = 1,016 \text{ cm}^2$$

$$h' = 14,25 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,9h' = 12,825 \text{ cm}$$

$$b = g = 30 \text{ cm}$$

$$c = 0,01425 \text{ cm}$$

Choix : 3T10 = 2,36 cm²

$$A_{rp} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 = 1,01 cm²

Vérification :

$$Y = 4,37 \text{ cm}$$

$$M_{SER} = - 3,08 \text{ KN.m}$$

$$I = 3257,94 \text{ cm}^4$$

$$K = 94,54 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 4,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

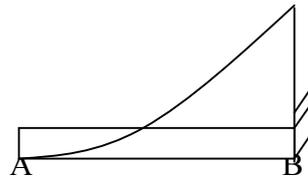
La flèche admissible : $F_{adm} = \frac{L}{250} = 0,441 \text{ cm}$

La flèche calculée : $f = \frac{q.L^4}{8 E.I} = 0,092 \text{ cm}$

$f < F_{adm}$ condition vérifiée

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d. 10^{-2}} = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \tau_u = 3,250 \text{ MPa}$$

b.) le palier:

1,1025



$$M_u = - \frac{9,177 * 1,1025^2}{2} = - 5,58 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -10,12 \text{ KN}$$

$$M_{SER} = - 3,96 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$\mu = 0,112$$

$$\alpha = 0,15$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$e_p = 12 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h' = 10,08 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{rrp} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$Y = 2,5 \text{ cm}$$

$$M_{SER} = - 3,96 \text{ KN.m}$$

$$K = 127,14 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$I = 3114,54 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \tau_u = 3,250 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{La flèche admissible : } f_{adm} = \frac{L}{250} = 0,441 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche calculée : } f = \frac{q.L^4}{8 E.I} = 0,019 \text{ cm}$$

$$f < f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

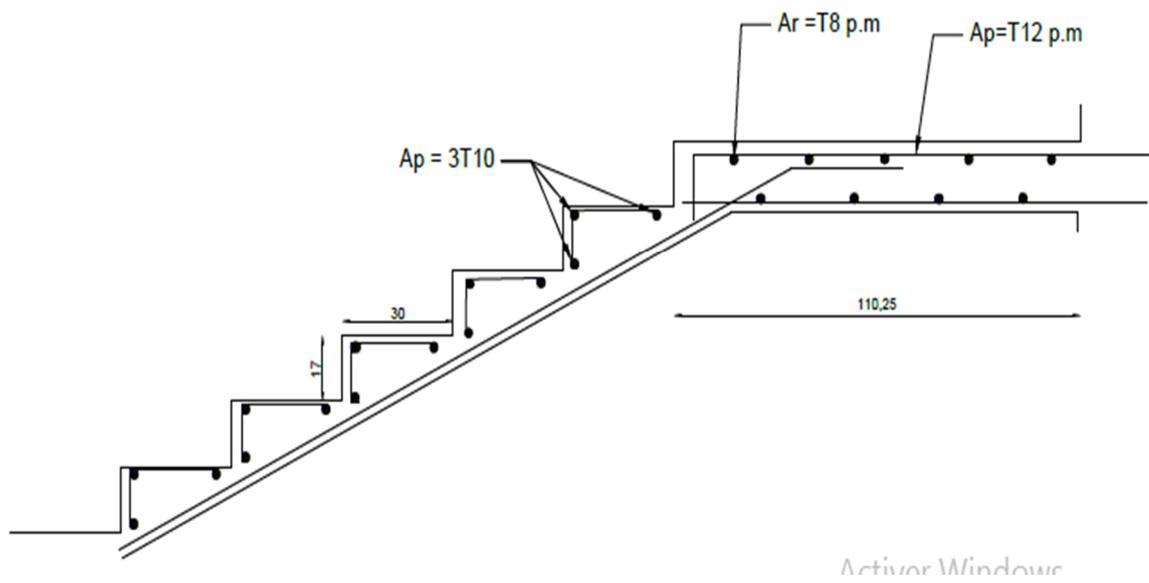


Figure 12:Disposition du ferrailage

4.4 Etude d'un escalier à trois volées étage courant

Pour les escaliers de l'étage courant, Nous avons adopté le même ferrailage que ceux du RDC.

Chapitre IV

Calcul des planchers

IV.1 Introduction :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les niveaux ; ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges à fin de les transmettre aux éléments porteurs.

1. Différents types de poutrelles :

Nous avons quatre (04) types de poutrelles :

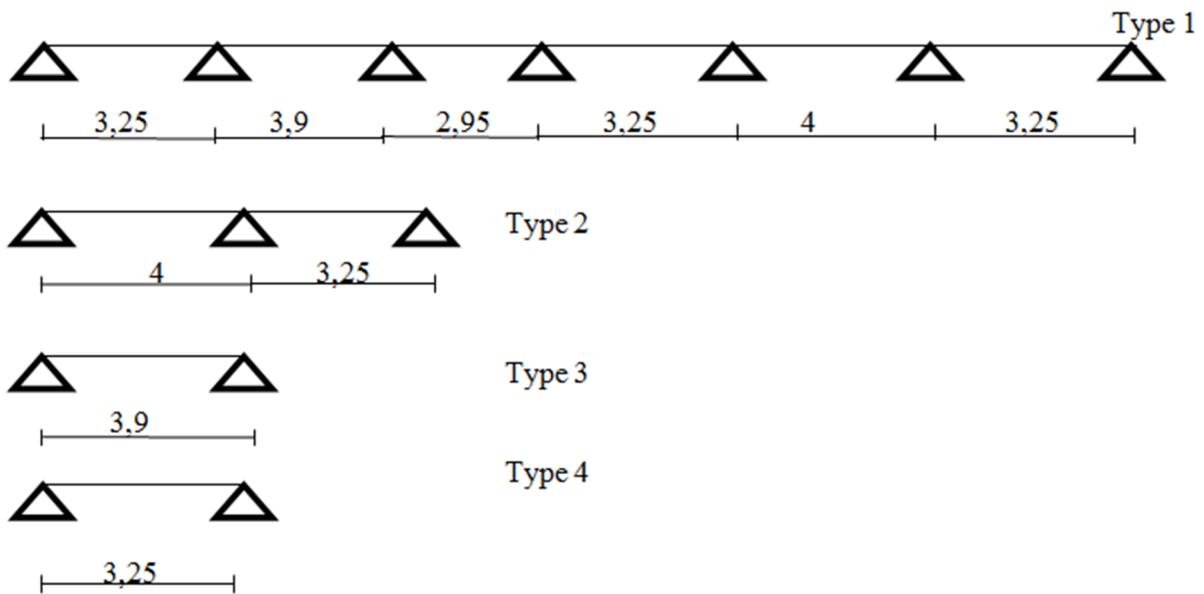


Figure 1 : types de poutrelles

1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

Dans notre structure, on a un seul type de plancher «**plancher à corps creux**» (*dimensionné dans le chapitre II*)

Plancher à corps creux : $h_t = 20$ cm

Donc on a des poutrelles de : $b_o = 12$ cm

$h_o = 4$ cm

Détermination de la largeur b :Selon les règles B.A.E.L91; $b=2b_1+b_o$(1)

$$b_1 \leq (L_1 - b_o) / 2 = b_1 \leq (65-12)/2 = 26.5$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L/10 = b_1 \leq 38 \text{ Soit } b_1 = 26,5 \text{ cm.} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \quad 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

De (1) : $b=2(26,5) +12=65\text{cm}$.

Avec :

h_t : hauteur de la poutrelle $h_t = 16+4 = 20\text{cm}$

h_o : épaisseur de la dalle de compression $h_o = 4\text{cm}$

b_o : largeur de la nervure $b_o = 12\text{cm}$

$l_o = 2 \times b_1$ $L_o = 2 \times b_1$

L: la Largeur maximale..... $L = 3.8\text{m}$

b : largeur de la dalle de compression $b=2b_1+b_o = 65 \text{ cm}$

3. Différentes charges des poutrelles :

Niveaux	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	E.L.U $q_u = (1.35G+1.5Q)b$	E.L.S $q_s = (G+Q)b$
Etage courant	5.14	1.5	0.65	5.97	4.32
Terrasse inaccessible	6.25	1	0.65	6.46	4.72

4. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

a. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

b. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

c. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable).

d. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

❖ plancher de R.D.C : $G = 5,14 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,28 \text{ KN/m}^2$vérifiée

❖ plancher étage courant : $G = 5,14 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,28 \text{ KN/m}^2$vérifiée

❖ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6,25 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1\text{KN/m}^2$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 2G = 12,5 \text{ KN/m}^2$vérifiée

b- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{cste}$).....vérifiée

c-Fissuration peu préjudiciable.

❖ Plancher du R.D.C et étages courants, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.....vérifiée

❖ Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments.

d- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ Cette condition n'est pas vérifiée pour les poutrelles de **type 1**

Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; nous allons utiliser la méthode forfaitaire modifiée pour la travée particulière; et la méthode forfaitaire pour le reste des travées.

4.2 Calcul des poutrelles:**4.2.1 Calcul des moments à l' E. L. U****A. Etage courant**

- On calcule le moment minimal de la travée particulière CD :

$$q_u = [(5,14 \times 1,35) + (1,5 \times 1,5)] 0,65 = 5,97 \text{ KN/m}$$

$$q_s = [5,14 + 1,5] 0,65 = 4,32 \text{ KN/m}$$

Moments isostatiques :

$$M_o^{AB} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_o^{BC} = 11,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_o^{CD} = 4,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_o^{DE} = 7,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_o^{EF} = 11,94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_o^{FG} = 7,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = M_G = -0,2M_o^{AB} = -1,58 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_o^{AB}; M_o^{BC}) = -5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_o^{BC}; M_o^{CD}) = -4,54 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \max(M_o^{CD}; M_o^{DE}) = -3,15 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \max(M_o^{DE}; M_o^{EF}) = -4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,5 \max(M_o^{EF}; M_o^{FG}) = -5,97 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

• **Travée particulière**

$$X = \frac{LCD}{2} + \frac{MC-MD}{G'.LCD} = \frac{2,95}{2} + \frac{4,54-3,15}{4,51035*2,95}$$

$$X = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(x) = \frac{G'X(LCD-X)}{2} - M_C(1 - \frac{X}{LCD}) - M_D(\frac{X}{LCD})$$

$$M_{t \min}(x) = \frac{4,51035*1,58(2,95-1,58)}{2} - 4,54(1 - \frac{1,58}{2,95}) - 3,15(\frac{1,58}{2,95})$$

$$M_{t \min}(x) = 1,08 \text{ KN.m}$$

• **Autres travées**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,226$$

$$1+0,3 \alpha = 1,0678 > 1,05$$

$$1.) M_t \geq \max[1,05M_o; 1,0678 M_o \frac{M_w+M_B}{2}]$$

$$2.) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (\frac{1,2+0,3 \alpha}{2})M_o = 0,6339 M_o \dots\dots\dots \text{rive} \\ M_t \geq (\frac{1+0,3 \alpha}{2})M_o = 0,5339M_o \dots\dots\dots \text{intermédiaire} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} = 0,6339M_o = 0,6339M_o^{AB} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 7,012 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 4,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} = 5 \text{ KN.m}$$

- On calcule le moment maximal de la travée particulière CD :

Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Qu.L^2/8 = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 8,6 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 6,5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 9,02 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = 5,96 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = M_G = -0,2M_0^{AB} = -1,2 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -2,6 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -2,38 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = -3,6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,5 \max(M_0^{EF}; M_0^{FG}) = -4,51 \text{ KN.m}$$

• Travée particulière

$$X = \frac{LCD}{2} + \frac{MC-MD}{G'.LCD} = \frac{2,95}{2} + \frac{2,6-2,28}{5,97*2,95}$$

$$X = 1,49 \text{ m}$$

$$M_{tmax}(x) = \frac{G'X(LCD-X)}{2} - M_C(1 - \frac{X}{LCD}) - M_D(\frac{X}{LCD})$$

$$M_{tmax}(x) = \frac{5,97*1,49(2,95-1,49)}{2} - 2,6(1 - \frac{1,49}{2,95}) - 2,38(\frac{1,49}{2,95})$$

$$M_{tmax}(x) = 4,003 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants à l' E. L. U

$$T_w^{AB} = \frac{ql}{2} + \frac{(Mw-Me)}{l} = \frac{5,97*3,25}{2} + \frac{1,58-5,67}{3,25} = 8,44 \text{ KN}$$

$$T_e^{AB} = -10,96 \text{ KN}$$

$$T_w^{BC} = 11,93 \text{ KN}$$

$$T_e^{BC} = -11,35 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_w^{CD} = 9,28 \text{ KN} \\ T_e^{CD} = -8,33 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ déchargé}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_w^{CD} = 8,88 \text{ KN} \\ T_e^{CD} = -8,73 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ chargé}$$

$$T_w^{DE} = 9,2 \text{ KN}$$

$$T_e^{DE} = -10,2 \text{ KN}$$

$$T_w^{EF} = 11,64 \text{ KN}$$

$$T_e^{EF} = -12,24 \text{ KN}$$

$$T_w^{FG} = 11,05 \text{ KN}$$

$$T_e^{FG} = -8,33 \text{ KN}$$

4.2.2 Calcul des moments à l' E. L. S :

Chargé : $G+Q = 4,316 \text{ KN/m}$

Déchargé : $G' = 3,341 \text{ KN/m}$

- On calcule le moment minimal de la travée particulière CD :

Moments isostatiques :

$$M_o^{AB} = 5,7 \text{ KN.m}$$

$$M_o^{BC} = 8,206 \text{ KN.m}$$

$$M_o^{CD} = 3,634 \text{ KN.m}$$

$$M_o^{DE} = 5,7 \text{ KN.m}$$

$$M_o^{EF} = 8,632 \text{ KN.m}$$

$$M_o^{FG} = 5,7 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = M_G = -0,2 M_o^{AB} = -1,14 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_o^{AB}; M_o^{BC}) = -4,103 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_o^{BC}; M_o^{CD}) = -3,282 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \max(M_o^{CD}; M_o^{DE}) = -2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \max(M_o^{DE}; M_o^{EF}) = -3,453 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,5 \max(M_o^{EF}; M_o^{FG}) = -4,316 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

- Travée particulière

$$X = \frac{LCD}{2} + \frac{M_C - M_D}{G' \cdot LCD} = \frac{2,95}{2} + \frac{3,282 - 2,28}{3,341 \cdot 2,95}$$

$$X = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(x) = \frac{G'X(LCD-X)}{2} - M_C \left(1 - \frac{X}{LCD}\right) - M_D \left(\frac{X}{LCD}\right)$$

$$M_{t \min}(x) = \frac{3,341 \cdot 1,58(2,95 - 1,58)}{2} - 3,282 \left(1 - \frac{1,58}{2,95}\right) - 2,28 \left(\frac{1,58}{2,95}\right)$$

$$M_{t \min}(x) = 0,87 \text{ KN.m}$$

- Autres travées

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,226$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,0678 > 1,05$$

$$1.) M_t \geq \max \left[1,05 M_0 ; 1,0678 M_0 \frac{M_w + M_E}{2} \right]$$

$$2.) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \alpha}{2} \right) M_0 = 0,6339 M_0 \dots\dots\dots \text{rive} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \alpha}{2} \right) M_0 = 0,5339 M_0 \dots\dots\dots \text{intermédiaire} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} = 0,6339 M_0 = 0,6339 M_0^{AB} = 2,79 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 2,5 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = 4,128 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} = 2,6 \text{ KN.m}$$

- On calcule le moment maximal de la travée particulière CD :

Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 6,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 4,69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 6,682 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = 4,41 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = M_G = -0,2 M_0^{AB} = -0,882 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -3,175 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -1,876 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \max (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -1,764 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \max (M_0^{DE}; M_0^{EF}) = -2,673 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,5 \max (M_0^{EF}; M_0^{FG}) = -3,341 \text{ KN.m}$$

• Travée particulière

$$X = \frac{LCD}{2} + \frac{M_C - M_D}{G' \cdot LCD} = \frac{2,95}{2} + \frac{1,876 - 1,764}{4,316 \cdot 2,95}$$

$$X = 1,49 \text{ m}$$

$$M_{tmax}(X) = \frac{G' X (LCD - X)}{2} - M_C \left(1 - \frac{X}{LCD} \right) - M_D \left(\frac{X}{LCD} \right)$$

$$M_{tmax}(x) = \frac{4,316 \cdot 1,49(2,95 - 1,49)}{2} - 1,876 \left(1 - \frac{1,49}{2,95}\right) - 1,764 \left(\frac{1,49}{2,95}\right)$$

$$M_{tmax}(x) = 2,88 \text{KN.m}$$

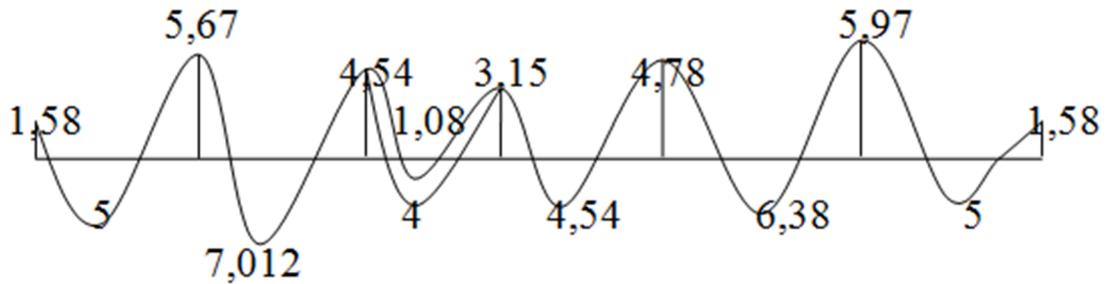


Figure 2: Diagramme des moments fléchissant

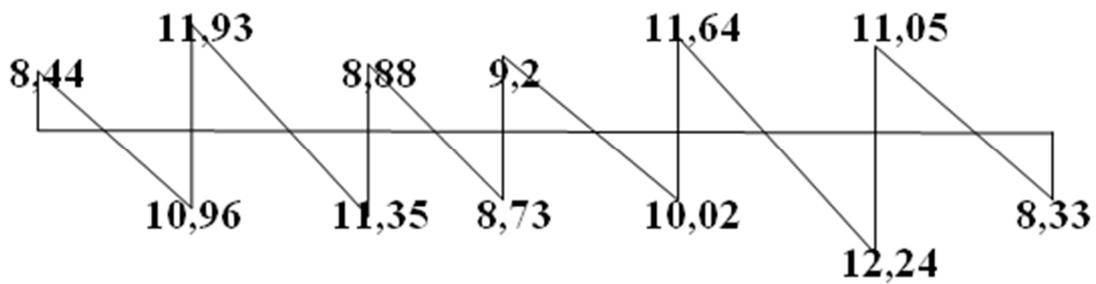


Figure 3: Diagramme des efforts tranchants

4.2.3 Charges et sollicitations des autres types de poutrelles:

Nous allons résumer les résultants sous formes de tableau :

Types	travées	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M _o	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _o	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
3	AB	3.9	11.36	11.36	2.27	2.27	11.65	11.65	8.2	8.2	1.64	1.64	8.4	8.4
4	AB	3.25	7.88	7.88	1.58	1.58	9.7	9.7	5.7	5.7	1.14	1.14	7.01	7.01
2	AB	4.00	11.95	8	2.39	7.16	10.76	13.4	8.63	5.76	1.73	5.18	7.77	9.5
	BC	3.25	7.88	5	7.16	1.58	11.46	8	4.6	2.92	5.18	0.92	9.7	7.56

4.2.4 Calcul du ferrailage :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l’effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : b = 65 cm ;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : b₀ = 12 cm ;
- La hauteur de la poutrelle (table) : h₀ = 4 cm ;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : h_t = 20 cm ;
- Hauteur utile : d = 0,9h_t = 18 cm ;
- fe = 400 Mpa ; f_{c28} = 25 Mpa ; f_{t28} = 2,1 Mpa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

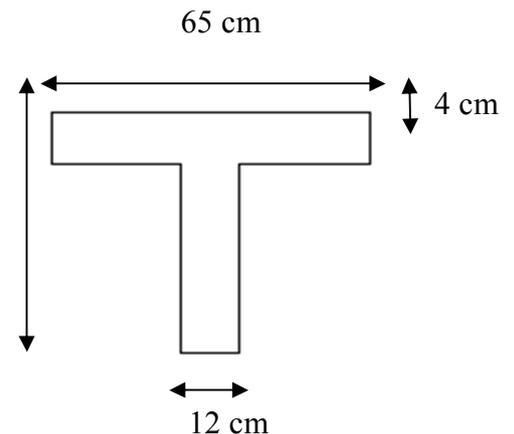


Figure 4: Dimensions de la poutrelle

Ferrailage des poutrelles du type 1 à l’E.L.U

Travées :	Appuis :
M _t = 7,012 KN.m ; σ _{bc} = 14,17 MPa M _{ta} = b.h ₀ σ _{bc} (d - $\frac{h_0}{2}$) = 58,95 KN.m M _{ta} > M _t → l’axe neutre passe dans la table (b.h) μ = 0,023 < μ _{AB} = 0,186 pivot A’ = 0 α = 0,03 β = 0,988 Z = 17,784 cm σ _s = 348 MPa A = 1,13 cm ² > A _{CNF} ^{min} = 0,37 cm ² Choix : 2T10 = 1,57 cm ²	M _a = 5,97 KN.m (b ₀ .h) μ = 0,108 α = 0,143 β = 0,943 A = 1,01 cm ² Choix : 2T8 = 1,01 cm ²

