

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

ETUDE D'UNE TOUR (R+14) A
CONTREVENTEMENT MIXTE (ZONE III)
A DRARIA WILAYA D'ALGER

Encadré par:

M.BELAOURA Mebarek

Présenté par :

- BENCHAREF Ayoub

- BELKADI Mohamed Walid

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

RESUME :

Le but de ce travail est l'étude d'une Tour à usage d'habitation en béton armé (R+14) implantée à la wilaya d'Alger classée comme zone à forte sismicité, la résistance de la structure est assurée par un système de contreventement mixte (portiques +voiles), la spécificité du projet a nécessité la prise en compte des effets de la température. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été faite par le logiciel (ETABS).

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique, vent.

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont en premier lieu à Dieu le tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner avec patience ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants d'ENSTP qui ont contribué à notre formation, sans omettre au passage les ingénieurs des bureaux d'études de génie civil avec lesquels nous étions en contact, en l'occurrence Mrs ZAAF et BOUYOUCHEF.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr. BELAOURA pour la disponibilité, la patience, et l'attention avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux qui me sont très chers :

- ✓ A ma chère mère.
- ✓ A mon père.
- ✓ A mon frère et mes sœurs.
- ✓ A toute ma famille sans exception.
- ✓ A tous mes amis.
- ✓ A tous mes camarades de l'E. N.S. T. P
- ✓ A mon binôme BELKADI Mohamed Walid

BENCHAREF Ayoub

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

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

▣ *A mes très chers frères.*

▣ *A toute ma famille sans exception.*

▣ *A tous mes amis.*

▣ *A tous mes camarades de L'ENSTP.*

▣ *En fin, je remercie mon binôme BENCHAREF Ayoub qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

BELKADI Mohamed Walid

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I.1.Introduction générale.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3.Règlements utilisés.....	6
I.4.Eléments de l'ouvrage.....	7
I.5.Hypothèses de calcul.....	8
I.6.Caractéristiques des matériaux.....	9
I.6.1.Béton.....	9
I.6.2.Acier.....	14

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II .1 Pré dimensionnement des dalles.....	18
II .1.1 Les dalles pleines.....	18
II.1.2 Les dalles en corps –creux.....	20
II.2 Pré dimensionnement des escaliers.....	21
II.3 Descente des charges.....	23
II.3.1 Introduction.....	23
II.3.2 Plancher.....	23
II.3.3 Acrotère.....	26
II.3.5. Cloisons extérieurs.....	28
II.5.4 Balcon.....	28
II.4.Pré dimensionnement des poutres.....	29
II.5.Pré dimensionnement des poteaux.....	30
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	35
II.7. Local d'ascenseur.....	38

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Calcul de l'escalier.....	39
III.2.Calcul de balcon (loggia).....	48
III.3.Etude de l'acrotère.....	52
III.4.Calcul des planchers.....	57

CHAPITRE IV : ETUDE AU VENT

IV.1. Introduction.....	65
IV.2.Application des R.N.V99.....	65
IV.2.1 Détermination de coefficient dynamique C_d	66
IV.2.2.Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	66
IV.2.3.Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	68
IV.2.4.Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	73
IV.2.5.Détermination du coefficient de pression de vent C_p	74
IV.2.6. Calcul de la pression due au vent.....	74
IV.2.7.Calcul des forces de frottement.....	76
IV.2.8.Détermination de la force résultante.....	77

CHAPITRE V: ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1.Introduction.....	80
V.2.Objectifs de l'étude dynamique.....	81
V.3.Modélisation mathématique.....	81
V.4.Modélisation de la structure étudiée.....	81
V.4.1 Description du logiciel ETABS.....	81
V.4.2 Modélisation.....	82
V.5.Calcul dynamique de la Tour.....	83
V.5.1.Hypothèses de calcul.....	83
V.5.2.Analyse de la structure.....	83
V.5.2.1 Analyse de la structure existante (Variante V1).....	83
V.5.2.2 Analyse de la structure proposée (Variante 02).....	89
V.6. Etude sismique.....	94
V.6.1.Introduction.....	94
V.6.2.Choix de la méthode de calcul.....	94
V.6.3.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 /Version 2003.....	94

V.6.4.Méthode dynamique modale spectrale.....	95
V.6.4.1. Nombre de modes à considérer.....	96
V.6.4.2. Vérifications réglementaires.....	97
V.6.5. Les déplacements latéraux inter- étage.....	100
V.6.6.Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	101

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Introduction.....	103
VI.2. Effets de la température.....	103
VI.2.1. Contraintes thermiques.....	103
VI.2.2. Méthode de calcul.....	103
VI.3. Ferrailage des poteaux.....	104
VI.1. Introduction.....	104
VI.3.2. Combinaisons des charges.....	104
VI.3.3. Recommandation du RPA99/version 2003.....	105
VI.3.4. Sections minimales d'acier exigé par le RPA99/version2003.....	105
VI.3.5. Ferrailage longitudinal.....	106
VI.3.6. Exemple de ferrailage.....	106
VI.3.7. Armatures transversales.....	109
VI.3.8. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	110
VI.3.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	111
VI.3.10. Calcul des armatures transversales.....	111
VI.3.10.1.Condition d'espacement.....	112
VI.3.10.2.Exemple de calcul.....	112
VI.3.11.Croquis de ferrailage.....	113
VI.4.Ferrailage des poutres.....	114
VI.4.1.Introduction.....	114
VI.4.2 Combinaisons des charges.....	114
VI.4.3.Recommandation du RPA 99/version 2003.....	114
VI.4.4. Exemple de ferrailage.....	115
VI.4.4.1. Ferrailage longitudinal.....	115
VI.4.4.2. Vérifications nécessaires pour les poutres.....	116
VI.4.4.2. Armatures transversales.....	117

VI.4.4.3.Vérification au cisaillement du béton.....	117
VI.4.4.4.Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	119
VI.4.5.Croquis de ferrailage.....	120
VI.5.Ferrailage des voiles.....	120
VI.5.1. Introduction	120
VI .5.2 Rôle de contreventement.....	120
VI .5.3. Ferrailage des voiles.....	121
VI .5.3.1.Combinaison.....	121
VI .5.3.2 .Ferrailage vertical et horizontal.....	121
VI .5.3.3. Exemple d'application.....	121
VI .5.3.4.Ferrailage transversal vis-à-vis de l'effort tranchant.....	125
VI.5.4.Croquis de ferrailage.....	127
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VII .1. Introduction.....	128
VII.2.Etude de la fondation.....	128
VII.2.1.Généralité.....	128
VII.2.2.Choix et type de fondations.....	128
VII.2.2.1.Semelles filantes.....	129
VII.2.2.2.Radier général.....	129
VII.3. Etude du voile périphérique.....	140
VII.3.1. Dimensionnement.....	140
VII.3.2. Détermination des sollicitations.....	140
VII.3.3. Calcul du ferrailage vertical.....	141
VII.3.4.Calcul du ferrailage horizontal.....	145
CONCLUSION GENERALE.....	146

Références Bibliographie

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

CHAPITRE I : INTRODUCTION



I. Introduction générale:

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règnent sécurité et confort.

L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Egypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image de Burdj Khalifa de DUBAI.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il lui a fallu au cours des derniers siècles, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tels que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Etre apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Ne pas être endommagé par des événements, tels que : Explosions, chocs ou conséquences d'erreurs humaines.
- résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction a donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec l'utilisation des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, Charpente métallique).

Les études techniques ou d'engineering, ainsi que les observations faites sur le comportement des structures ont montré en général que :

- Les constructions métalliques présentent un meilleur comportement vis-à-vis d'une excitation sismique vu leurs poids légers et la grande ductilité qu'elles possèdent.