Vérification du type 1 à l'E.L.S

Travées :	Appuis :
$M_t = 4,25 \text{ KN.m}$ $A = 1,57 \text{ cm}^2$ $A' = 1,01 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 3,228 \text{ cm}$ $I = 5878,976 \text{ cm}^4$ $K = 0,723$ $\sigma_{bc} = 2,334 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée $\tau_u = 0,57 < \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$ $\Phi_t = \leq 5,71 \text{ cm}$ $s_t = 15 \text{ cm}$ $A_t / s_t = 0,02 \text{ cm}^2$ $T_u(h/2) = 11,61 \text{ KN}$	$M_a = 4,316 \text{ KN.m}$ $A = 1,01 \text{ cm}^2$ $A' = 1,57 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 4,756 \text{ cm}$ $I = 3266,552 \text{ cm}^4$ $K = 1,321$ $\sigma_{bc} = 6,284 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

$h_t/L \geq 1/22,5$	0,05	0,044	Condition vérifiée
$h_t / L \geq M_{ser} / 15M_{oser}$	0,05	0,033	Condition vérifiée
$A_s / b_0 d \leq 3,6/f_e$	0,007	0,009	Condition vérifiée

E.L.U	Travées :	Appuis :
Type2	$M_t = 8 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ $M_{ta} = b \cdot h_0 \sigma_{bc} (d - \frac{h}{2}) = 58,95 \text{ KN.m}$ $M_{ta} > M_t \rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table (B.h) $\mu = 0,027 < \mu_{AB} = 0,186$ pivot $A' = 0$ $\alpha = 0,034$ $\beta = 0,986$ $Z = 17,754 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $A = 1,3 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ Choix : 2T10 = 1,57 cm ²	$M_a = 7,16742 \text{ KN.m}$ ($b_0 \cdot h$) $\mu = 0,13$ $\alpha = 0,174$ $\beta = 0,930$ $A = 1,23 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$ Choix : 1T10 et 1T8 = 1,29 cm ²

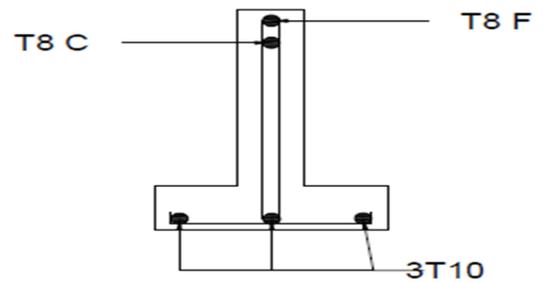
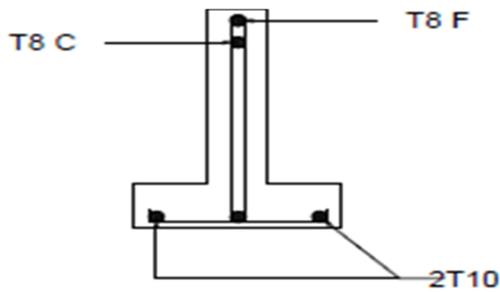
E.L.S	Travées :	Appuis :
Type2	$M_t = 5,7636 \text{ KN.m}$ $A = 1,57 \text{ cm}^2$ $A' = 0,5 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 3,228 \text{ cm}$ $I = 5878,976 \text{ cm}^4$ $K = 0,980$ $\sigma_{bc} = 3,165 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée $\tau_u = 0,62 < \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$ $\Phi_t \leq 5,71 \text{ cm}$ $s_t = 15 \text{ cm}$ $A_t / s_t = 0,02 \text{ cm}^2$ $T_u(h/2) = 12,66 \text{ KN}$	$M_a = 5,1792 \text{ KN.m}$ $A = 1,29 \text{ cm}^2$ $A' = 1,57 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 5,3 \text{ cm}$ $I = 3973 \text{ cm}^4$ $K = 1,304$ $\sigma_{bc} = 6,903 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Les armatures choisies en E.L.U sont maintenues

Vérification de la flèche :

$h_t/L \geq 1/22,5$	0,05	0,044	Condition vérifiée
$h_t / L \geq M_{ser} / 15M_{oser}$	0,05	0,0445	Condition vérifiée
$A_s/b_o d \leq 3,6/f_e$	0,007	0,009	Condition vérifiée

E.L.U	Travées :	Appuis :
Type3	$M_t = 11,3581 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ $M_{ta} = b \cdot h_o \cdot \sigma_{bc} \cdot (d - \frac{h}{2}) = 58,95 \text{ KN.m}$ $M_{ta} > M_t \rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table (B.h) $\mu = 0,038 < \mu_{AB} = 0,186$ pivot A' = 0 $\alpha = 0,048$ $\beta = 0,98$ $Z = 17,65 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $A = 1,85 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min}$ Choix : 3T10 = 2,36 cm ²	$M_a = 2,3 \text{ KN.m}$ (b _o .h) $\mu = 7,7 \cdot 10^{-3}$ $\alpha = 9,67 \cdot 10^{-3}$ $\beta = 0,996$ $Z = 17,93 \text{ cm}$ $A = 0,37 \text{ cm}^2$ Choix : 1T8 = 0,5 cm ²

E.L.U	Travées :	Appuis :
Type4	$M_t = 7,88 \text{ KN.m}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ $M_{ta} = b \cdot h_o \sigma_{bc} (d - \frac{h}{2}) = 58,95 \text{ KN.m}$ $M_{ta} > M_t \rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table (B.h) $\mu = 0,026 < \mu_{AB} = 0,186$ pivot A' = 0 $\alpha = 0,033$ $\beta = 0,987$ $Z = 17,76 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $A = 1,3 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min}$ Choix : 2T10 = 1,57 cm ²	$M_a = 2,3 \text{ KN.m}$ (b _o .h) $\mu = 5,3 \cdot 10^{-3}$ $\alpha = 6,6 \cdot 10^{-3}$ $\beta = 0,997$ $Z = 17,95 \text{ cm}$ $A = 0,25 \text{ cm}^2$ Choix : 1T8 = 0,5 cm ²



Types 1,2 et 4 Type 3

Figure 5: Disposition du ferrailage

B. Terrasse inaccessible :

4.3 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est en ce sens que la méthode des trois moments sera appliquée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, vu que la terrasse est inaccessible.

Principe de la méthode des trois moments :

- Considérons une poutre continue sur plusieurs appuis.

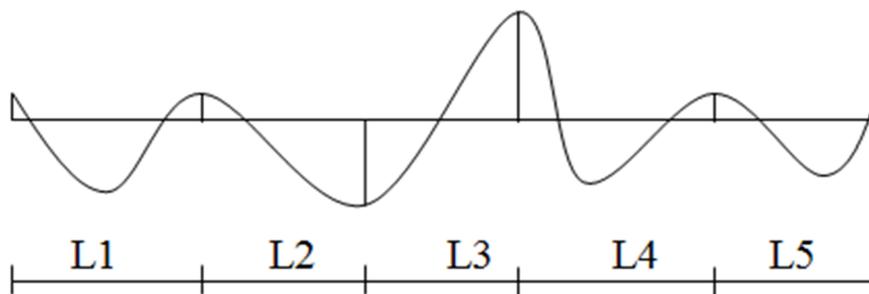


Figure 6: Description de la méthode

- Isolons deux travées consécutives chargées d'une manière quelconque.

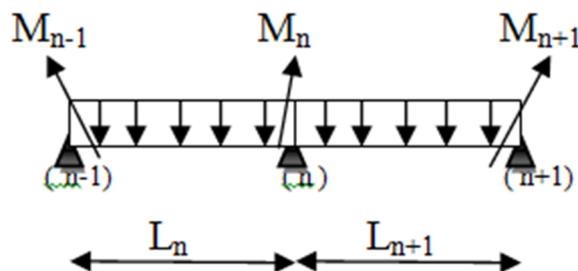


Figure 7: Description de la méthode

➤ Isolons chaque travée



Figure 8: Description de la méthode

Après plusieurs formulations et théorème on obtient l'équation suivante :

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Poutrelles de type 1 :

Combinaison des charges :

$$\begin{cases} G = 6,25 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 9,9375 \times 0,65 = 6,46 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,25 \times 0,65 = 4,72 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Nous allons résumer les résultants sous formes de tableaux :

Types	travées	L(m)	E.L.U					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	3,25	8,53	3,167	1,706	9,02	8,26	8,26
	BC	3,9	12,282	3,398	9,02	7,57	12,96	12,96
	CD	2,95	7,03	1,25	7,57	3,99	10,74	10,74
	DE	3,25	8,53	2,675	3,99	7,72	9,35	9,35
	EF	4	12,92	4,84	7,72	8,44	12,74	12,74
	FG	3,25	8,53	3,457	8,44	1,706	12,57	12,57
	2	AB	4	9,26	5,08	1,852	6,85	8,01
BC		3,25	4,83	1,37	6,85	0,966	7,76	-4,14
3	AB	3,9	11.36	11.36	2.27	2.27	11.65	11.65
4	AB	3.25	7.88	7.88	1.58	1.58	9.7	9.7

Types	Travées	L(m)	E.L.S					
			M_o	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1	AB	3,25	6,232	2,58	1,25	6,05	6,18	6,18
	BC	3,9	8,97	3	6,05	5,88	9,25	9,25
	CD	2,95	5,134	0,88	5,88	2,63	8,05	8,05
	DE	3,25	6,232	1,55	2,63	6,74	6,4	6,4
	EF	4	9,44	3	6,74	6,14	9,59	9,59
	FG	3,25	6,232	2,54	6,14	1,25	9,17	9,17
2	AB	4	6,72	3,67	1,344	5	5,8	-7,6
	BC	3,25	3,58	1,04	5	0,72	3,08	-5,7
3	AB	3,9	8.2	8.2	1.64	1.64	8.4	8.4
4	AB	3,25	5.7	5.7	1.14	1.14	7.01	7.01

E.L.U	Travées :	Appuis :
Type1	$M_t = 4,84 \text{ KN.m}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ $M_{ta} = b \cdot h_o \sigma_{bc} (d - \frac{h}{2}) = 58,95 \text{ KN.m}$ $M_{ta} > M_t \rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table (B.h) $\mu = 0,016 < \mu_{AB} = 0,186$ pivot $A' = 0$ $\alpha = 0,0204$ $\beta = 0,9918$ $Z = 17,85 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $A = 0,78 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ Choix : 2T8 = 1,01 cm ²	$M_a = 9,02 \text{ KN.m}$ ($b_o \cdot h$) $\mu = 0,03$ $\alpha = 0,0384$ $\beta = 0,9846$ $A = 1,46 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$ Choix : 2T10 = 1,57 cm ²

E.L.S	Travées :	Appuis :
Type1	$M_t = 3 \text{ KN.m}$ $A = 1,01 \text{ cm}^2$ $A' = 0,5 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 2,65 \text{ cm}$ $I = 5878,976 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 2 \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée $\tau_u = 0,58 < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ $\Phi_t = \leq \text{cm}$ $s_t = \text{cm}$ $A_t / s_t = 0,011408 \text{ cm}^2$ $T_u(h/2) = 11,92 \text{ KN}$	$M_a = 6,74 \text{ KN.m}$ $A = 1,57 \text{ cm}^2$ $A' = 1,01 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 3,19 \text{ cm}$ $I = 5887 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Les armatures choisies en E.L.U sont maintenues

Vérification de la flèche :

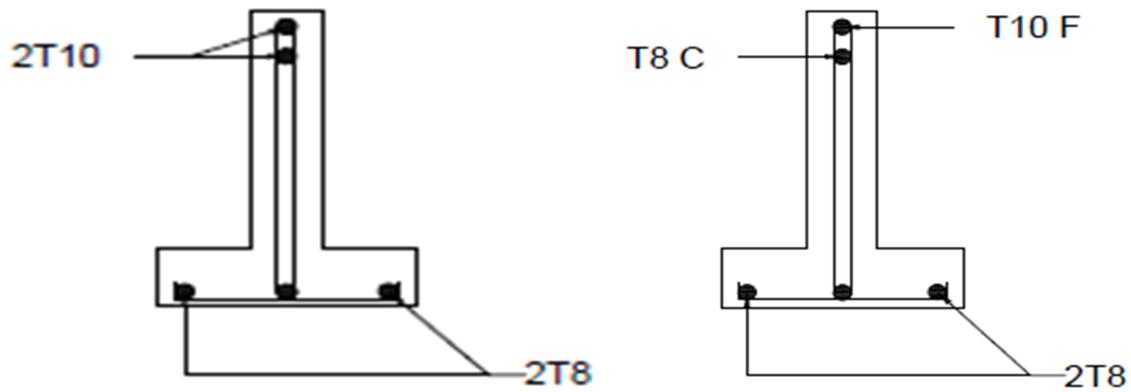
$h_t/L \geq 1/22,5$	0,05	0,044	Condition vérifiée
$h_t / L \geq M_{ser}/ 15M_{osser}$	0,05	0,02	Condition vérifiée
$A_s/b_0d \leq 3,6/f_e$	0,004	0,009	Condition vérifiée

E.L.U	$M_t = 5,08 \text{ KN.m}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ $M_{ta} = b \cdot h_0 \sigma_{bc} (d - \frac{h}{2}) = 58,95 \text{ KN.m}$ $M_{ta} > M_t \rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table (B.h) $\mu = 0,017 < \mu_{AB} = 0,186$ pivot $A' = 0$ $\alpha = 0,0215$ $\beta = 0,9914$ $Z = 17,85 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $A = 0,82 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ Choix : 2T8 = 1,01 cm ²	$M_a = 7,38 \text{ KN.m}$ (b ₀ .h) $\mu = 0,025$ $\alpha = 0,0313$ $\beta = 0,9875$ $A = 1,19 \text{ cm}^2 > A_{CNF}^{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$ Choix : 1T10 et 1T8 = 1,29 cm ²
-------	---	---

E.L.S	Travées :	Appuis :
Type2	$M_t = 3,67 \text{ KN.m}$ $A = 1,01 \text{ cm}^2$ $A' = 0,5 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 2,65 \text{ cm}$ $I = 3978 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 2,44 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée $\tau_u = 0,5 < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ $\Phi_t = \leq 5,71 \text{ cm}$ $s_t = 15 \text{ cm}$ $A_t/s_t = 0,023694 \text{ cm}^2$ $T_u(h/2) = 10,11 \text{ KN}$	$M_a = 5,36 \text{ KN.m}$ $A = 1,29 \text{ cm}^2$ $A' = 1,01 \text{ cm}^2$ $Y_1 = 2,92 \text{ cm}$ $I = 4954 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 3,16 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Les armatures choisies en E.L.U sont maintenues

Vérification de la flèche :

$h_t/L \geq 1/22,5$	0,05	0,044	Condition vérifiée
$h_t / L \geq M_{ser}/ 15M_{osser}$	0,05	0,036	Condition vérifiée
$A_s/b_0d \leq 3,6/f_e$	0,004	0,009	Condition vérifiée



Type 1

Type 2

Figure 9: Disposition du ferrailage

Calcul du ferrailage de la dalle :

Dalle sur 3 appuis :



Figure 10: Dalle sur 3 appuis

$$M_x = q_u \frac{l_x^2}{8} (l_y - l_x) + q_u \frac{l_x^3}{48}$$

$$M_y = q_u \frac{l_x^3}{24}$$

Application:

E.L.U

$$M_x = 5,97 \frac{1,45^2}{8} (3,8 - 1,45) + 5,97 \frac{1,45^3}{48} = 5,2 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 5,97 \frac{1,45^3}{24} = 0,76 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$M_x = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,55 \text{ KN.m}$$

Ferrailage:

Dans le sens l_x

$$M_x = 5,2 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_u = 0,02$$

$$\alpha = 0,025$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_{st} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,63$$

$$\text{Choix : } 3T10 \text{ p.m} = 2,36 \text{ cm}^2$$

Dans le sens l_y

$$M_x = 0,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = 2,9 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = 3,63 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{st} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,63$$

$$\text{Choix : } 3T10 \text{ p.m} = 2,36 \text{ cm}^2$$

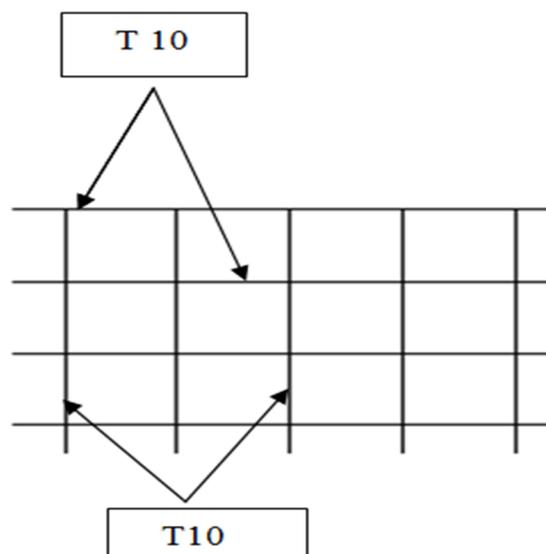


Figure 11: Disposition du ferrailage

Chapitre V :
L'étude Sismique Du Bâtiment

V.1 Introduction :

Le séisme est une vibration du sol par libération soudaine d'énergie de déformation cumulée dans la croûte terrestre. Il n'est dangereux pour la vie humaine qu'à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages.

Une grande partie du territoire algérien est soumise à d'importantes secousses sismiques, de ce fait, il est de notre devoir de concevoir et de réaliser des constructions adéquates, pouvant résister à ces effets, en même temps que de fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

V.2 But de l'étude sismique :

L'intérêt de la protection contre le séisme réside dans la conception et la réalisation des ouvrages capables de faire face à ce phénomène.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour étudier un bâtiment sous l'effet du séisme, et ces méthodes ont pour but d'évaluer les charges sismiques à chaque niveau et dans chaque sens de la structure.

V.3 Méthode de calcul :

Le **RPA 99 version 2003** préconise pour le calcul des forces sismiques trois méthodes différentes :

1. Méthode statique équivalente ;
2. Méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Méthode d'analyse modale dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas la structure satisfait aux conditions d'application de la méthode statique équivalente énoncées par l'article 4.1.2 du RPA.

Notre choix est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale. Parce que celle-ci prend en compte de la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

VI.4.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2 Spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

V.4.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse:

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau 4.7 du RPA 99 mod. 2003 :

S_3 : $T_{1(sec)}=0.15$ et $T_{2(sec)}=0.50$

Tableau 1 : paramètre du spectre de réponse

A	Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 99 mod. 2003)	0.1
Q	Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99 mod. 2003)	1.15
R	R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement	Partant de R=5 (structure mixte portiques/voiles avec interaction)

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

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \qquad \xi=10\% \text{ (béton armé/maçonnerie)}$$

$$\eta = 0.764$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_t h_N^{\frac{3}{4}} \quad \dots (I) \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} \quad \dots (II) \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

L : Dimensions suivant x et y

$$\dots(I) \quad T = 0.05 * (31.11)^{\frac{3}{4}} = 0.65$$

$$\dots(II) \quad T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} = \min \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \frac{31.11}{\sqrt{27.95}} = 0.53s \\ T_y = 0,09 \frac{31.11}{\sqrt{23.5}} = 0.58s \end{array} \right. \quad T = 0.53s$$

$$T = 0.53s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \quad R \approx 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.84$$

V.4.4 Nombre de mode à considérer :

En prenant $K=20$, la somme des masses modales effectives est égale à 81% de la masse totale de la structure. Ce qui est inférieur au minimum décrite dans l'article 4.3.4.a du RPA 99.

Ceci est dû à cause de l'influence importante des modes de torsion.