- Les constructions en béton armé ont un comportement dynamique dépendant du type de structure (portique auto stable, structure à voiles ou mixte).

Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.
- La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment (les fondations) et finalement au sol.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier une tour en béton armé à usage d'habitation située à **DRARIA wilaya d'Alger** composée d'un rez-de-chaussée et de 14 étages comportant chacun quatre appartements.

- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen de deux ascenseurs et d'une cage d'escalier
- Le contreventement de cette Tour est assuré par un système mixte des portiques et des voiles dans les deux sens, ce qu'il lui donne une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- La cage d'escalier est droite, monte de RDC jusqu'au dernier étage, il est constitué de deux paliers et paillasse parallèles.

Selon le rapport géotechnique, notre Tour sera fondée sur un **sol meuble** d'une contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol} = 3,0$ bars.

L'ancrage des fondations est $\geq \frac{h}{10}$ (ou **h** est la hauteur de la Tour) et ce après le terrassement d'éventuel remblai existant dans le site

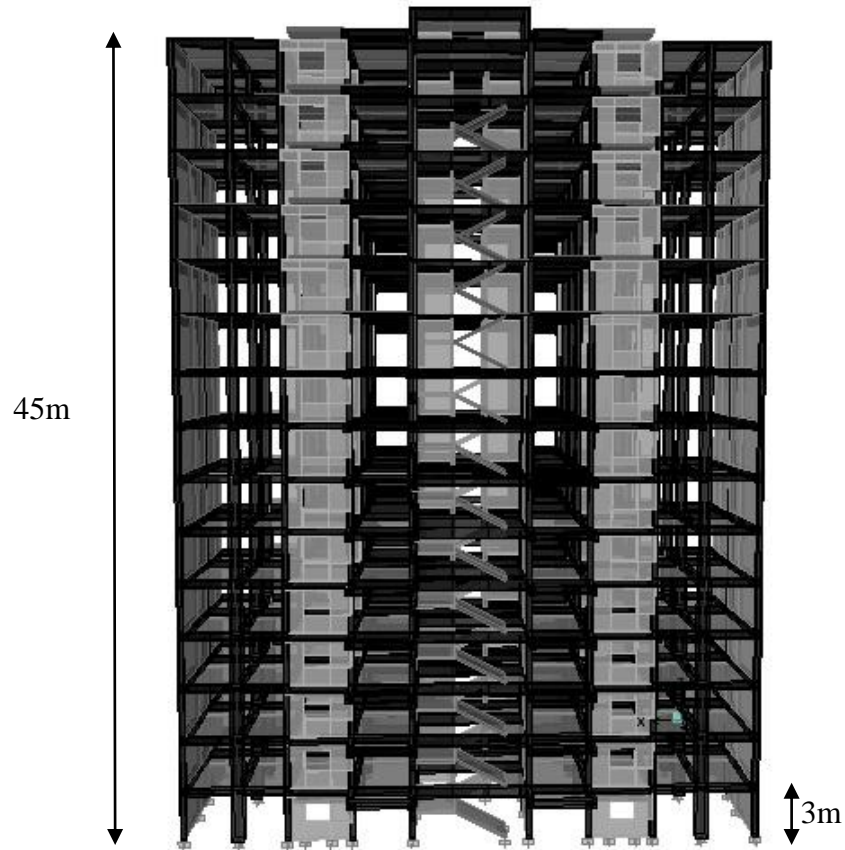
Le sol est classé dans la catégorie «**S3**».

L'architecture retenue de notre Tour présente une irrégularité en plan et régularité en élévation.