Nous passons donc à la deuxième vérification (Article 4.3.4.b du RPA 99)

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

$$K = 10 \text{ et } T_{10} = 0.18 \leq 0,20 \text{ sec}$$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

Cette condition étant vérifiée, nous pouvons donc garder le nombre de mode $K=20$

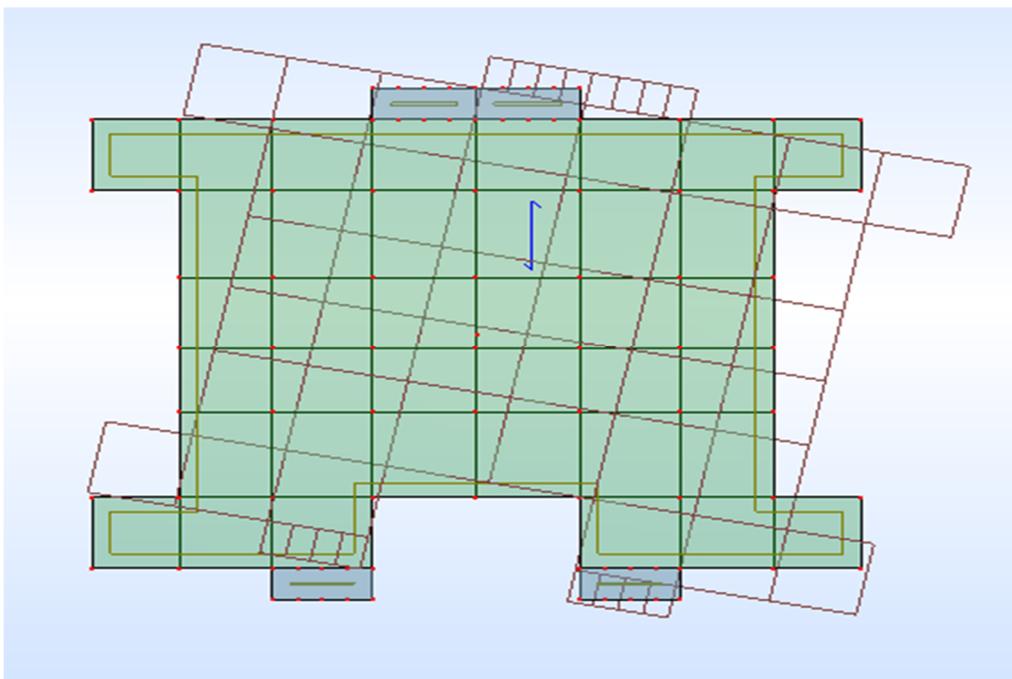
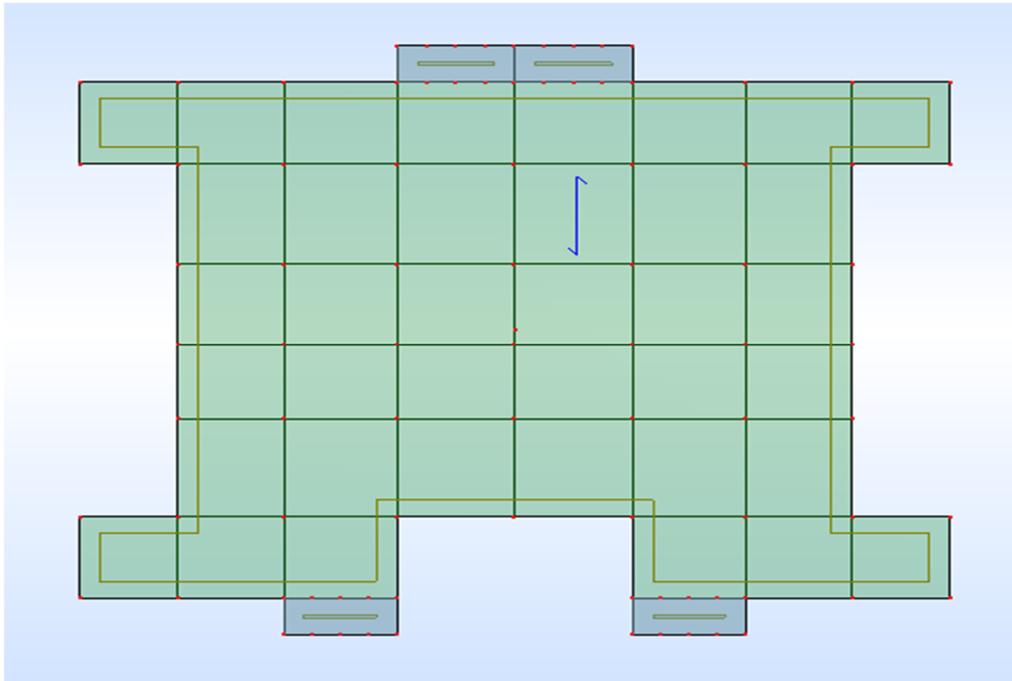
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,44	0,69	0,76	63,19
3/ 2	1,62	0,62	61,88	64,72
3/ 3	1,98	0,51	68,35	66,06
3/ 4	4,40	0,23	68,35	66,06
3/ 5	4,78	0,21	68,35	66,36
3/ 6	5,10	0,20	68,35	66,49
3/ 7	5,24	0,19	68,38	66,49
3/ 8	5,46	0,18	68,58	67,48
3/ 9	5,53	0,18	69,01	67,66
3/ 10	5,56	0,18	71,91	72,68
3/ 11	5,68	0,18	72,03	72,70
3/ 12	5,85	0,17	72,42	73,61
3/ 13	5,87	0,17	73,02	74,58
3/ 14	5,94	0,17	74,02	76,15
3/ 15	5,94	0,17	75,38	78,66
3/ 16	6,07	0,16	75,97	78,70
3/ 17	6,08	0,16	80,32	79,95
3/ 18	6,13	0,16	80,32	79,95
3/ 19	6,15	0,16	80,34	79,96
3/ 20	6,18	0,16	81,83	81,33

V.5 Modélisation :

Les différentes variantes sont :

Variante 1

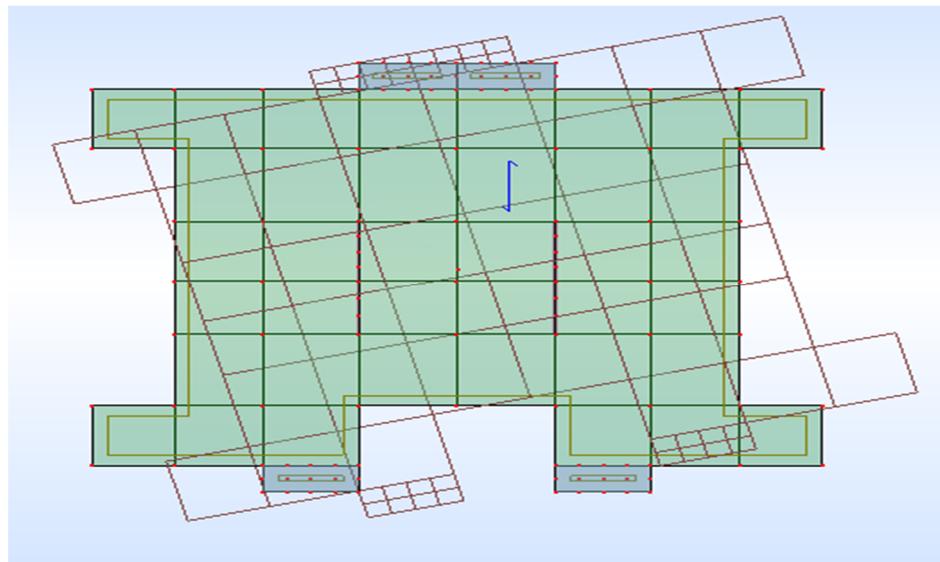
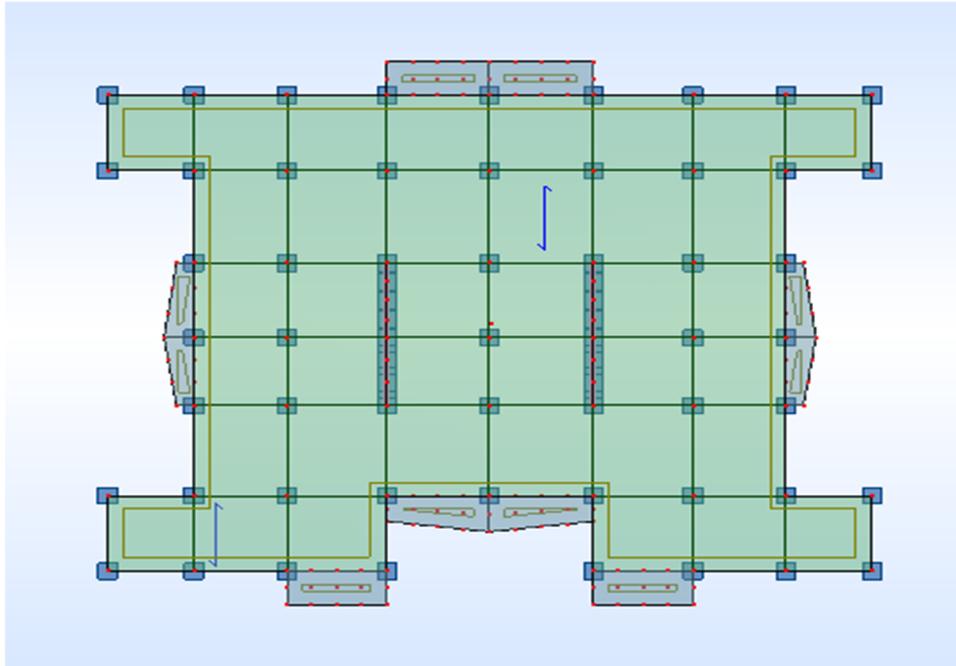
T=2.09 ; W= 51895.54 kN



Mode 2

Variante 2

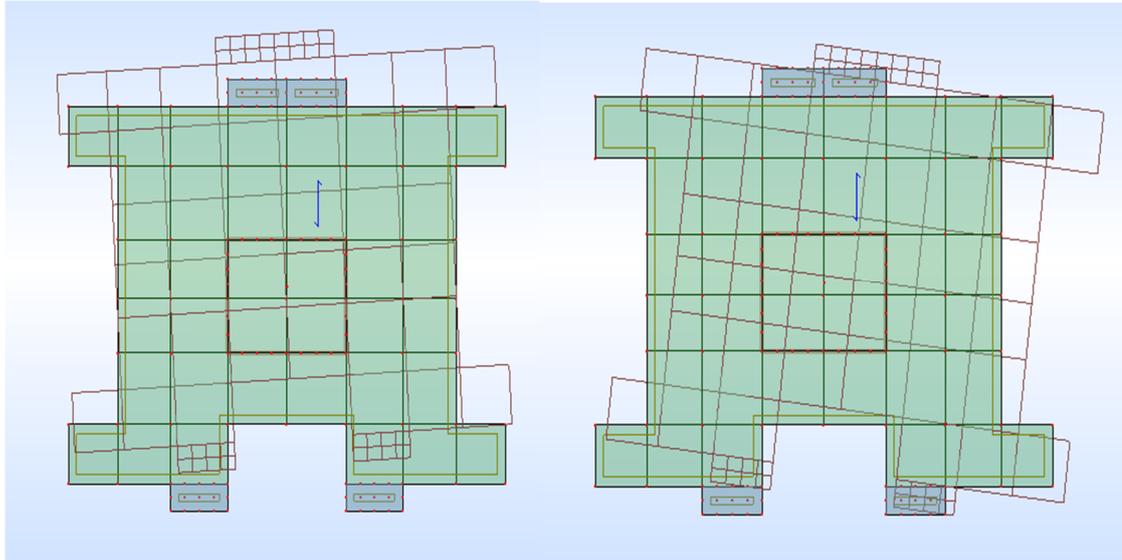
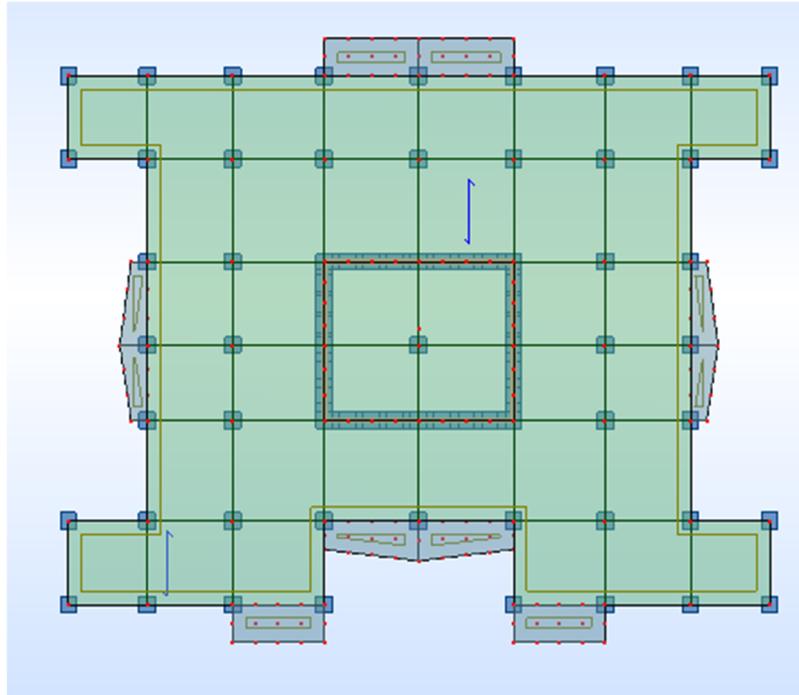
T=1.55 ; W= 53788.10 kN



Mode 2

Variante 3

T= 0.69 ; W= 57142.05 kN

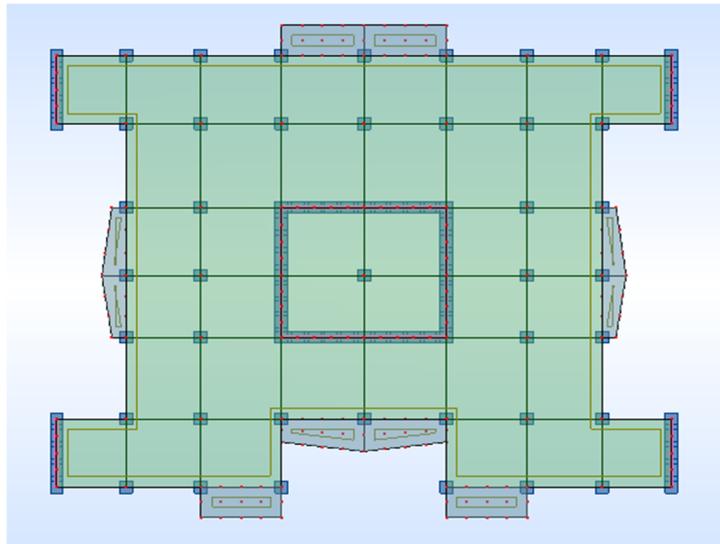


Mode 1

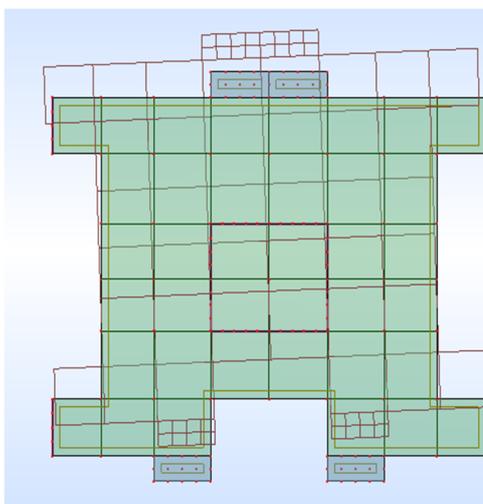
Mode 2

Variante 4

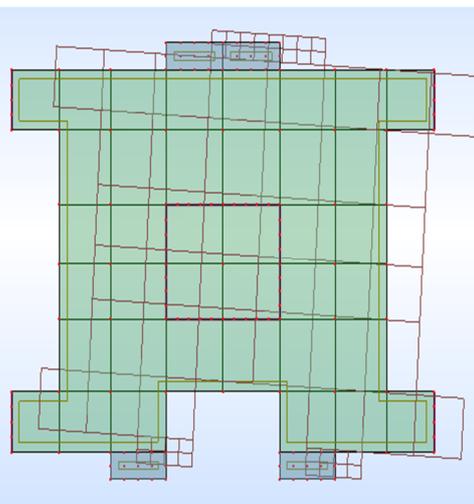
T= 0.69 ; W= 57326.47



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,44	0,69	0,76	63,19	0,76	63,19
3/ 2	1,62	0,62	61,88	64,72	61,12	1,53
3/ 3	1,98	0,51	68,35	66,06	6,47	1,34
3/ 4	4,40	0,23	68,35	66,06	0,00	0,00
3/ 5	4,78	0,21	68,35	66,36	0,00	0,30
3/ 6	5,10	0,20	68,35	66,49	0,00	0,12
3/ 7	5,24	0,19	68,38	66,49	0,03	0,00
3/ 8	5,46	0,18	68,58	67,48	0,21	0,99
3/ 9	5,53	0,18	69,01	67,66	0,43	0,18
3/ 10	5,56	0,18	71,91	72,68	2,89	5,03
3/ 11	5,68	0,18	72,03	72,70	0,12	0,01
3/ 12	5,85	0,17	72,42	73,61	0,40	0,91
3/ 13	5,87	0,17	73,02	74,58	0,60	0,97
3/ 14	5,94	0,17	74,02	76,15	1,00	1,57
3/ 15	5,94	0,17	75,38	78,66	1,37	2,52
3/ 16	6,07	0,16	75,97	78,70	0,58	0,04
3/ 17	6,08	0,16	80,32	79,95	4,35	1,24
3/ 18	6,13	0,16	80,32	79,95	0,00	0,00
3/ 19	6,15	0,16	80,34	79,96	0,02	0,01
3/ 20	6,18	0,16	81,83	81,33	1,49	1,37



Mode 1



Mode 2

Période fondamentale de la structure

D'après le RPA99/2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

⇒ T = 0.69 ≥ 0.68s parmi les quatres variantes précédente nous retenons la variante 4.

Vérification du pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales repris par les voiles

Après vérification, nous remarquons que la somme des sollicitions dues charges verticales reprises par les voiles est de **29285.98 kN**. Et celles de la structure entière est de **87416.94 kN**.

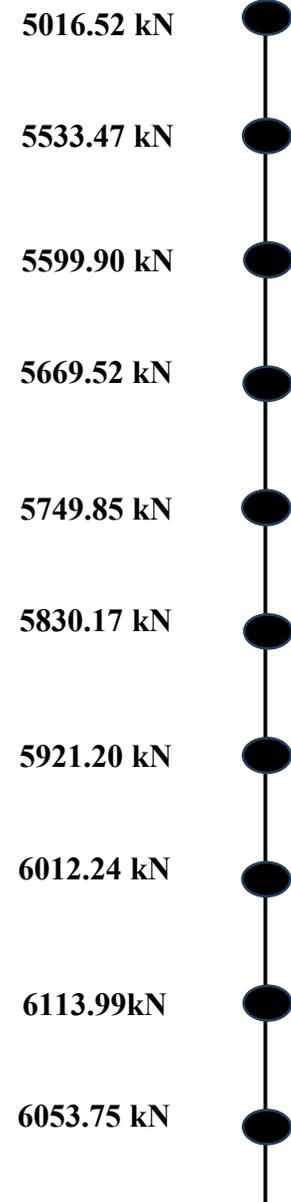
Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1765/ 4 (C)	4,53	-0,05	365,16	0,01	0,04	-0,00
1821/ 4 (C)	-4,34	-0,06	370,21	0,01	-0,04	0,00
1822/ 4 (C)	-9,35	-0,00	368,73	-0,07	-0,12	0,01
1823/ 4 (C)	-15,97	0,22	366,52	-0,28	-0,25	0,01
1824/ 4 (C)	-21,78	1,19	367,05	-0,69	-1,15	0,03
1867/ 4 (C)	23,20	-1,25	393,50	0,76	1,24	0,04
1868/ 4 (C)	17,12	-0,24	392,66	0,34	0,29	0,01
1869/ 4 (C)	10,11	-0,00	394,92	0,12	0,14	0,01
1870/ 4 (C)	4,81	0,05	396,51	0,03	0,05	0,00
1926/ 4 (C)	-4,61	0,05	401,99	0,03	-0,05	-0,00
1927/ 4 (C)	-9,99	0,00	400,55	0,12	-0,14	-0,01
1928/ 4 (C)	-17,15	-0,24	398,36	0,34	-0,29	-0,01
1929/ 4 (C)	-23,49	-1,25	399,17	0,77	-1,27	-0,04
1968/ 4 (C)	0,28	11,50	328,26	-0,49	0,36	0,00
1969/ 4 (C)	0,27	0,75	331,64	0,30	0,35	-0,00
1970/ 4 (C)	0,29	-10,30	337,86	1,10	0,37	-0,00
2013/ 4 (C)	0,28	13,10	366,14	-0,57	0,36	0,00
2014/ 4 (C)	0,24	1,09	369,60	0,31	0,32	0,00
2015/ 4 (C)	0,24	-11,29	376,19	1,20	0,32	-0,00
2057/ 4 (C)	-0,28	11,50	328,28	-0,49	-0,36	-0,00
2058/ 4 (C)	-0,27	0,75	331,67	0,30	-0,35	0,00
2059/ 4 (C)	-0,29	-10,30	337,89	1,10	-0,37	0,00
2087/ 4 (C)	-0,28	13,10	366,16	-0,57	-0,36	-0,00
2088/ 4 (C)	-0,24	1,09	369,62	0,31	-0,32	-0,00
2089/ 4 (C)	-0,24	-11,29	376,22	1,20	-0,32	0,00
Cas 4 (C)	ELU					
Somme totale	-0,16	0,74	29285,98	4,95	-0,14	0,00
Somme réacti	-0,00	-0,00	87416,94	1061441,25	-1221609,46	-0,00
Somme effort	0,0	0,0	-87416,94	-1061441,28	1221609,46	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	-0,00	-0,02	0,00	-0,00

En faisant le rapport, on trouve que les voiles reprennent 33%. Ce qui est supérieur au pourcentage exigé par le RPA 99 version 2003 pour que la structure puisse être considéré comme à contreventement mixte portiques/voiles avec interaction.

D'où la classification change pour une **structure contreventée par des voiles, R=4**

Tableau 2: poids total de la structure

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Acrotère[kN]	197.54	/	/	/	/	/	/	/	/	/
C. Creux[kN]	2890.02	2376.75	2376.75	2376.75	2376.75	2376.75	2376.75	2376.75	2376.75	2376.75
Dalles[kN]	155.03	131.13	131.13	131.13	131.13	131.13	131.13	131.13	131.13	131.13
Balcons[kN]	/	306.76	306.76	306.76	306.76	306.76	306.76	306.76	306.76	/
Poutres[kN]	751.28	759.38	759.38	759.38	759.38	759.38	759.38	759.38	759.38	751.28
Voiles[kN]	248.250	558.08	558.08	558.08	558.08	558.08	558.08	558.08	558.08	600.41
Poteaux[kN]	192.78	385.56	455.18	524.79	605.12	685.44	776.48	867.51	969.26	1160.25
Murs ext.[kN]	353.71	835.74	835.74	835.74	835.74	835.74	835.74	835.74	835.74	888.76
βQ_i [kN]	96.79	180.44	180.44	180.44	180.44	180.44	180.44	180.44	180.44	145.18
W_i [kN]	5016.52	5533.47	5599.90	5669.52	5749.85	5830.17	5921.20	6012.24	6113.99	6053.75
W [kN]	57497.45									



V.6 Calcul de la force sismique:

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V = \frac{0,1 \times 1,84 \times 1,15}{4} \times 57497,45 = 3041,62 \text{ kN}$$

$V_{\text{stat}} = 3041,62 \text{ kN}$
--

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 296,40 \text{ t} > 80\%V_{st} = 243,33 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 277,98 \text{ t} > 80\%V_{st} = 243,33 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.7 Calcul des déplacements:

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

- R : Coefficient de comportement ; R = 4
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau 3 : déplacements relatifs aux différents niveaux

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\delta_k}$	$\frac{\Delta_k}{\leq \overline{\delta_k}}$
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)		
9	306	0.40	1.60	0.00	0.20	0.80	0.40	3.06	Vérifié
8	306	0.40	1.60	0.00	0.10	0.40	0.00	3.06	Vérifié
7	306	0.40	1.60	0.00	0.10	0.40	0.00	3.06	Vérifié
6	306	0.40	1.60	0.40	0.10	0.40	0.00	3.06	Vérifié
5	306	0.30	1.20	0.00	0.10	0.40	0.00	3.06	Vérifié
4	306	0.30	1.20	0.40	0.10	0.40	0.00	3.06	Vérifié
3	306	0.20	0.80	0.00	0.10	0.40	0.00	3.06	Vérifié
2	306	0.20	0.80	0.40	0.10	0.40	0.40	3.06	Vérifié
1	306	0.10	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	3.06	Vérifié
RDC	357	0.10	0.40	0.40	0.00	0.00	0.00	3.57	Vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

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

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : l'effet P-Δ aux différents niveaux

Niveau	P[kN]	P _K [kN]	Δk _x [cm]	Δk _y [cm]	V _X [kN]	V _Y [kN]	h _k [cm]	θ _X	θ _Y
9	5016.52	5016.52	0.00	0.40	159.48	432.47	306	0.000	0.015
8	5533.47	10549.99	0.00	0.00	448.11	858.29	306	0.000	0.000
7	5599.90	16149.89	0.00	0.00	593.78	1236.25	306	0.000	0.000
6	5669.52	21819.41	0.40	0.00	965.02	1534.80	306	0.030	0.000
5	5749.84	27569.25	0.00	0.00	1035.98	1795.80	306	0.000	0.000
4	5830.17	33399.42	0.40	0.00	1381.25	2007.84	306	0.031	0.000
3	5921.20	39320.62	0.00	0.00	1473.97	2197.54	306	0.000	0.000
2	6012.24	45332.86	0.40	0.40	1785.77	2351.90	306	0.033	0.025
1	6113.98	51446.84	0.00	0.00	1969.78	2461.51	306	0.000	0.000
RDC	6053.76	57500.00	0.40	0.00	2064.30	2603.28	357	0.031	0.000

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

Chapitre VI

Ferraillage des portiques

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées.

Le logiciel Robot Structural Analysis a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99 V2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1.35G + 1.5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1.35G + 1.5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2 Ferraillage des poutres :

VI.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0.8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1.15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1.15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 V2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

VI.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel Robot.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 39.06 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 31.43 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.24 > 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39.06 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.092 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.95$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39.06 \times 10^3}{0.95 \times 31.5 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 5T12 ce qui nous donne $A = 5.65 \text{ cm}^2$

b) Ferraillage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 25.94 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 18.98 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.36 > 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25.94 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.061 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.96$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25.94 \times 10^3}{0.96 \times 31.5 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12 ce qui nous donne $A = 3.39 \text{ cm}^2$

VI.2.3.1 Vérification du ferraillage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.10}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$ Condition vérifiée

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t = 6.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u0} = T - Q_u * 5h/6 \quad \dots (RPA 91)$$

$$\tau_{u0} = \frac{T_{u0}}{b \times d} = \frac{54.44 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.57 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28.35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 8.75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 14.40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_{u0}}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0.28 ; 0.4 \} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{tj}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.56 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 30 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 235} = 0.0111 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) : $A_t = 0.75 \text{ cm}^2$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 54.99 \text{ kN} ; M_{ap} = 39.06 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{39.06}{0.9 \times 31.5 \times 10^{-2}} = 137.77 \text{ kN} > 117.4 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ O\`u } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 30 ; a = b - 2 \cdot 3 = 25$$

$$1.47 \text{ Mpa} \leq 13.33 \text{ Mpa} > 0$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 54.99kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1.2 = 3.768 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{40.23 \times 10^3}{28.35 \times 3.768 \times 3 \times 10^2} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 1.25 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 1.25} = 96 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5.5\Phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 24,3 \text{ cm} \\ L_1 = 9,43 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 23,3 \text{ cm} \\ L_1 = 9,96 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 18.98 \text{ kN.m}$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$y = 8.02 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = 34231.50 \text{ cm}^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18.98 \times 10^3}{34231.50} \times 8.02 = 4.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t ser} = 18.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1.87 + 0.3) \times 3.65^2}{8} = 53.61 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{365} = 0,096 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{35}{365} = 0,096 > \frac{18.56}{10 \times 53.61} = 0,034 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0,006 = \frac{4,2}{400} = 0,003 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

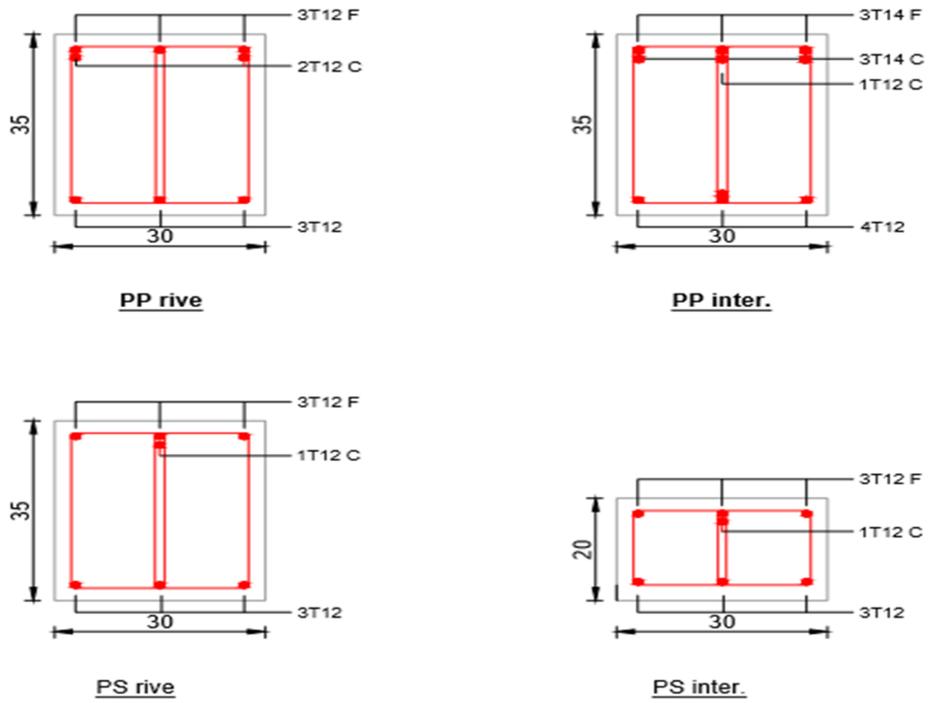
Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Armatures adoptées pour les poutres de la terrasse

Terrasse							
Sections	x	Msp ₁	Msp ₂	A _s	A _{adop}	A _{RPA}	ferraillage
PP _{rive} (30x35) cm ²	sur appui	39.06	33.32	2.45	3.39	5.25	5T12
	en travée	25.94	18.71	3.75	5.65	5.25	3T12
PP _{int.} (30x35) cm ²	sur appui	71.37	70.95	7.18	10.37	5.25	6T14+1T12
	en travée	29.40	20.34	2.78	4.52	5.25	4T12
PS (30x35) cm ²	sur appui	11.48	13.76	2.72	4.52	5.25	4T12
	en travée	5.16	3.60	2.72	3.39	5.25	3T12
PS (30x20) cm ²	sur appui	13.49	14.57	2.72	4.52	3.00	4T12
	en appui	8.83	5.71	2.72	3.39	3.00	3T12

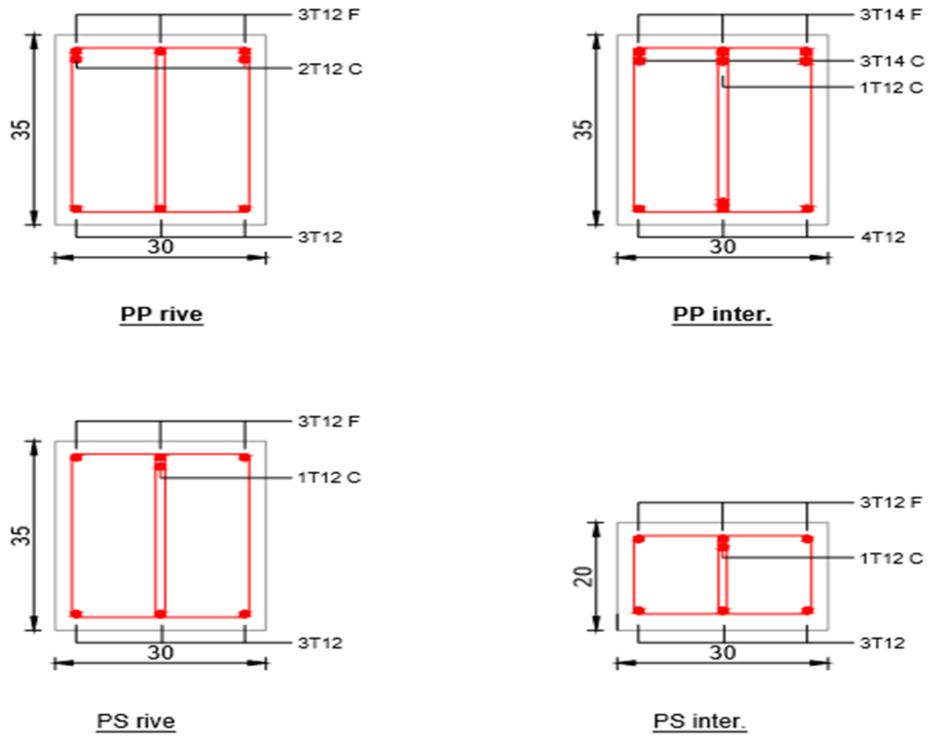
Tableau 2 : Armatures adoptées pour les poutres des étages courants

Etages courants							
Sections	x	Msp ₁	Msp ₂	A _s	A _{adop}	A _{RPA}	ferraillage
PP _{rive} (30x35) cm ²	sur appui	53.13	50.17	5.20	5.56	5.25	5T12
	en travée	25.94	18.71	2.42	3.39	5.25	3T12
PP _{int.} (30x35) cm ²	sur appui	73.03	74.48	7.37	8.01	5.25	3T14+3T12
	en travée	29.40	16.30	2.22	3.39	5.25	3T12
PS (30x35) cm ²	sur appui	22.14	32.23	2.72	4.52	5.25	4T12
	en travée	12.08	8.47	2.72	3.39	5.25	3T12
PS (30x20) cm ²	sur appui	11.09	21.19	2.72	4.52	3.00	4T12
	en appui	6.53	4.69	2.72	3.39	3.00	3T12



Terrasse

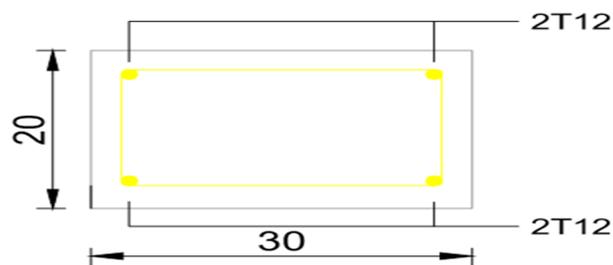
Figure 1. Ferraillage des poutres de la terrasse



Terrasse

Figure 2. Ferraillage des poutres étages courants

Les poutres qui sont posées sur voiles n'auront pas le même coffrage.
 On prend 30x20 comme poutres noyées. $A_{min} = 0.5\%(30 \times 20) = 3 \text{ cm}^2$
 Choix : 4T12 = 4.52 cm^2



Poutres sur voiles

Figure 3. Ferraillage des poutres sur voiles

VI.3 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau 3 : Armatures minimales pour les poteaux.

Types de poteaux	A_{min} [cm ²]
Type 1 (50x50) cm ²	17.50
Type 2 (45x45) cm ²	14.18
Type 3 (40x40) cm ²	11.20
Type 4 (35x35) cm ²	8.58
Type 5 (30x30) cm ²	6.30

VI.3.1 Exemple de calcul :

VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de kN.m :

Tableau 4: Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5
Combinaison						
A	N_{max}	2046.03	1655.87	1194.59	747.61	352.57
	M_{cor}	7.48	30.35	27.52	26.95	20.88
B	N_{min}	945.17	707.98	483.62	271.39	63.98
	M_{cor}	6.26	10.31	13.20	12.73	14.05
C	M_{max}	28.07	34.19	34.84	33.25	32.82
	N_{cor}	1234.95	1424.44	970.62	528.96	160.02

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de kN.m :

Tableau 5 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5
Combinaison						
A	N_{max}	1505.39	1219.31	881.31	557.61	267.94
	M_{cor}	13.55	21.48	22.21	17.50	16.59
B	N_{min}	521.96	378.21	258.69	147.40	34.78
	M_{cor}	16.01	2.78	1.13	18.06	9.15
C	M_{max}	23.81	26.75	28.77	28.30	23.97
	N_{cor}	1313.67	1049.90	716.90	391.95	230.78

VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcule la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel SOCOTEC.

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Ferraillage des poteaux

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre		2 ^{ème} genre		A_{min} (cm ²)	Ferraillage
		N_u (kN)	M_u (kN.m)	N_{ACC} (kN)	M_{ACC} (kN.m)		
Type 1 (50x50) cm ²	A	2046.03	7.48	1505.39	13.55	17.50	4T20+4T14
	B	945.17	6.26	521.96	16.01		
	C	1234.95	28.07	1313.67	23.81		
Type 2 (45x45) cm ²	A	1655.87	30.35	1219.31	21.48	14.18	4T16+4T14
	B	707.98	10.31	378.21	2.78		
	C	1424.44	34.19	1049.90	26.75		
Type 3 (40x40) cm ²	A	1194.59	27.52	881.31	22.21	11.20	8T14
	B	483.62	13.20	258.69	1.13		
	C	970.62	34.84	716.90	28.77		
Type 4 (35x35) cm ²	A	747.61	26.95	557.61	17.50	9.05	8T12
	B	271.39	12.73	147.40	18.06		
	C	528.96	33.25	391.95	28.30		
Type 5 (30x30) cm ²	A	352.57	20.88	267.94	16.59	6.90	8T12
	B	63.98	14.05	34.78	9.15		
	C	160.02	32.82	230.78	23.97		

Exemple de calcul :

Poteau de section (50x50) :

Cas : 1^{er} genre

(a) $N_{max} = 2046.03 \text{ KN}$ $M_{corresp.} = 7.48 \text{ kN.m}$

Détermination de la pression :

$e = M/N = 7.48/2046.03 = 0.0036 \text{ m}$

$$M_u = 2045.03 \left(0.47 - \frac{0.50}{2} + 0.0036 \right) = 457.50 \text{ kN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2046.03 \text{ kN} \leq 2869.425 \text{ kN} \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 457.50 \text{ kN.m} \leq 920713.20 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires. ($A_1 = A'_1 = 0$)

$$(b) _ N_{\min} = 945.17 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp.}} = 6.26 \text{ kN.m}$$

Détermination de la pression :

$$e = M/N = 6.26/945.17 = 0.0066 \text{ m}$$

$$M_u = 945.17 \left(0.47 - \frac{0.50}{2} + 0.0066 \right) = 214.17 \text{ kN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u = 945.17 \text{ kN} \leq 2869.425 \text{ kN} \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 214.17 \text{ kN.m} \leq 425326.43 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires. ($A_2 = A'_2 = 0$)

$$(c) _ M_{\max} = 28.07 \text{ kN.m} \quad N_{\text{corresp.}} = 1234.95 \text{ KN}$$

Détermination de la pression :

$$e = M/N = 28.07/1234.95 = 0.23 \text{ m}$$

$$M_u = 1234.95 \left(0.47 - \frac{0.50}{2} + 0.023 \right) = 300.10 \text{ kN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u = 234.95 \text{ kN} \leq 2869.425 \text{ kN} \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 300.10 \text{ kN.m} \leq 105727.50 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires. ($A_3=A'_3=0$)

Cas : 2eme genre

(a)_ $N_{\max} = 1505.39 \text{ kN}$ $M_{\text{corresp.}} = 13.55 \text{ kN.m}$

Détermination de la pression :

$e = M/N = 13.55/1505.39 = 0.0090 \text{ m}$

$M_u = 1505.39 \left(0.47 - \frac{0.50}{2} + 0.0090 \right) = 344.73 \text{ kN.m}$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0.514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1505.39 \text{ kN} \leq 3741.85 \text{ kN} \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 344.73 \text{ kN.m} \leq 677299.44 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires. ($A_4=A'_4=0$)

(b)_ $N_{\min} = 521.96 \text{ kN}$ $M_{\text{corresp.}} = 16.01 \text{ kN.m}$

Détermination de la pression :

$e = M/N = 16.01/521.96 = 0.030 \text{ m}$

$M_u = 521.96 \left(0.47 - \frac{0.50}{2} + 0.030 \right) = 130.49 \text{ kN.m}$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u = 521.96 \text{ kN} \leq 2869.425 \text{ kN} \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 130.49 \text{ kN.m} \leq 425326.43 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires. ($A_5=A'_5=0$)

(c)_ $M_{\max} = 23.81 \text{ kN.m}$ $N_{\text{corresp.}} = 1313.67 \text{ kN}$

Détermination de la pression :

$$e = M/N = 23.81/1313.67 = 0.018\text{m}$$

$$M_u = 1313.67 \left(0.47 - \frac{0.50}{2} + 0.018 \right) = 312.65 \text{ kN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u = 1313.67 \text{ kN} \leq 2869.425 \text{ kN} \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 312.65 \text{ kN.m} \leq 105727.50 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires. ($A_6 = A'_6 = 0$)

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0.007 \times 50 \times 50 = 17.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min}) = \max(0; 0; 0; 0; 0; 0; 12.50) = 17.50 \text{ cm}^2$$

VI.3.1.2 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50x50) cm².