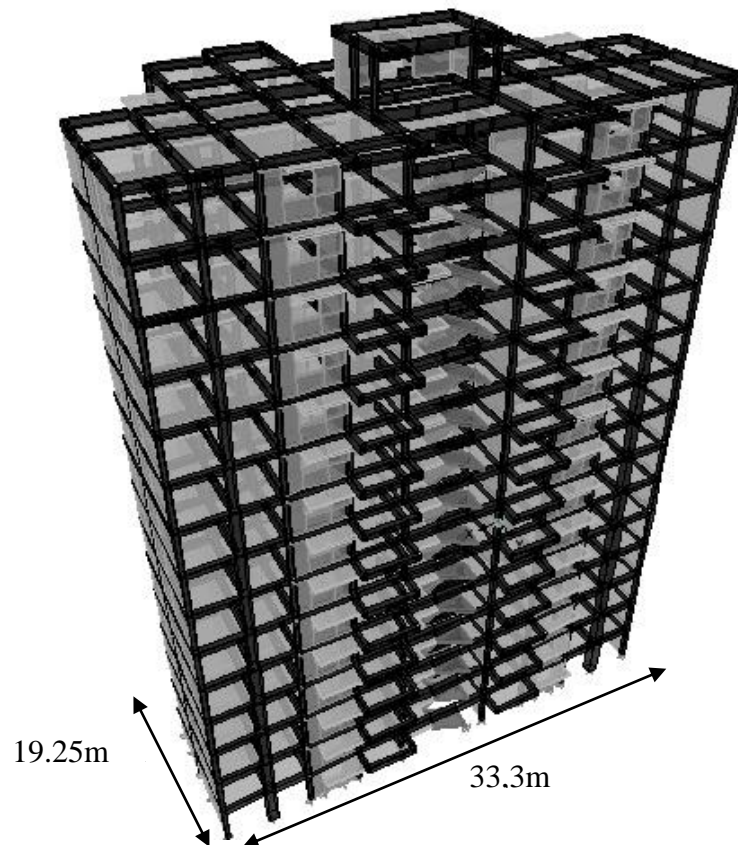
Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies.

Les dimensions de notre Tour sont présentées comme suit :

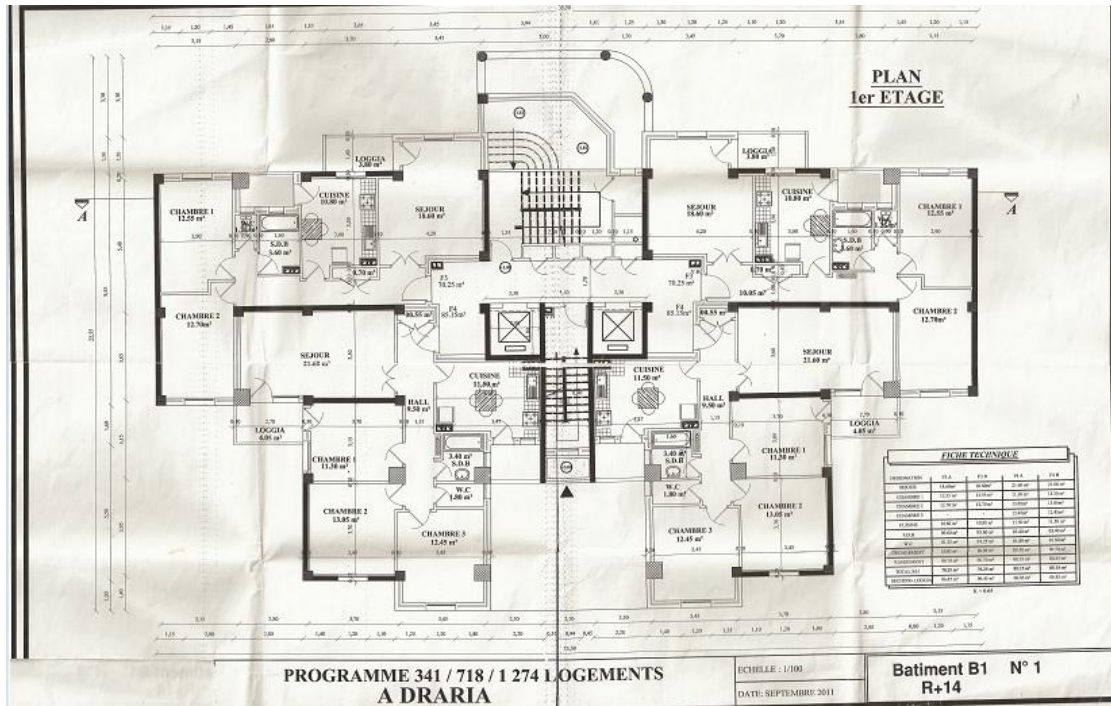
- | | |
|--|------------|
| ❖ Longueur (RDC, étages courants) | L = 33,3m |
| ❖ Largeur (RDC, étages courants) | l = 19,25m |
| ❖ La hauteur de RDC et étages courants | H = 3m |
| ❖ La hauteur totale est | Ht = 45m |