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{53.39 \times 10}{50 \times 45} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.1.3 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a. $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.5} = 4.99 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 53.39}{50 \times 235} = 0.25 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0.3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0.3\% \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0.3\% \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0.4 \text{ MPa}\} = 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 1.27 \text{ cm}^2$$

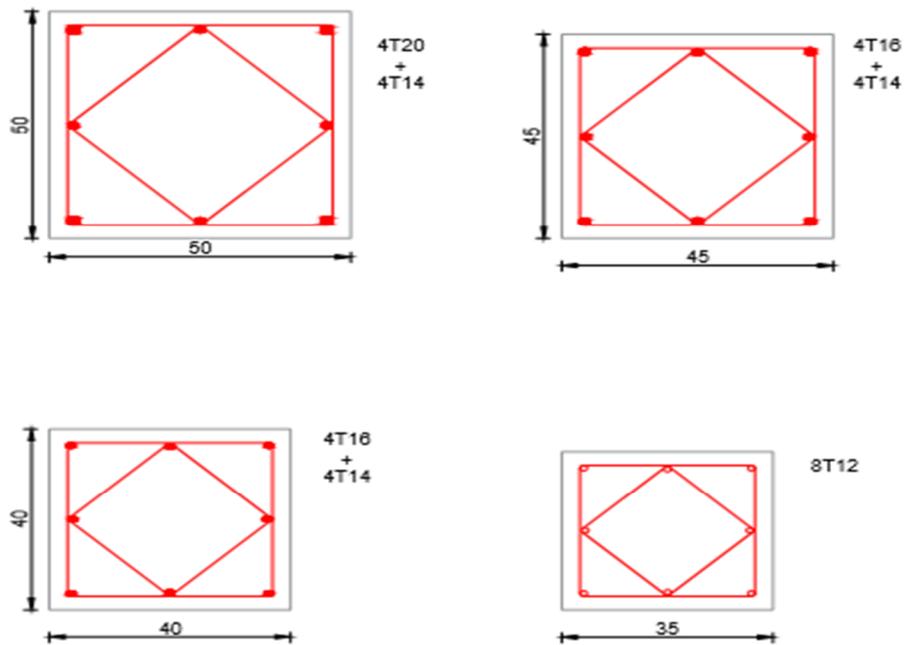
$$< 1.8 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 68 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$



Ferraillage des poteaux

Figure 4. Ferraillage des poteaux

Chapitre VII

Calcul et ferrailage des voiles

VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3.57m au 1^{er} étage, puis de 3.06m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e / 25 = 357 / 25 = 14.28 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003 : $A_{min} = 0,15\%aL$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{F_t}{f_e}$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Troisième cas :

(σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15% ;
- En zone courante 0.10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4 Ferrailage des voiles :

$A = 1.16m^2$

$I = 2.414m^4$

$v = 2.15m$

ELU:

$N = 1045.46 \text{ kN}$

$M = 879.01 \text{ kN.m}$

$V_u = 87,35t$

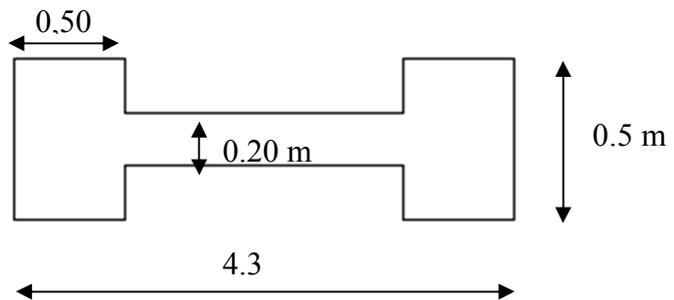


Figure 1 : Schéma du voile + poteaux.

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1948.17}{1.16} + \frac{51.24 \times 2.15}{2.414} = 1725.09 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{1948.17}{1.16} - \frac{51.2 \times 2.15}{2.414} = 1633.82 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1er cas, (σ_1 et σ_2) sont de signes positifs, la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15aL$

$$A_{min} = 11.40 \text{ cm}^2$$

e) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1.4 \times 127000}{40000} = 4.90 \text{ cm}^2$$

f) Armatures totale :

$$A_v = A_l + A_{vj} = 16.30 \text{ cm}^2$$

On adopte :

Voile : 2x 15T10 (2x11.78 cm²).

Tableau 1 : Récapitulatif des armatures adoptées.

Type	Longueur (m)	Armature adoptée	Espacement
1	3.80	15T10	25
2	3.75	15T10	25
3	3.25	9T10	25
4	3.15	9T10	25
5	2.95	8T10	25

VII.5 Vérification :**VII.5.1 Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{127 \times 1000}{20 \times 0.9 \times 380} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 127 \times 10}{20 \times 0.9 \times 380} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{92 \times 10}{(20 \times 380) + (15 \times 16.30)} = 0.11 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

VII.6 Disposition des armatures :

VII.6.1 Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d’une même face ne doit pas dépasser deux fois l’épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l’épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.
- A chaque extrémité du voile l’espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d’extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$On a : \begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 380 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 38 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.6.2 Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l’épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur : $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l’épaisseur du voile.

VII.6.3 Armatures transversales :

- Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l’extérieur.

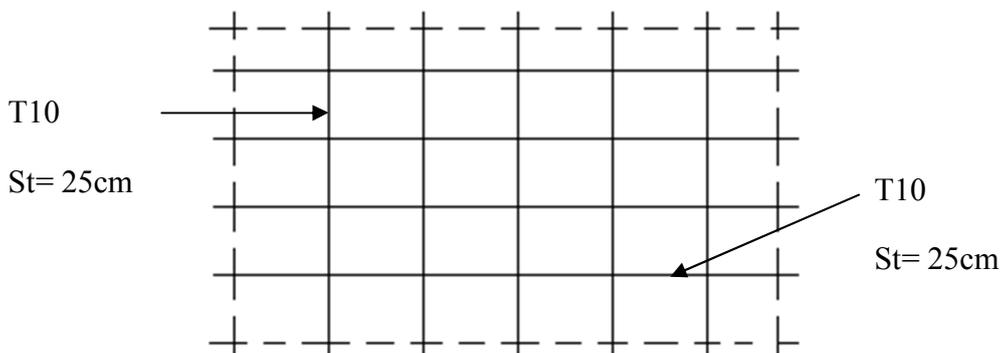


Figure 2 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 2.00 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 1.5 kN/m^2 ;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17.5^\circ) = 0.271$$

VIII.2.2 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times 2 = 0.271 \times 17 \times 2 = 9.214 \text{ kN/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0.271 \times 1.5 \times 2 = 0.813 \text{ kN/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K\alpha' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1.35p_1 + 1.5p_2 = 13.6584 \text{ kN/ml}$$

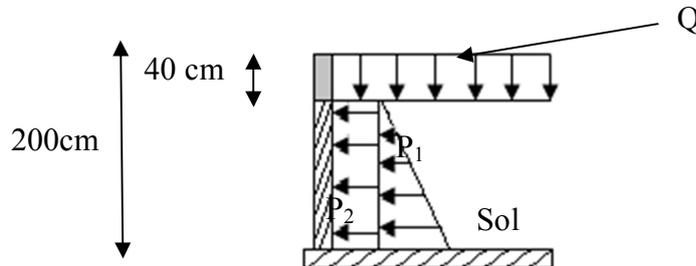


Figure 1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.3 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 2 - 0.40 = 1.60 \text{ m} \\ L_y = 4 - 0.50 = 3.50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.46 > 0.4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.46 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.1022 \times 13.6584 \times 1.60^2 = 3.57 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 0.25 \times 3.57 = 0.90 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 3.0345 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0.765 \text{ kN.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0.765 \text{ kN.m} > 0.758 \text{ kN.m}$$

VIII.2.4 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 3.0345 \text{ kN.m}; b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{13.0345 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 100} = 0,030 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0.985 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.0345 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens y :

$$M_{ty} = 0.765 \text{ kN.m}; b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.765 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 100} = 0.00166 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0.00166 \rightarrow \beta = 0.9991 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.765 \times 10^3}{0.9991 \times 18 \times 348} = 0.122 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :
- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0.1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.20 = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}}; A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4T10 \rightarrow A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0.1\%b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0.46}{2} \right) = 2.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}}; A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4T10 \rightarrow A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.2.5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0.46 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 13.6584 \times \frac{1.60}{2 \left(1 + \frac{0.46}{2}\right)} = 8.89 \text{ kN} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 13.6584 \times \frac{1.60}{3} = 3,41 \text{ t} < V_x = 7.28 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 8.98 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{8.89 \times 10^3}{18 \times 100 \times 10^2} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1,5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.46 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 10.027 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.1051 \times 10.027 \times 1.60 = 1.69 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 0.3319 \times 1.69 = 0.51 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 1.4365 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.4335 \text{ kN.m} \end{cases}$

- Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14 \times 100}{100 \times 18} = 0.17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58.53 ; \beta = 0.932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.4365 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 27.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 27.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{27.27}{58.53} = 0.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58.3 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.4335 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 8.23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 8.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{8.23}{58.53} = 0.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec 4T10 = 3.14 cm²/ml chacune et avec un espacement de 15 cm.

VIII.3 Etude des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure , elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2.00 bars à un ancrage de 2.00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.00 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par les semelles isolées, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{sol}$

Avec : S : la surface totale des semelles ;

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 8775.083 \text{ t} \\ N_{ser} = 6415.626 \text{ t} \\ S_{semelle} = 321 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 484 m^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 66 \% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, et vu la nature de notre sol, ainsi que l'existence des voiles périphériques dans cette construction, une semelle filante a été optée comme type de fondation.

VIII.3.2 Définition de la semelle filante:

Une semelle filante est une semelle continue qui supporte plusieurs colonnes ou bien un mur porteur. Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes, car la surface de contact est plus importante ce qui limite le risque de tassement différentiel, en d'autres termes, des tassements plus importants à certains endroits entraînent une instabilité d'ensemble.

VIII.3.3 Pré dimensionnement des semelles :

1. Semelle continue sous mur voile :

Semelles	combinaisons	sollicitations	Poteaux									
			P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	
File 1	G+Q	N (t)	55.23	54.76								
		M (t. m)	0.74	0.74								
	1.35 G+1.5Q	N (t)	74.98	74.33								
		M (t. m)	0.99	0.59								
File 4	G+Q	N (t)	83.24	101.19	100.29	109.40	104.3	101.99	80.62			
		M (t. m)	0.11	0.20	0.44	0.48	0.47	0.21	0.10			
	1.35 G+1.5Q	N (t)	113.54	138.30	137.27	149.97	142.74	139.40	109.96			
		M (t. m)	0.15	0.28	0.61	0.66	0.65	0.28	0.13			
File 6	G+Q	N (t)	100.27	133.05	77.92	74.20	78.39	115.83	122.22			
		M (t. m)	0.61	0.06	1.03	0.02	1.02	0.03	0.23			
	1.35 G+1.5Q	N (t)	136.80	182.62	106.55	101.45	107.17	158.92	166.93			
		M (t. m)	0.84	0.08	1.40	0.03	1.40	0.04	0.32			
File B	G+Q	N (t)	100.30	115.64	83.24	55.23						
		M (t. m)	0.61	0.25	0.12	0.74						
	1.35 G+1.5Q	N (t)	136.69	157.90	113.54	74.99						
		M (t. m)	0.84	0.35	0.15	1.01						
File D	G+Q	N (t)	54.76	101.19	112.63	133.70	148.86	133.05	112.60	101.12	54.76	
		M (t. m)	0.74	0.20	0.09	0.05	0.27	0.06	0.09	0.20	0.74	
	1.35 G+1.5Q	N (t)	74.34	138.30	154.68	1.84	204.60	182.62	15.46	138.30	74.33	
		M (t. m)	1.01	0.28	0.13	0.07	0.38	0.08	0.13	0.28	1.01	
File G	G+Q	N (t)	104.30	105.14	78.40	73.30	78.70	105.14	104.30			
		M (t. m)	0.47	0.02	1.02	0.01	1.02	0.02	0.47			
	1.35 G+1.5Q	N (t)	142.74	144.43	107.18	100.22	107.60	144.44	142.75			
		M (t. m)	0.65	0.03	1.39	0.01	1.39	0.03	0.65			
File I	G+Q	N (t)	54.75	80.62	91.23	122.22	143.59	122.90	91.23	80.62	54.75	
		M (t. m)	0.74	0.09	0.08	0.23	0.51	0.25	0.08	0.094	0.74	
	1.35 G+1.5Q	N (t)	74.32	109.95	124.50	166.93	196.34	10.87	12.45	109.95	0.34	
		M (t. m)	1.01	0.13	0.11	0.32	0.70	0.33	0.11	0.13	1.01	

Tableau 2 : les sollicitations des voiles appliquées sur les semelles sous murs voiles

Semelles	combinaisons	sollicitations	Voiles							
			V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈
File 1	G+Q	N (t)	187.49							
		M (t. m)	0.12							
	1.35 G+1.5Q	N (t)	254.53							
		M (t. m)	0.16							
File 4	G+Q	N (t)		3.12	2.36	2.60	3.20			
		M (t. m)								
	1.35 G+1.5Q	N (t)		4.21	3.18	3.51	4.32			
		M (t. m)								
File 6	G+Q	N (t)			233.35	241.49				
		M (t. m)			0.16	0.17				
	1.35 G+1.5Q	N (t)			319.08	330.18				
		M (t. m)			0.24	0.24				
File B	G+Q	N (t)	2.52	2.72	2.92					
		M (t. m)								
	1.35 G+1.5Q	N (t)	3.40	3.67	3.94					
		M (t. m)								
File D	G+Q	N (t)				3.00	3.04			
		M (t. m)								
	1.35 G+1.5Q	N (t)				4.05	4.10			
		M (t. m)								
File G	G+Q	N (t)			261.83	263.72				
		M (t. m)			0.16	0.16				
	1.35 G+1.5Q	N (t)			357.99	360.57				
		M (t. m)			0.22	0.22				
File I	G+Q	N (t)	2.52	2.72	2.92	3.00	3.04	2.92	2.72	2.52
		M (t. m)								
	1.35 G+1.5Q	N (t)	3.40	3.67	3.94	4.05	4.10	3.94	3.67	3.40
		M (t. m)								

A titre d'exemple on va faire le calcul de la semelle S₂

a) **Dimensionnement :**

$$N_s = \sum N_i = 692.303 \text{ t}$$

$$L = 21.60 \text{ m}$$

➤ **Largeur :**

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{692.303}{21.60 \times 20} = 1.60 \text{ m}$$

On adopte : B = 80 cm

➤ Condition de raideur :

$$h_{\min} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 L_{\max}}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 k}{E_b}}$$

$$h_{\min} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \cdot 4}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \cdot 4}{321642}} = 11.62 \text{ cm}$$

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

➤ Longueur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 321642 \times 80 \times 50^3}{12 \times 4 \times 80}} = 550.8 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 865.1 \text{ cm}$$

$$l_{\max} = 400 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} l_e = 865.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{semelle rigide.}$$

➤ Patin :

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

➤ Hauteur moyenne :

$$h_{\text{moy}} = \frac{h + e}{2} = \frac{50 + 15}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

➤ Calcul des poids de la semelle, le remblai et du mur voile :

$$P_s = \gamma_b \cdot h_{\text{moy}} \cdot B \cdot L = 2.5 \cdot 0.325 \cdot 0.80 \cdot 21.60 = 14.04 \text{ t}$$

$$P_R = (h - h_{\text{moy}}) \left(B \cdot L - 7b \cdot a - e_{\text{voil}} \cdot \sum L_{\text{voil}} \right) \rho_{\text{sol}}$$

$$= (1.60 - 0.325)(0.80 \cdot 21.60 - 7 \cdot 0.5 \cdot 0.5 - 0.20 \cdot 12.10) \cdot 2 = 33.4305 \text{ t}$$

$$P_v = \gamma_b \cdot e \cdot (h - h_{\text{moy}}) \sum L_{\text{voil}} = 2.5 \cdot 0.20 \cdot (1.60 - 0.325) \cdot 12.10 = 7.714 \text{ t}$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{Q}{BL} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right)$$

Tableau 3 : les contraintes moyennes

Combinaison	N_T (t)	M_T (t.m)	$e = \frac{M_T}{N_T}$ (m)	σ_{moy} (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
G + Q	692.303	2.00	0.002889	43.64	20
1.35G + 1.5 Q	946.387	2.758	0.002914	59.60	

On adopte :

$$\begin{cases} B = 80 \text{ cm} \\ e_{\text{min}} = 15 \text{ cm} \\ h_{\text{moy}} = 32.50 \text{ cm} \\ h_u = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures :

Vu la présence du mur voile périphérique, la semelle va travailler que dans un seul sens celui de la largeur B et elle sera calculée par la méthode des consoles :

❖ Suivant la largeur :

Pour une bonde de 1 m :

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ m}$$

$$q = 59.60 \times 1 = 59.60 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{qx^2}{2} \quad \text{avec } x = \frac{B}{2} = 0.4 \text{ m}$$

$$M = \frac{59.60 \times 0.40^2}{2} = 4.768 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{47680}{100 \cdot (29.25^2) \cdot 14.17} = 0.0393$$

$$\mu = 0.0393 < \mu_{\text{ultime}} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.9799$$

$$A_u = \frac{M_0}{\beta d \sigma_{acier}} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_u; A_{\min}) = 5.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } \begin{cases} 6\text{T12} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } \begin{cases} 5\text{T12} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau 4 : les contraintes moyennes des différentes files

	Comb.	$N_T(t)$	$M_T(t, m)$	e (m)	L (m)	$\sigma_{\text{moy}} t/m^2$	$\sigma_{\text{sol}} t/m^2$	B (cm)	h (cm)	h_{mov} (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (cm)	l_{max} (cm)
S₁	$G + Q$	297.47	1.60	0.0054	4.25	91.30	20	80	50	32.5	865.1	325
	$1,35G + 1,5 Q$	403.84	2.18	0.0054		123.90						
S₃	$G + Q$	1176.71	3.40	0.0029	21.60	71.60	20	80	50	32.5	865.1	400
	$1,35G + 1,5 Q$	1636.73	4.55	0.0029		97.90						
S₄	$G + Q$	359.65	1.72	0.0047	11.20	44.50	20	80	50	32.5	865.1	365
	$1,35G + 1,5 Q$	494.29	2.35	0.0047		60.10						
S₅	$G + Q$	958.77	2.44	0.0030	28.95	44.90	20	80	50	32.5	865.1	380
	$1,35G + 1,5 Q$	1311.47	3.35	0.0030		61.40						
S₆	$G + Q$	1174.82	3.33	0.0028	22.65	68.30	20	80	50	32.5	865.1	380
	$1,35G + 1,5 Q$	1607.91	4.57	0.0028		93.50	20	80	50	32.5	865.1	380
S₇	$G + Q$	864.30	2.82	0.0030	28.95	41.00	20	80	50	32.5	865.1	380
	$1,35G + 1,5 Q$	1178.92	3.84	0.0030		55.90	20	80	50	32.5	865.1	380

Tableau 5 : ferrailage des semelles

	q (t/ml)	M (t.m)	μ	β	A_u (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ² /ml)	Choix	A_r (cm ² /ml)	Choix
S ₁	123.90	9.91	0.080	0.958	10.08	3.53	10.78	7T14	3.14	4T10
S ₃	97.90	7.832	0.064	0.966	7.96	3.53	7.92	7T12	2.01	4T8
S ₄	60.10	4.80	0.039	0.980	4.81	3.53	5.65	5T12	2.01	4T8
S ₅	61.40	4.91	0.040	0.979	4.93	3.53	5.65	5T12	2.01	4T8
S ₆	93.50	7.48	0.061	0.968	7.59	3.53	7.92	7T12	2.01	4T8
S ₇	55.90	4.47	0.037	0.981	4.48	3.53	5.65	5T12	2.01	4T8

1. Dimensionnement :

On prend comme exemple S₅

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend:

$$\begin{cases} h = 70 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

2. Calcul de Q:

$$Q_u = \sigma_{moy} \times 0.4\text{m}$$

$$Q_u = 55.99 \times 0.4 = 22.40 \text{ t/ml}$$

3. Les Moments:

$$M_t = 18.79 \text{ t.m}$$

$$M_a = 35.09 \text{ t.m}$$

Ces résultats ont été obtenus à partir de la modélisation par logiciel de calculs de la file S5, qui est une poutre continue à 8 travées.

4. Calcul du ferrailage:

1. En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.79 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.79 \times 10^4}{0.956 \times 63 \times 348} = 8.96 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{adop} = A_{scal} = 8.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.03 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée A_{adop}
 On prend : 4T16+4T14+2T12=16.46 cm²

2. Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35.09 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.156 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.09 \times 10^4}{0.915 \times 63 \times 348} = 17.50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3.03 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T20+4T16+4T14; $A_s = 26.77 \text{ cm}^2$

5. Vérification à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = \sigma_{moy} \times 0,4\text{m} \rightarrow Q_{ser} = 44.90 \times 0,4 = 17.96 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 15.93 \text{ t.m}$$

1. En travée:

a) Position de l'axe neutre : $M_{tser} = 15.93 \text{ t.m}$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 246.9y - 15554.70 = 0$$

$$\rightarrow y = 22.40 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

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

$$I = 556644.90 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15.93 \times 10^4}{556644.90} \times 22.40 = 6.41 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.41 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 MPa ; 201.63 MPa) = 201.63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{15.93 \times 10^4}{556644.90} \times (63 - 22.40) = 174.30 MPa$$

$$\sigma_{st} = 174.30 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 MPa ; \text{ Condition vérifiée}$$

2. Sur appuis:

e) Position de l'axe neutre : $M_{aser} = 28.98$ t.m

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 401.55y - 25297.65 = 0$$

$$\rightarrow y = 26.92 cm$$

f) Moment d'inertie :

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

$$I = 782838.40 cm^4$$

g) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28.98 \times 10^4}{782838.40} \times 26.92 = 9.96 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 9.96 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{28,98 \times 10^4}{782838,40} \times (63 - 26,92) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

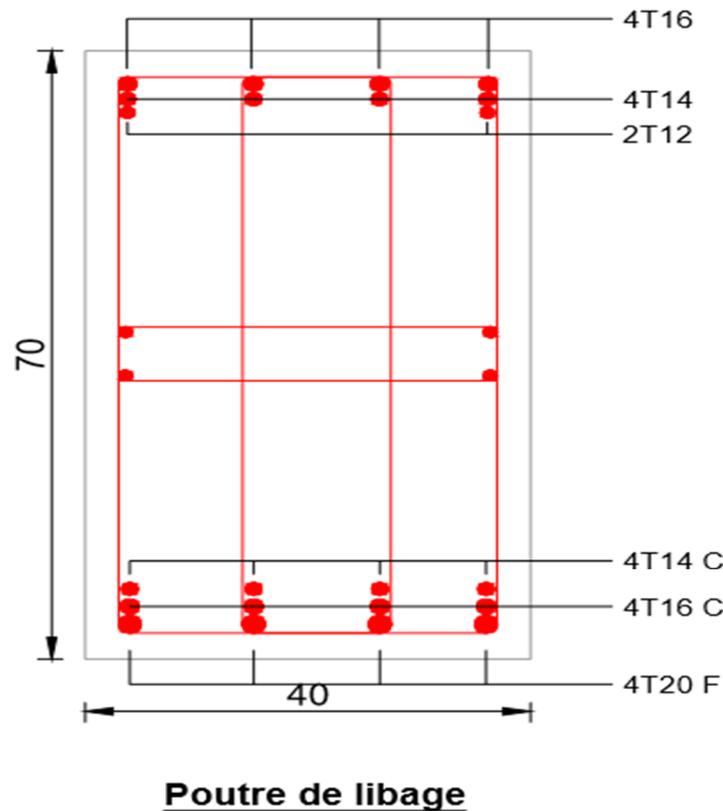


Figure 2. Ferrailage de la poutre de libage

VIII.3.5 Ferrailage des longrines:

1. Dimensionnement :

Selon le RPA99/2003 on a :

* Site meuble (S3) $\Rightarrow \min (b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

On prend : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

1) Ferrailage :

$$A = \frac{F}{\sigma_s}$$

Avec :

- $F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$

- $\alpha = 15$ (Zone I ; S3)

$N = 163.673$ KN

$$F = N / \alpha = \frac{163.673}{15} = 10.911 \leq 20$$

kN ; on prend $F = 20$ kN

$$A_u = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{20 * 10}{348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{\min} = 0.6\% b \times h = 5.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = \max(A_u; A_{\min}) = 5.40 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T14; $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

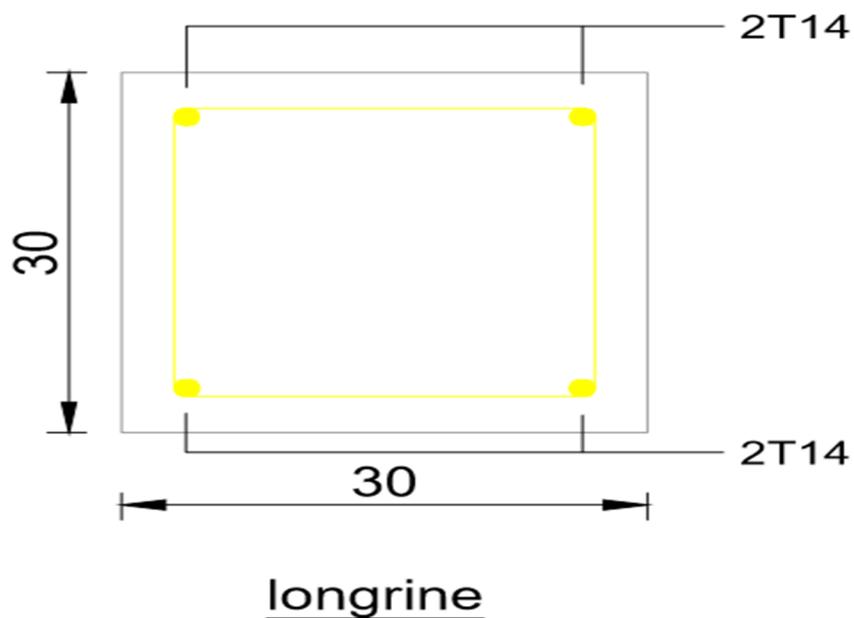


Figure 3. Ferrailage de la longrine

Chapitre I

Étude de voirie

I.1-Généralités

Le mot voie est un terme générique qui s'applique à tous les endroits où sont appelées à circuler les différentes catégories d'usage.

I.2-Définition

Les voies en site urbain restent toujours l'équipement principal de tout milieu urbain qui peut prévoir le caractère de circulation et leur intensité tout en assurant les bonnes dessertes entre les îlots.

I.3-Classification des voies

Les voies de circulation sont classées en trois catégories :

- **Voies primaires :**

Elles assurent la liaison de la zone à urbaniser avec l'extérieur.

- **Voies secondaires :**

Ce sont des voies situées à l'intérieur de la zone qui relient les quartiers résidentiels et permettent le passage de certains réseaux divers.

- **Voies tertiaires :**

Ce sont des petites voies réservées à la seule desserte des logements et aires de stationnement.

I.4-Tracé en plan

I.4.1- Définition

C'est une projection orthogonale de la voie sur le plan horizontal.

Il est caractérisé par une succession d'alignements droits raccordés par des courbes ; il doit satisfaire aux critères suivants :

- Respecter les normes techniques réalisées au rayon de raccordement en plan.
- L'intersection des voies se fait en angle droit sauf exception.

La chaussée de la zone d'étude a été choisie en fonction de la circulation qui devrait avoir lieu.

I.4.2-Plan de piquetage (d'implantation)

C'est un plan sur lequel figurent tous les renseignements qui servent à la matérialisation des axes de la voirie sur le terrain.

I.4.3-Plan de masse voirie

C'est le plan qui représente le fond topographique sur lequel figure toute les caractéristiques géométriques techniques et dimensionnelles des voiries telle que ; rayon de courbure avec toutes leurs caractéristiques, les courbures des trottoirs, la largeur de la chaussée et des trottoirs.

Il sera considéré comme un document pour l'élaboration des profils en long des profils en travers, pour le tracé en plan de l'AEP, de l'assainissement de l'éclairage et plan multi réseaux.

I.4.4-rayon de raccordement en plan

Les rayons ont été choisis en respectant :

- la condition de stabilité des usagers.
- les axes de voies s'intersectent perpendiculairement sauf exception.
- choisir des rayons aux intersections facilitant le braquage des véhicules long.

I.4.5-choix de vitesse de base

Le choix de vitesse de base VB dépend de :

- Type de route.
- Importance et genre de trafic (volume, structure).
- Topographie, soit degré de difficulté du terrain.
- Conditions économiques d'exécution et d'exploitation.

La valeur VB choisie doit être ratifiée par l'autorité compétente.

I.4.6-Effets de la force centrifuge

Lorsqu'une roue chargée circule sur une chaussée et qu'elle subit un effort transversal (force centrifuge dans un virage, effet d'un vent transversal) (figure 1), elle a tendance à :

- Pivoter pour se rapprocher de la direction de la force perturbatrice (dérapage).
- Dévier sa trajectoire dans le sens de la sollicitation (renversement latéral du véhicule).

Considérons tout d'abord le dérapage ; il est combattu par une force de sens contraire résultant du frottement peu chaussé que l'on appelle l'adhérence F1.

$$F1 = p.f$$

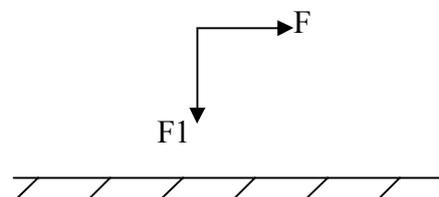


Figure 1 : Effets de la force centrifuge

Au moment où le véhicule commence à glisser latéralement on a l'égalité : $F = F1$.

I.4.7-effet du dévers

Le dévers est une pente donnée au profil en travers d'une chaussée dans les virages, dirigée vers l'intérieur de la courbe. Son rôle est d'absorber une partie de l'effet de la force centrifuge de façon à diminuer le risque de dérapage.

I.4.8-rayon minimum

Sur la figure 02 on a représenté l'essieu d'un véhicule dans un virage relevé ; de rayon R et de dévers $d = \tan \theta$. Si l'essieu, chargé d'un effort vertical p, est sollicité transversalement par une force centrifuge F l'équilibre des forces permet d'écrire avec les notations de la figure :

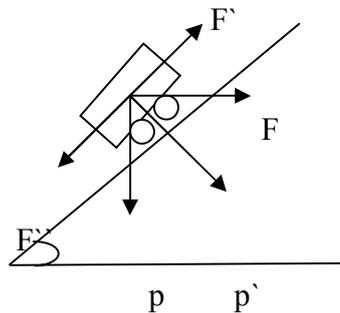


Figure 2 : Représentation des charges dans un plan incliné

$$P_1 + P_2 = P + Fd$$

$$F_1 + F_2 = F + Pd$$

Pour aborder la vitesse V un virage de rayon R dont le dévers est **d**, il suffit d'exprimer que cette force résiduelle doit rester inférieure à l'adhérence latérale du véhicule et tirer le rayon minimum de cette inégalité.

$$(PV^2 / g R) - PD \leq Pft \longrightarrow (V^2/g R) - ft$$

$$\longrightarrow R > (V^2/g [ft+d]).$$

$$\longrightarrow R > (V^2/127 [ft+d]).$$

R : rayon de raccordement en (m).

V : vitesse de base en (Km/h).

d : dévers.

ft : Coefficient de frottement transversal.

I.4.9-calcul des paramètres de raccordement :

Soient deux alignements réunis en un point S. (figure 03)

α : angle de centre.

β : angle formé par les deux alignements.

R : rayon de courbure.

S : sommet de la courbe.

$$\alpha = 200 - \beta$$

$$\text{Tangente : } \operatorname{tg}(\alpha/2) = T/R \longrightarrow T=T'=R \operatorname{tg}(\alpha/2).$$

- **Développement :**

$$D = R \alpha \text{ rd}$$

- **L'abaissement :**

$$\operatorname{Cos}(\alpha/2) = R / R+F \longrightarrow F = R [1/\operatorname{cos}(\alpha/2)-1].$$

La figure ci-dessous montre les différents paramètres de raccordement en plan.

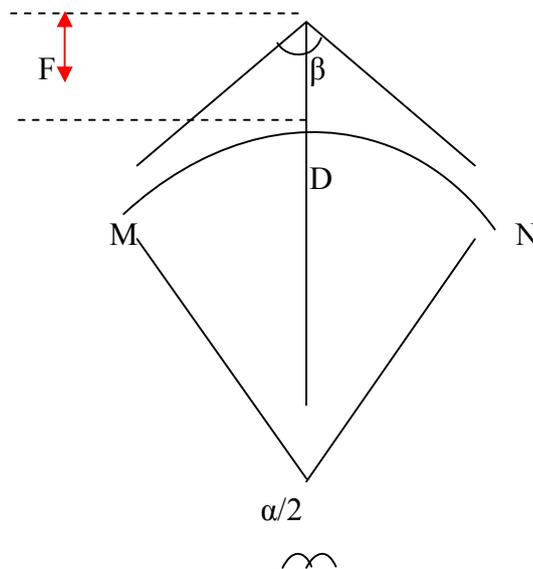


Figure 3 : Axes de la voirie

I.5-profil en long

IX.5.1-définition

C'est une courbe longitudinale du terrain suivant le plan vertical passant par l'axe du tracé de la route.

I.5.2-Critère de choix de la ligne rouge

La ligne projet (ligne rouge) représente la future voie constituée de pente et rampes raccordées par des arcs de cercles ou parabole, elle doit satisfaire certains critères techniques :

- Adaptation le plus possible au terrain naturel.

- Pente minimale 0.5% qui assure un bon écoulement des eaux pluviales et usées pour l'assainissement.
- Pente maximale 10% qui facilite la circulation des divers véhicules appelés à fréquenter ces voies.
- Equilibrer entre les volumes de remblais et déblais.
- Assurer un bon écoulement des eaux pluviales et eaux usées pour l'assainissement.
- Respecter les normes techniques relatives au rayon de raccordement.

I.5.3-choix des rayons de raccordement

Les rayons de raccordement doivent vérifier deux conditions.

- Condition de visibilité (angle saillant).
- Condition de confort (angle rentrant).

I.5.3.1 condition de visibilité

La visibilité est assurée lorsque l'œil du conducteur aperçoit la partie supérieure de la voiture qui vient à sa rencontre.

$AA' = h_1$ avec A : l'œil du conducteur.

$BB' = h_2$ hauteur de l'obstacle.

$$(R+h_1)^2 = L^2_1 + R^2 \longrightarrow L^2_1 = h^2_1 + 2h_1 R.$$

$$(R+h_2)^2 = L^2_2 + R^2 \longrightarrow L^2_2 = h^2_2 + 2h_2 R.$$

$$h^2_1 < 2h_1 R.$$

$$R = D^2 / [2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})].$$

$$h^2_2 < 2h_2 R.$$

$$2h_1 R = L^2_1 \longrightarrow L_1 = \sqrt{2h_1 R}.$$

$$2h_2 R = L^2_2 \longrightarrow L_2 = \sqrt{2h_2 R}.$$

$$D = L_1 + L_2 = \sqrt{2h_1 R} + \sqrt{2h_2 R}.$$

$$D^2 = 2R (2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})).$$

D'où: $R = D^2 / [2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})].$

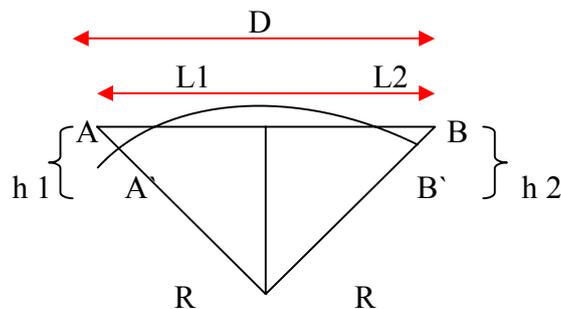


Figure 4 : déclivité formant un angle saillant

Si les véhicules ont une même vitesse, ils auront forcément la même distance d'arrêt.

$$h_1 = 3m.$$

$$h_2 = 1.3m.$$

$$D'où : R = 0.109D^2 \text{ avec : } D= 2L_1=2L_2$$

L_1 : distance d'arrêt en attention diffusée.

$$D'où : R = 0.109 (2L_1)^2 = 0.436 L_1^2.$$

Puisque la chaussée est bidirectionnelle (attention concentrée).

$$L_1 = 0.01V^2 + 0.2V.$$

IX.5.3.2-Condition de confort

Pour sssurer le confort des voyageurs, il faut limiter l'accélération normale à 1/20 de l'accélération de la pesanteur car pendant le parcours de raccordement le véhicule est soumis à une force centrifuge dirigée vers l'extérieur du raccordement et parallèle au rayon de courbure (figure 4), cette force est donnée par la formule suivante :

$$F_c = m \gamma_N \text{ ou : } \gamma_N = V^2/R$$

La valeur limitée de γ_N est $g/20$.

$$\text{Donc : } V^2/R \leq g/20 \longrightarrow R > 20V^2/g. \text{ avec : } V \text{ (m/s).}$$

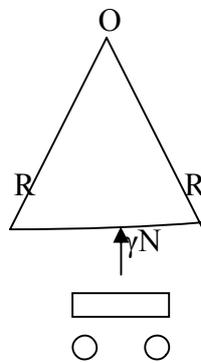


Figure 5 : Deux déclivités forment un angle rentrant

$$\left. \begin{array}{l} R > (20V^2)/g (3.6)^2 \\ g = 9.81m/s^2 \end{array} \right\} \longrightarrow R > 0.16V^2 \text{ avec } V \text{ (Km/ h).}$$

I.5.3.3-Calcul raccordement parabolique

a – cas de deux déclivités de sens contraire (pente et rampe) :

Connaissant les équations de la pente et la rampe, on peut déterminer l'intersection S.

$$a = a' = R/ 2. (e1+e2).$$

Avec : R : rayon de courbe au sommet

e1 : valeur de la rampe.

e2 : valeur de la pente.

Coordonnées de T et T' :

$$T \begin{cases} XT = XS - a \\ YT = YS + e1.a \end{cases}$$

$$T' \begin{cases} YT' = XS + a \\ YT' = YS + e2.a \end{cases}$$

On prend le signe (-) pour le cas convexe et le signe (+) pour le cas concave coordonnées du sommet S de la parabole :

$$S \begin{cases} XS = XT + e1.R \\ YS = YT + e2R/ 2. \end{cases}$$

On prend le signe (-) pour le cas convexe et le signe (+) pour le cas concave altitude d'un point A appartenant à la parabole.

Connaissant l'abscisse XA, on calcule YA par rapport à S.

$$YA = (XS - XA)^2 / 2 R.$$

YA : c'est l'altitude définitive YA = YS + YA

Le signe (-) en cas convexe et le signe (+) pour le cas concave

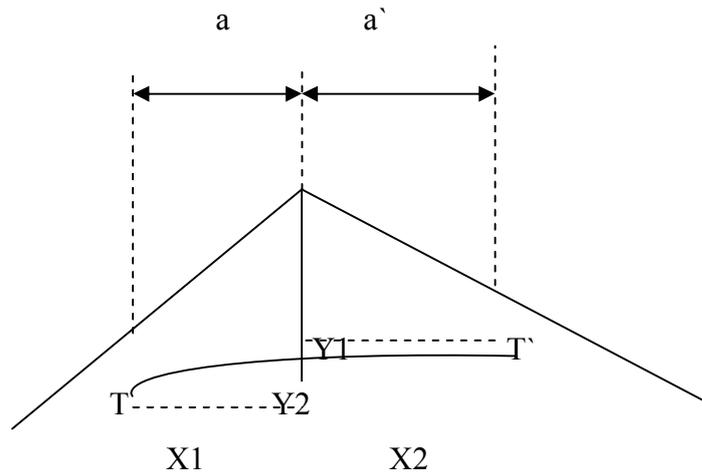


Figure 6 : raccordement parabolique

b- cas de deux déclivités de même sens (pente, pente ou rampe ; rampe) :

$$a = a' = R/ 2. (e1+e2).$$

Coordonnée de T et T' :

$$T \begin{cases} XT = XS - a \\ YT = YS + e1.a \end{cases}$$

$$T' \begin{cases} YT' = XS + a \\ YT' = YS + e2.a \end{cases}$$

Coordonnées du sommet S de la parabole :

$$S \begin{cases} XS = XT + e1.R \\ YS = YT + e2R/ 2. \end{cases}$$

I.5.3.4-point fictif (point de passage)

C'est l'intersection de la ligne projet avec le terrain naturel. Il existe deux sortes d'intersection qui présentent ce point :

- Intersection de deux droites.
- Intersection d'une droite avec une parabole.

Ce sont des points particuliers où les terrassements sont nuls.

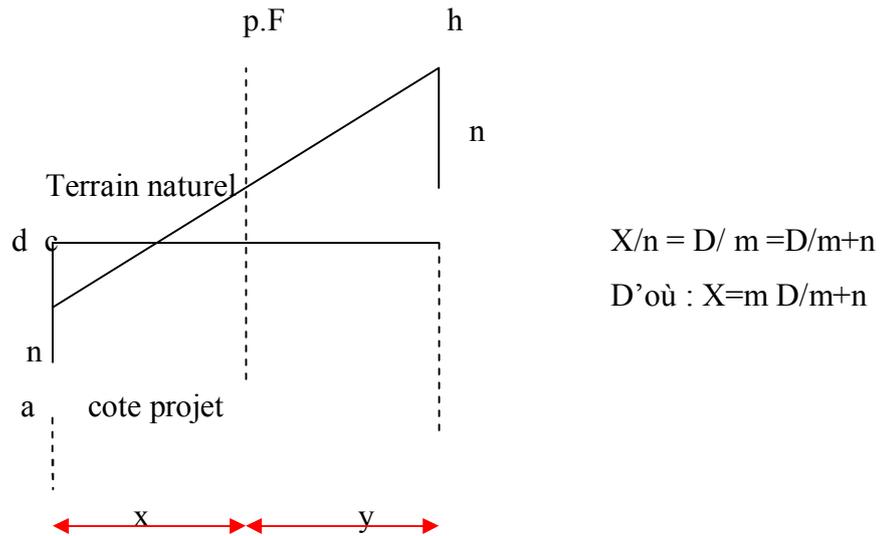


Figure 7 : point fictif (point de passage)

I.6-profil en travers

I.6.1-définition

Après les études du tracé en plan et du profil en long qui recherchaient essentiellement l'évolution de l'axe de la route ; il s'agit maintenant de définir le 3ème élément d'un projet routier (voirie urbaine) : les profils en travers.

C'est une coupe transversale pratiquée dans un tracé routier et on distingue ce qui suit :

La chaussée : affectée à la circulation des véhicules.

La plate forme : entre fossé ou crête des talus de remblais, comprenant la chaussée et les accotements.

Assiette : dans la limite des terrassements.

Emprise : dans la limite du domaine public.

I.6.2-profils en travers type

C'est le profil en travers donnant la caractéristique géométrique ainsi que des épaisseurs de différentes couches de la chaussée avec l'emplacement des réseaux divers.

I.6.3-dévers

Le rôle du dévers est d'assurer une répartition uniforme du poids du véhicule sur la chaussée et de diminuer l'implantation de la force centrifuge qui renverser le véhicule. On prévoit alors un seul versant avec une pente de l'intérieur vers l'extérieur. La valeur du dévers qui est fonction de deux facteurs :

- la vitesse de référence Vr.
- le rayon de virage R.

I.6.4-calcul des cubatures

C'est l'évaluation des volumes de terre limités par la ligne du terrain naturel et la ligne projet. La méthode de la moyenne des aires s'avère la plus précise, elle consiste à déterminer approximativement le cube de la terre entre 2 profils successifs en faisant le produit de la moyenne des surfaces de chacun d'eux par la distance d'application qui sépare les deux Profils.

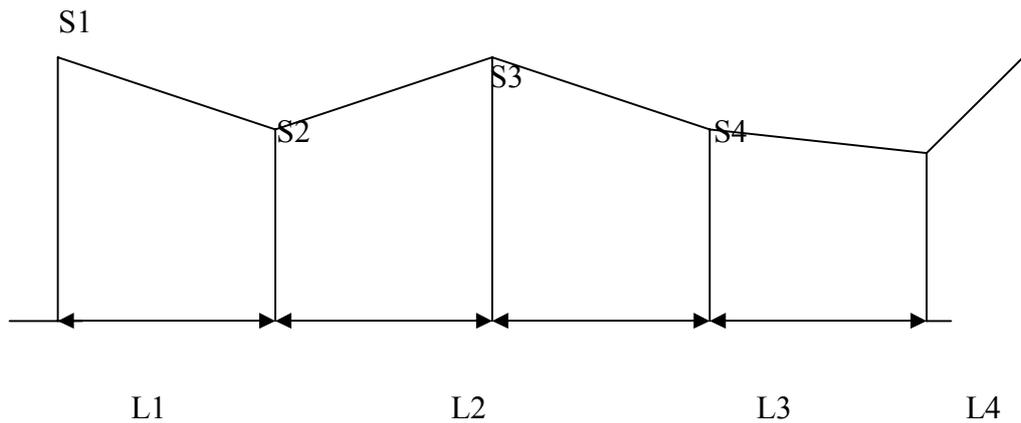


Figure 8 : l'évaluation des volumes de terre limitée.

D'une manière générale :

$$V = \frac{S_1 + S_2}{2} L_1 + \frac{S_2 + S_3}{2} L_2 + \frac{S_3 + S_4}{2} L_3 + \dots + \frac{S_{n-1} + S_n}{2} L_{n-1}$$

I.7. Exemple de calculs :

Notre plan est aménagé sur une surface de 15884.70m² et un périmètre de 551.72m, dont 2170m² réservés aux aires de stationnement et 5853.80m² destinés aux espaces verts.

Pour ce projet, nous n’avons pas de nouvelles voies à réaliser. Cependant, nous proposons à étudier un tronçon de longueur= 198.72m d’une voie déjà existante sur notre plan d’aménagement. Nous avons pris une emprise de 14m.

Par manque de données, nous avons adapté un levé fictif afin de réaliser des profils.

Etudes du tracé

Tracé en plan

La voie ainsi choisie est un alignement droit. Par conséquent, nous n’avons pas de calculs à faire en ce qui concerne le tracé en plan.

Profil en long

A l’aide du logiciel covadis, nous avons pu établir un profil en long en prenant bien soin, lors du tracer de la cote du projet (cote rouge), d’équilibrer entre déblais et remblais.

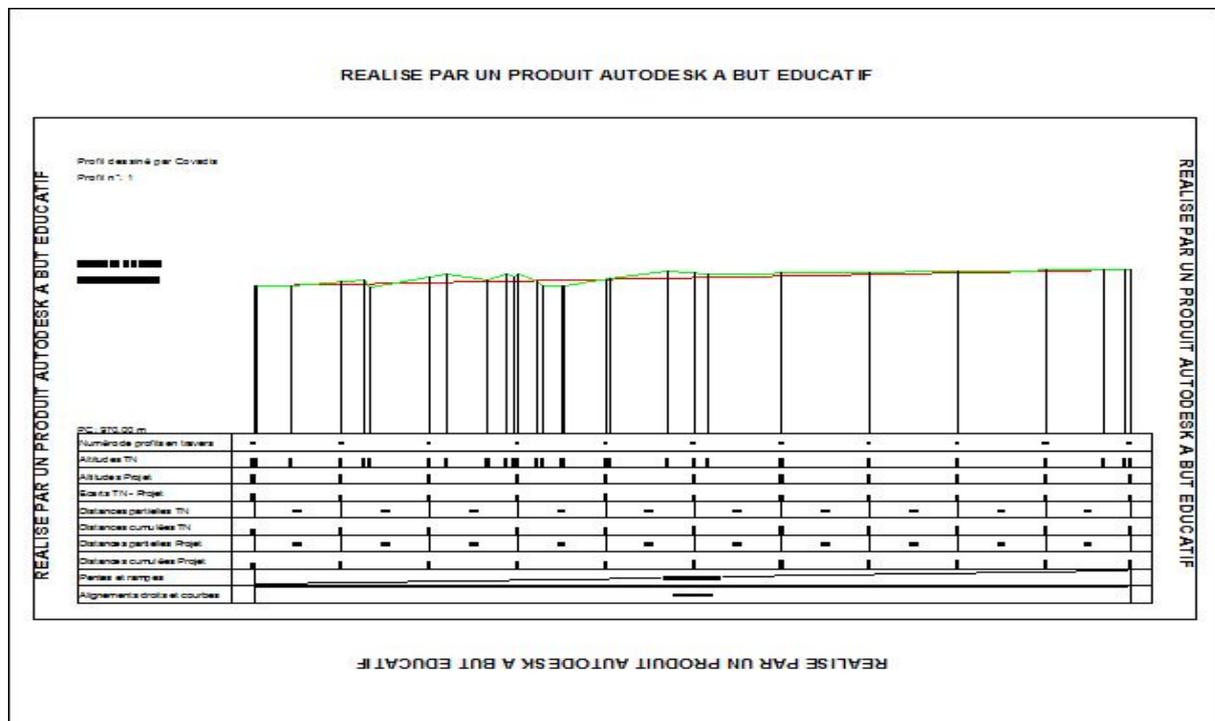


Figure 9. Profil en long

Profil en travers

Nous avons établi des profils en travers le long de l'axe de la voie, avec un espacement de 20m vu que le terrain n'est pas accidenté. Nous avons au total 11 profils dont un sera schématisé ci-dessous.

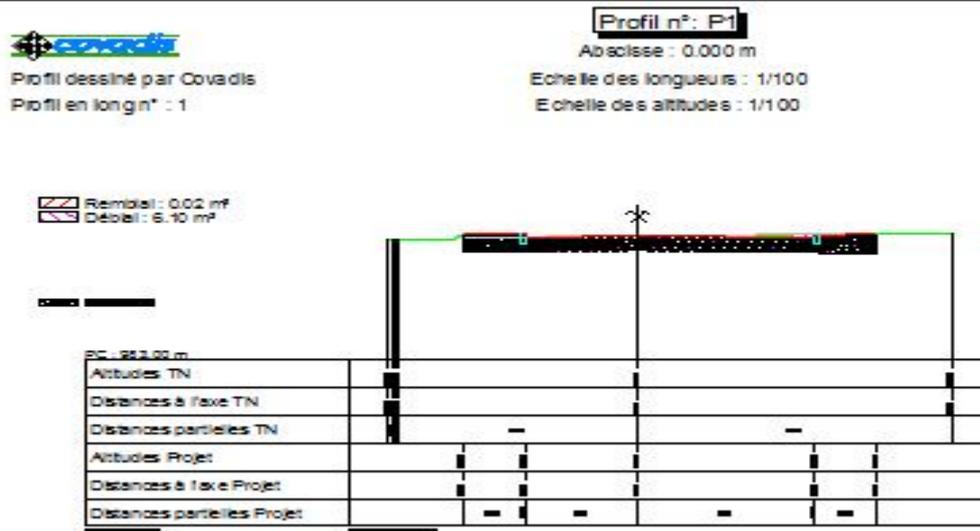


Figure 10. Profil en travers

Chapitre II

L'assainissement

II.1. Généralité :

L'assainissement d'une agglomération a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention des eaux pluviales et usées et de procéder aux traitements avant leur trajet dans le milieu naturel

Le réseau d'assainissement d'une ville doit de ce fait avant tout répondre à deux catégories de préoccupation

– Le transit vers l'épuration des eaux usées et éventuellement des eaux résiduaires industrielles

– L'évacuation des eaux pluviales afin de prévenir les inondations des zones urbanisées et la stagnation dans les points bas après les averses.

Schématiquement un équipement d'assainissement comprend en amont toutes les installations de captage et de distribution d'eau potable, en aval on retrouve des eaux polluées par l'activité humaine et entre les eaux on localise la structure de l'équipement d'assainissement qui comporte les éléments constitutifs

II.2. Définition :

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer les eaux usées (domestique, industrielle) et les eaux pluviales (l'eau de pluie) dans les meilleures conditions afin de préserver la santé publique et protéger l'environnement.

L'établissement d'un réseau d'assainissement dans une agglomération obéit à deux critères :

1- Assurer une évacuation des eaux pluviales de manière à empêcher leur pénétration dans les immeubles, à permettre une circulation aisée dans les rues aux temps de pluie et à éviter toute stagnation dans les points bas après averse.

2-Assurer l'élimination des eaux usées, eaux ménagères, eaux résiduaires, industrielles

II.3. Nature des eaux à évacuer :

Dans le cas de notre projet, il s'agit d'évacuer les eaux usées d'origine domestique et les eaux de ruissellement

II.4. Différents systèmes de collecte :**II.4.1. Système unitaire :**

Evacuation des eaux usées et des eaux pluviales se fait par un seul et unique réseau équipé de déversoirs qui, lors d'orage au moyen de surverse permet de rejeter les eaux dans le milieu naturel. Ce système est un héritage du « tout à l'égout » né vers 1830

Parmi ses avantages, on retiendra principalement sa simplicité, le traitement après collecte d'une partie des eaux pluviales et enfin qu'il est économiquement le plus intéressant (on ne construit qu'un réseau)

Toutefois, il convient de considérer également le manque de contrôle que l'on a sur ce type de système notamment les risques de pollution lors de déversements intempestifs dans le milieu naturel (ceux-ci ne distinguant pas les eaux usées des eaux de pluies) ainsi que le risque de saturation et de dysfonctionnement de la station d'épuration par l'apport important d'eaux claires

Ce réseau présente les avantages suivants :

- Une seule canalisation
- La simplicité
- Le faible embarquement
- Facile à tenir

Et ses inconvénients sont :

- Le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration (step) soit au milieu naturel
- Risque de dépôt par temps secs

II.4.2. Système séparatif :

Le système séparatif est composé de deux réseaux d'évacuation collectant respectivement :

Les eaux pluviales rejetées directement dans le milieu naturel.

Les eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et éventuellement dans certaines conditions (i.e. caractéristiques proche des eaux usées) des effluents industriels, acheminées vers la station d'épuration.

Ce type de système prévoit un relèvement des eaux usées jusqu'à la station d'épuration et un rejet gravitaire des eaux pluviales. Il est concevable avec une population relativement dispersée et permet une limitation de la pollution du milieu naturel, une évacuation rapide des eaux les plus polluées et un débit et un fonctionnement régulier de la station d'épuration.

L'un des principales contraintes de ce système est la nécessité d'exercer un contrôle précis du réseau qui doit être connu de façon précise, afin d'éviter les inversions de branchement, sources de dysfonctionnement.

Ce réseau présente les avantages suivants :

- Facilité du traitement des eaux usées
- Un bon système pour la protection de l'environnement

Et ses inconvénients sont :

- Plus coûteux
- Deux branchements par immeuble avec d'inversion des raccordements
- Problème de croisement des réseaux

II.4.3. Systèmes pseudo séparatif :

Ce type de système très peu préconisé distingue les eaux pluviales provenant des voiries et les eaux pluviales provenant la toiture, des cours intérieures qui sont acheminées avec les eaux usées.

II.5. choix de système :

Pour faire un choix, il faut tenir compte d'un nombre de critères qui permettent de définir le système adopté parmi ces critères on trouve :

- Type de système existant

- Moyen d'investissement possible
- La topographie du terrain
- Manière de traitement des eaux usées.

Dans notre projet le système choisi est unitaire du fait que le collecteur principal du rejet est unitaire.

II.6. Les accessoires nécessaires dans un réseau d'assainissement :

II.6.1. Regard d'égout :

Un regard d'égout est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement ou canalisation, il permet d'accéder à une conduite pour le nettoyage et l'entretien. On dispose à :

- Chaque changement de direction
- Chaque changement de pente
- Chaque jonction de canalisation
- Tous les 30 à 50m en alignement droit

II.6.2. Regard de chute :

Destiné à limiter les fortes pentes Ils sont utilisés dans les terrains très accidentés

II.6.3. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont des orifices souvent dans les bordures de trottoir, au caniveau, et destinées à recevoir les eaux de pluies ou de lavage qui coulent dans les caniveaux de la chaussée.

On distingue :

- Bouche à accès latéral (avaloir)
- Bouche à accès sur le dessus (grille caniveau)

II.6.4. Espacements entre les regards :

Les regards de visite doivent être installés

- A chaque changement de direction et de pentes
- Dans les parties droites et en pentes régulières Tout les 25 mètres environs pour les regards non visibles, et 50 mètres pour les regards visibles

II.7. Les eaux usées :**II.7.1. Définition :**

Ce sont des eaux qui contiennent des impuretés d'origine organique ou minérales telles que les eaux de toilette, cuisine, lessives, etc.

II.7.2. Evaluation du débit d'évacuation des eaux usées :

L'évacuation et l'infiltration de l'eau en cas de fuite peuvent nous montrer que la quantité d'eau récupérer après usage est toujours inférieure à celle consommée au début, pour cela on a estimé que les eaux usées sont de 80% de consommation.

$$Q_{eu} = 80\% Q_{e\ pot}$$

-Eaux usées domestiques : ce sont de vaisselles de cuisines de lavage de bain de douche

-Eaux usée industrielles : soient qui proviennent de diverses usines de fabrication ou de transformation. Les eaux usées sont à l'origine de certaines maladies à transmission hydrique (choléra) puisent qu'elles contiennent des produit nocifs

II.8. Les eaux pluviales :**II.8.1. Définition :**

Les eaux pluviales sont les eaux appartenant aux eaux de ruissellement (eaux de pluie, eaux de lavage des caniveaux)

☞ *Remarque :*

Étant donné que le réseau de notre projet est unitaire, nous devons prendre en considération les eaux pluviales et négliger les eaux usées

II.8.2. Tracé en plan du réseau :

Le tracé en plan du réseau des eaux pluviales est projeté en prenant en considération la topographie, dans le but de recueillir toutes les eaux de ruissellement, de desservir toute la zone d'étude par un minimum de canalisations

II.8.2.1. Découpage en bassins versants :

Le découpage en bassins versants se fait en tenant compte de caractéristiques suivantes

- La topographie du terrain
- Les limites des îlots
- Les bissectrices des regards

II.8.2.2. Evaluation du débit à évacuer :

L'évaluation du débit à évacuer nécessite la connaissance obligatoire des données pluviométriques de la région pour une durée de 10 ans c'est pour cette raisons deux méthodes sont envisagées pour l'évaluation.

– Méthode rationnelle :

On utilise généralement pour moyens et petites agglomérations. Elle découle directement des lois de l'hydraulique le débit maximum et obtenu quand la durée est égale au temps de concentration du bassin versant

$$Q = C. I. A$$

Avec : Q : le débit à évacuer en (l/s)

C : coefficient de ruissellement

I : intensité moyenne de précipitations en (l/ ha/s)

A : superficie du bassin versant en hectare (ha)

Le coefficient donné pour une surface du même sol

C = Volume d'eau qui ruisselle sur cette surface

Volume d'eau tombée sur cette surface

– **Méthode superficielle (méthode de Caquot) :**

La formule de Caquot est plus précise et reste la méthode de base même si quelques limites sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- Surface de bassin versant inférieure à 200ha.
- Coefficient de ruissellement compris entre 0.2 et 1
- Coefficient d'allongement M 0.8

Pratique de calcul :

Afin de pouvoir dimensionner la canalisation d'eaux pluviales, on va se servir de la méthode rationnelle décrite ci- dessus

1- Surface du bassin versant :

Le calcul de la surface de bassin versant ne pose aucun problème, en effet il suffit de le décomposer en figures géométriques simples, elle est exprimée en hectares (ha)

2- Coefficient de ruissellement :

Définit comme étant le rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale du bassin Versant

$$C = A' / A$$

C'est le paramètre le plus difficile à estimer. En effet, la détermination exacte de ce paramètre nécessite la connaissance du pourcentage de la surface imperméabilisée

Cette tâche s'avère très difficile surtout lorsqu'il s'agit de ville avec une urbanisation variée.

Ainsi, et pour les raisons précédentes, on se contente de prendre des valeurs moyennes correspondantes à chaque types de zone urbaine et de les pondérer par les surfaces concernées pour obtenir un coefficient de ruissellement moyen.

En général :

Du fait que notre zone est d'habitat dense, le coefficient de ruissellement est 0.6

3-Intensité de la précipitation :

Les données pluviométriques sont recueillis par une station météorologique est de : I = 110 l/s / ha

Après avoir calculé tous les débits de chaque bassin on les a regroupés pour obtenir les débits cumulés.

II.8.3. Dimensionnement du réseau :

Après avoir déterminé des débits en chaque point du réseau les diamètres des canalisations sont déterminés en faisant rentrer deux paramètres qui sont le débit et la pente

Caractéristiques du réseau :

-Vitesse à plein section est donnée par la formule de Chezy

$$V_{ps} = C \sqrt{R_h I}$$

Avec : C coefficient de Chezy

Rh : rayon hydraulique (m)

I : pente de l'ouvrage

-Débit à pleine section (**Qps**)

$$Q_{ps} = S \cdot V_{ps}$$

Avec

S : section de l'ouvrage

Le coefficient de CHEZY peut être déterminé à l'aide de deux formules

Formule de BAZIN

$$C = 87 / (1 + (m / \sqrt{Rh}))$$

Formule de MANNING :

$$C = (1/n) Rh^{1/6}$$

Avec : n, m des coefficients de rugosité

En général on préfère la formule de MANNING puisque l'écoulement est permanent et uniforme

$$V = 70 Rh^{2/3} I^{1/2} \quad Q = 70 S Rh^{2/3} I^{1/2}$$

$$S_m = \pi D^2 / 4 \quad \left. \vphantom{S_m} \right\} \longrightarrow Rh = D/4$$

$$P_m = \pi D$$

II.8.4. conditions d'auto curage :

On dit qu'un réseau d'assainissement est auto cureuse, s'il admet la faculté de se nettoyer tout seul, sous l'action des écoulements. Pour satisfaire cette condition, nous devons connaître la vitesse correspondante au 1/10 du débit à pleine section

L'auto curage sera assurée pour une vitesse supérieure ou égale à 0.5 m/s :

$$V [(1/10) QPS] > 0.5 \text{ m/s}$$

Rapport de débit : $R_Q = Q_{adop} / Q_{ps}$

$$R_v = V / V_{ps}$$

$$V = R_v \cdot V_{ps}$$

D'où $V_{ps} = 70 (D/4)^{2/3} I^{1/2}$ et $Q_{ps} = 21,7.D^{8/3} .I^{1/2}$

V_{ps} : vitesse pleine section

D : diamètre de la conduite

I : pente de l'ouvrage

Pour déterminer le diamètre des conduites, on utilise la formule suivante :

$$D = (Q_R / 6.82.I^{1/2})^{3/8}$$

Tel que :

Q_R débit réel qui est déjà calculé par la méthode rationnelle

Rapport des hauteurs de remplissage

$$R_H = H/D \quad H = D R_H$$

Connaissant la valeur de $R_q = 0,1$ et l'abaque nous donne.

II.8.5. Les pentes :

La pente de la canalisation doit permettre un écoulement gravitaire donc elle doit être inférieur à 6% pour éviter les turbulences et ne pas user la conduite et supérieur à 0.5% afin d'éviter les dépôts dans les canalisations.

Tableaux II.1: Surface des bassins

Bassins	Superficie (m ²)	Trancon	Assemblage des bassins	La sme en (m ²)	La sme en (ha)
B1	968.7206	R1	<i>B1</i>	968.7206	0.096875
B2	373.7625	R1-R2	<i>B1+B2</i>	1342.4831	0.134248
B3	268.3856	R2-R3	<i>B1+B2+B3</i>	1610.8687	0.161086
B4	306.6438	R3-R4	<i>B1+B2+B3+B4</i>	1917.5125	0.191751
B5	352.3457	R4-R5	<i>B5+B6</i>	1327.9567	0.132795
B6	975.6110	R5	<i>B6</i>	975.6110	0.097561
B7	59.4559	R4-REXT	<i>B1+B2+B3+B4+B5+B6+B7</i>	3304.9251	0.330492

▀ Débit des eaux pluviales : $Q_{EP} = C. I. A$

Avec : Q : le débit à évacuer en (l/s).

C : coefficient de ruissellement (0,6)

I : intensité moyenne de précipitations en (l/ ha /s) (110 l/s /ha)

A : superficie du bassin versant en hectare (ha).

Tableau II.2 : Débit des eaux pluviales

surface A (ha)	Coefficient C	Intensité I (l/s/ha)	Q_{EP} (l/s)	Q_{EP} (m ³ /s)
0.096875	0,6	110	6.393	0.006393
0.134248	0,6	110	8.860	0.008860
0.161086	0,6	110	10.631	0.010631
0.191751	0,6	110	12.655	0.012655
0.132795	0,6	110	8.764	0.008764
0.097561	0,6	110	6.439	0.006439
0.330492	0,6	110	21.812	0.021812

$$Q_{eu} = 0.8 d \times N \times K \text{ (litres / Secondes)}$$

Tableau II.3 : Débit des eaux usées

BASSINS	surface (ha)	Densité n (hab/ha)	Population N (hab)	Dotation d (l/hab.jour)	Dotation d (l/hab.sec)	Coefficient de pointe K	Q _{EU} (l/s)	Q _{EU} (m ³ /s)
B1	0.096875	120	11.625	216	0,0025	2,5	0.05812	5,812.10 ⁻⁵
B2	0.134248	120	16.109	216	0,0025	2,5	0.08054	8,054.10 ⁻⁵
B3	0.161086	120	19.330	216	0,0025	2,5	0.09665	9,665.10 ⁻⁵
B4	0.191751	120	23.010	216	0,0025	2,5	0.11505	11,505.10 ⁻⁴
B5	0.132795	120	15.935	216	0,0025	2,5	0.07967	7,967.10 ⁻⁴
B6	0.097561	120	11.707	216	0,0025	2,5	0.05855	5,855.10 ⁻⁵
B7	0.330492	120	39.659	216	0,0025	2,5	0.19829	19,829.10 ⁻⁴

- ▀ Débit total: $Q_R = Q_{EP} + Q_{EU}$
- ▀ $D = (Q_R / 21,70 \cdot I^{1/2})^{3/8}$
- ▀ $V_{ps} = 70 (R_H)^{2/3} I^{1/2}$.
- ▀ $Q_{ps} = 21,7 \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$.

Tableaux II.4 : Calcul de diamètre.

Tronçon	Pente I (%)	Q _R (m ³ /s)	D calculé (mm)	D choisi (mm)	Rh=D/4 (m)	Rh ^{2/3}	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	Q _{ps} > Q _R
R1	2	0,00645	99.07	250	0,062	0,157	1,55	0,076	CV
R1-R2	2	0,00894	111.97	300	0,075	0,177	1,76	0,123	CV
R2-R3	3.07	0,01072	110.61	300	0,075	0,177	2,18	0,153	CV
R3-R4	1.92	0,01380	132.78	300	0,075	0,177	1,72	0,263	CV
R4-R5	0.91	0,00956	133.10	300	0,075	0,177	1.18	0,083	CV
R5	2	0,00649	99.30	250	0,062	0,157	1,55	0,076	CV
R4-REXT	1.3	0,02379	175.23	300	0.075	0,177	1,42	0,099	CV

Chapitre III

étude de l'AEP

III.1-choix du tracé

Le tracé en plan est imposé à partir des modalités de raccordement avec le réseau extérieur, la disposition locale des îlots et des équipements collectifs.

III.1.1-Caractéristiques nécessaires pour le tracé d'un réseau d'AEP

- Desservir tous les abonnés.
- Minimiser le plus possible, le trajet des canalisations afin de rendre le projet moins coûteux.
- Respecter les distances minimales entre les canalisations d'A.E.P et les divers réseaux.

III.1.2-Type du réseau de distribution

Suivant la nature du projet et suivant les qualités d'eau (grand débit) qu'on peut offrir, on distingue deux types de réseaux.

III.1.2.1-Réseau maillé

Le réseau maillé permet d'offrir aux usagers le meilleur service possible.

En effet la pression dans le réseau est ainsi mieux équilibrée et il permet la continuité de la distribution en cas d'avaries. Puisque l'eau peut atteindre un même point de consommation par plusieurs chemins.

Dans un réseau maillé, la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle. C'est un avantage pour le maintien d'une bonne qualité de l'eau distribuée.

En revanche ; il est coûteux car il doit être muni de plusieurs accessoires telles des vannes d'arrêt, coudes, cones... etc.

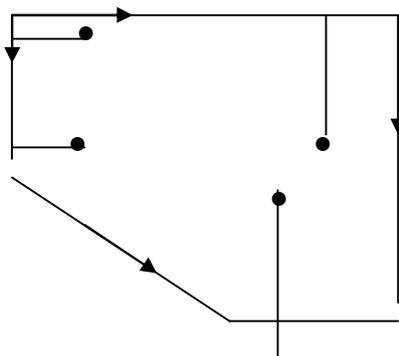


Figure 1 : Réseau maillé

Avantages :

- Sécurité pendant les pannes.
- Répartition uniforme de l'eau.

Inconvénient :

- Très coûteux et calcul complexe.

XI.1.2.2-Réseau ramifié

Le réseau n'est pas maillé il est dit ramifié ; il y a l'avantage d'être économique, mais dans un tel réseau, la défaillance d'une conduite entraîne la perte de service pour tous les usagers situés en aval. De plus dans une telle conduite ; l'eau s'écoule toujours dans le même sens.

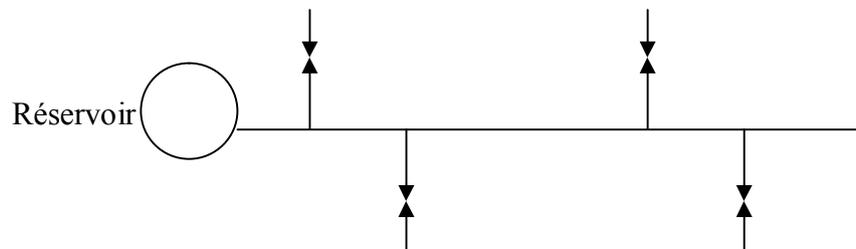


Figure 2 : Réseau ramifié

Avantages :

- Très économique.
- Simple à calculer.

Inconvénient :

Ce réseau présente un inconvénient majeur qui est ; l'écoulement de l'eau dans le réseau et dans un même sens, et il en résulte que lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouvent privées d'eau.

III.2-choix du réseau

Par mesure d'économie, le réseau à préconiser dans notre projet est de type ramifié.

III.2-condition d'exploitations**A - vitesse :**

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites devront être inférieures à 1,5 m/s, pour éviter les bruits et la dégradation des conduites, est supérieure à 0.5m/s pour éviter les dépôts donc :

$$0.5\text{m/s} < V < 1.5 \text{ m/s}$$

B - Les pressions :

On doit éviter les pressions supérieures à 4 bars l'ensemble du réseau d'alimentation, afin d'annuler les vibrations des conduites et on doit assurer une pression minimum de 0.5 bars.

Chez l'abonné pour permettre le fonctionnement d'un chauffe bain.

C -Les conduites :

Elles devront pouvoir véhiculer les plus forts débits instantanés et tenant compte des débits de partie.

D - Les pertes de charges :

Elles sont appelées aussi pertes d'énergie, sont dues aux frottements entre les molécules liquides et la paroi de la conduite ou les calculs s'effectuera à l'aide de la formule de Cole-Brook qui est :

$$J = \lambda V^2 / 2g D \text{ (m /m)}$$

J : perte de charge.

V : vitesse du fluide (m/s).

g : accélération de la pesanteur.

D : diamètre de conduite (mm).

λ : coefficient en fonction du nombre de Reynolds Re et K/D.

K : coefficient de rugosité qui est dimension des aspérités de la paroi guidant la masse liquide.

$$1/\lambda = \log (K/3,11 D) + 2,51/ \text{Re} \sqrt{\lambda}$$

Pour les conduits neufs, quelque soit la nature du matériau qui les composent (fonte, acier, amiante ou béton armé). On prend pour **K la valeur 0,03** pour la détermination des pertes de charges, on utilise les tables de Brooks.

Caractéristique du projet :

- **Calcul du débit de point :**

$$Q_p = \frac{1,15.C_j.N.P}{86400} \text{ (l/s)}$$

- C_j : Consommation journalière (l/j/hab)
- N : nombre d'habitants
- P : coefficient de pointe

Pour les logements : $C_j = 150 \text{ l/j/hab. } N = 216 \text{ } P = 3$

$$Q_p = \frac{1,15 \cdot C_j \cdot N \cdot P}{86400} \left(\frac{\text{l}}{\text{s}} \right) = 1,15 \cdot 150 \cdot 216 \cdot 3 / 86400 = 1,32 \text{ l/s}$$

• **Le débit total :**

$Q_T = 20\%$ de perte de $Q_p + Q_p$.

$$Q_T = Q_p \times 1,2 = 1,20 \times 1,32 = 1,6 \text{ l/s}$$

III.3-Détermination des diamètres des conduites

Connaissant le débit qui transit dans chaque tronçon les diamètres sont obtenus par la formule suivante :

$$Q = V \cdot S$$

Q : débit du tronçon en (m³/s).

S : section de la conduite en (m²).

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Pour une vitesse économique $V = 1 \text{ m/s}$; on détermine les diamètres théoriques des canalisations qui sont donnés par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \times 1}} \text{ et converti } Q \text{ en } \text{m}^3 / \text{s} (/1000)$$

Tableau 1 : des diamètres, des débits

Débit calculé Q (l/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre choisi (l/s) (mm)
1.6	45,13	50

• **Exemple de calcul :**

Tableau 2: des pertes de charge

conduite	traçons	longueur	Diamètre (mm)	Coef. de rugosité	Débit (l/s)	vitesse (m/s)	λ (abaque)	Perte de charge (m/m)	Perte de charge total
1	R1	17.09	50	0.03	1.6	0.82	0,035	0.024	0.41
2	R2	13.6	50	0.03	1.6	0.82	0,035	0.024	0.33
3	R3	37.5	50	0.03	1.6	0.82	0,035	0.024	0.9
4	R4	5.3	50	0.03	1.6	0.82	0,035	0.024	0.13
5	R5	11.4	50	0.03	1.6	0.82	0,035	0.024	0.27

Cote piézométrique : C'est la limite d'ascension de l'eau qui est entraînée par une pression quelconque, cette limite est atteinte avec énergie cinétique nulle.

La cote piézométrique est donnée par l'expression suivante.

$$H = Z + P$$

Z : cote altimétrique de l'eau

P : pression entraînée en m c E

H : cote piézométrique

Application

$$N1 : 105.2 + 35 = 140.2$$

$$N2 : 140.2 - 0.41 = 139.79$$

$$N3 : 139.79 - 0.33 = 139.46$$

$$N4 : 139.46 - 0.9 = 138.56$$

$$N5 : 138.56 - 0.13 = 138.43$$

$$N6 : 138.43 - 0.27 = 138.16$$

$$\text{Pression : } P = H - Z$$

$$138.16 - 101.35 = 36.81$$

III.4-pression

C'est une grandeur physique qui s'exerce sur un liquide dans une conduite pour lui apporter l'énergie nécessaire qui permet de vaincre les différentes pertes de charges rencontrées dans cette conduite.

Pression nécessaire au point de piquage :

Les normes exigent que la pression minimale pour le fonctionnement normal d'un :

chauffe-bain	5 mce
Robinet de puisage	2 mce

$$5 \text{ mce} \leq P \leq 40 \text{ mce}$$

mce ou mH₂O: mètre colonne d'eau

$$1 \text{ mce} = 9806.7 \text{ Pa}$$

$$= 0.09867 \text{ ba}$$

Diagramme de Moody

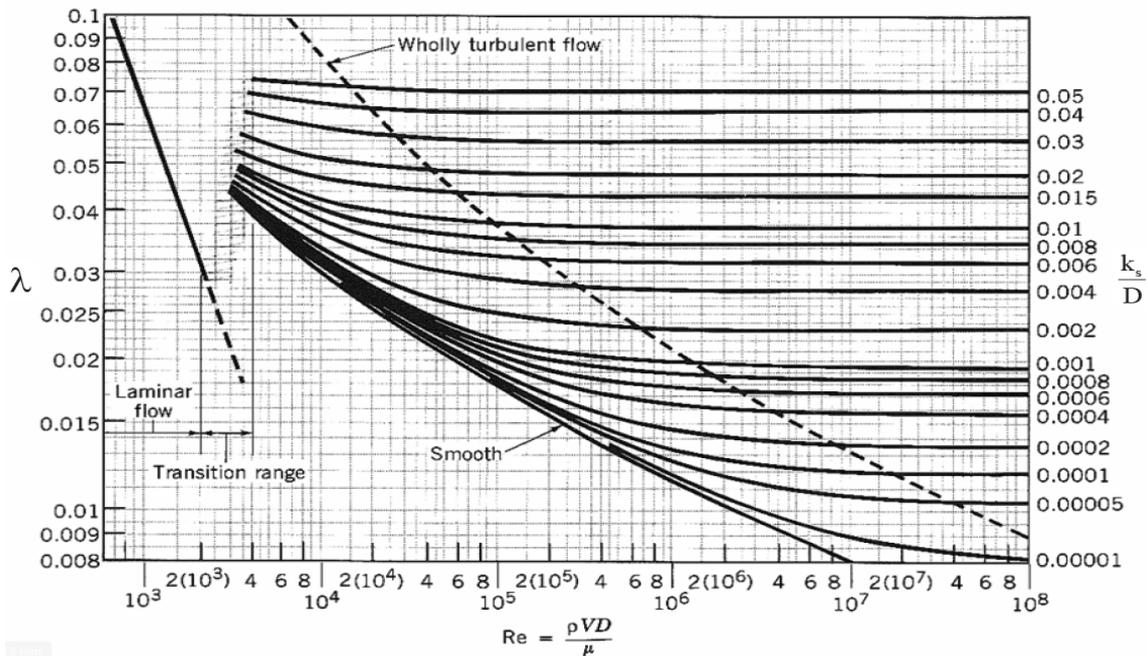


Figure 3 Diagramme de Moody

Pour l'eau : (à 20°C)

$$\rho = 998,2 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$\mu = 1002.10^{-6} \text{ Pas.s}$$

$$Re = \rho.V_{\text{moy}}.D/\mu$$

V_{moy} : la vitesse moyenne

$$\text{Si : } V_{\text{moy}}=0,82 \text{ m/s} \quad \text{et } D=50\text{mm} \quad \text{et } K=0,03\text{mm}$$

$$Re = 998,2 \times 0,82 \times 50.10^{-3}/1002.10^{-6} = 40844,51$$

$$K/D = 0,0006$$

A partir de l'abaque : $\lambda=0,035$

III.5-Caractéristiques des conduites de distribution

Les conduits de notre réseau sont en matière plastique PVC.

III.5.1-Les avantages des canalisations en PVC

Les tuyaux en PVC sont très simples, maniables, légers, d'une grande facilité de pose, en outre leur faible poids, leur résistance aux pressions, au gel, aux corrosions leur capacité transport supérieur à celle des tuyaux de même diamètre constitués par d'autres matériaux.

III.5.2-Les accessoires du réseau de distribution

Les vannes :

Ils permettent le réglage de débit et l'isolement des divers tronçons du réseau pour effectuer des réparations en répartitions en cas de rupture.

Les bouches d'incendie et arrosage : Les bouches d'incendies et d'arrosage exigent un diamètre de 100 ou 150 mm, installées à la bordure des trottoirs. Le rayon ne dépasse pas 300m.

Les tés et les coudes :

Pour permettront la prise des conduites secondaires, principales, et pour changement des directions.

Les cônes de raccordement (réducteurs) :

Pour le raccordement des tuyaux de différents diamètres.

Vidanges:

Ils se trouvent aux points bas des canalisations. Ils servent à nettoyer le réseau d'alimentation.

Fourreaux :

À la droite de traversées de la chaussée, la canalisation est protégée par un fourreau constitué par des buses de diamètre supérieur à celle des canalisations.

III.5.3-Choix des conduites

Toutes les conduites du réseau que réseau que nous avons projeté sont en P.V.C. Vue leur résistance à la corrosion et au courant électrique et leurs disponibilités sur le marché.

III.5.4-pose des conduites

La pose de conduites se fait dans une tranchée sous la chaussée avec :

- La hauteur de recouvrement au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation soit de 60 cm au minimum.
- Le lit de sable de 10cm d'épaisseur minimale.
- Remblais soit damé jusqu'à la génératrice du tuyau.
- Et prévoir un grillage avertisseur autour de la canalisation pour éviter les dégradations lors des grands travaux.

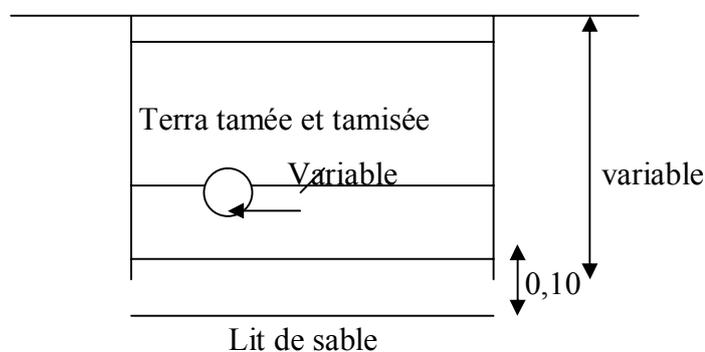


Figure 4 : schéma de la pose de conduite.



Conclusion

Conclusion

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calculs ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Nous avons présenté dans une première partie les résultats de notre étude suite à l'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis, ce dernier nous a permis d'obtenir les moments internes pour le ferrailage des éléments porteurs de la structure.

Et dans une deuxième partie, nous avons eu à étudier les VRD sur le logiciel covadis qui nous a permis de tracer les différents profils.

Ce travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées durant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et que ces connaissances seront le point de départ d'autres projets dans un avenir proche.

Bibliographie

Bibliographie

B.A.E.L 91 révisées 1999, France, Eyrolles, 2000

Règles Parasismiques Algériennes 99/2003, Alger, C.G.S, 1999 modifié en 2003

Charges permanentes et charges d'exploitation, Mellak Hachemi, Alger, C.G.C – Minis l'habitat, 1989

Calcul des ouvrages en béton armé, Mohamed Belazougui, Alger, O.P.U., 2004

Conception et calcul des structures de bâtiment, Henry Thonier, Paris, Presse de l'ENPC, 1995

Pratique du B.A.E.L91 , Jean Perchat – Jean Roux, Eyrolles

Mémoires de fin d'étude, Tiaret – Alger

Logiciels utilisés

Robot Structural Analysis

Covadis

AutoCAD

Programmes de calculs de ferrailage sur Excel (par M. Klouche)

Résumé :

Ce présent projet est l'étude d'un bâtiment à usage commercial (rez de chaussée) plus habitations (09 étages), implanté dans la wilaya de Tiaret. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), nous avons pré dimensionné les éléments de la structure et avons adoptés les ferrailages nécessaire.

Concernant l'étude dynamique, nous avons utilisés le logiciel Robot pour la modélisation ainsi que la détermination des différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes d'exploitation et charge sismique).

Enfin, pour une meilleure stabilité de notre structure, elle a été contreventée par des voiles.

Mots clés: Bâtiment, Béton armé, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص:

المشروع الحالي هو دراسة مبنى تجاري (الطابق الأرضي) وسكنات من (09 طوابق)، تقع في ولاية تيارت. هذه الناحية مصنفة ضمن منطقة زلزالية I وفق النظام الزلزالي الجزائري نسخة 2003.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (برنامج الزلازل الجزائري 1999 المعدل في 2003 والخرسانة المسلحة في حالة الحد 91 المعدل في 1999)، وقد حدنا مسبقا حجم عناصر الهيكل واعتمدنا التعزيزات اللازمة. وفيما يتعلق بالدراسة الديناميكية، استخدمنا برنامج الروبوت لتصميم ضغوط مختلفة بسبب الأحمال (التشغيل الدائم وتحميل الزلازل). وأخيرا، لتحقيق الاستقرار الأفضل لهذا الهيكل، عززناه بواسطة الأشرعة.

الكلمات المفتاحية: عمارة، الخرسانة المسلحة، برنامج الزلازل الجزائري 1999 المعدل في 2003، الخرسانة المسلحة في حالة الحد 91 المعدل في 1999.

Absract :

This project is the study of a building for commercial use (ground floor) and dwellings (09 floors), located in the wilaya of Tiaret. This is classified as Seismic Zone I according to RPA99 version 2003.

Using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), we pre-dimensioned the elements of the structure and adopted the required reinforcement.

For the dynamic study, we used the Robot software for the modeling as well as the determination of the different stresses due to loadings (permanent operating loads and seismic load). Finally, for a better stability of our structure, it was braced by sails.

Keywords: Building, reinforced concrete, Algerian seismic program 1999 modified in 2003, reinforced concrete in the case of the 1991 revised ceiling.