Figure(I.1) Vue en élévation de notre Tour



Figure(I.2) Vue en 3D de notre Tour



Figure(I.3) plan de RDC

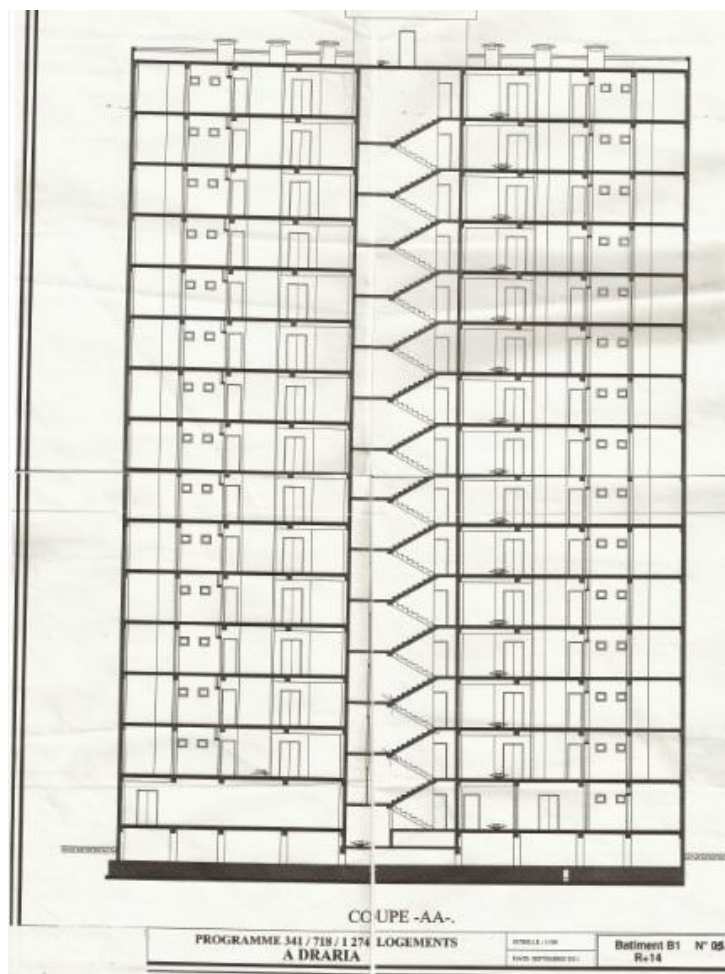


Figure (I.4) plan en élévation

Le Choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), vu qu'il dépasse deux niveaux (8m), Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Dalles en corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de compression) en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies, ce type de planchers a été choisi en raison aussi des portées qui ne sont pas importantes.

Ce type de planchers présente :

- une facilité de réalisation.
- une réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins pour les loggias, nous avons opté pour des dalles pleines et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.Règlements utilisés :

L'étude de la Tour qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ✚ Règles parasismiques algériennes **RPA99/ version 2003.**
- ✚ Règles définissant les effets de la neige et du vent **D.T.R –C2-47-RNV99.**
- ✚ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **B.A.E.L.91**
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
- ✚ Document technique réglementaire **DTRBC2-2** : charges permanentes et d'exploitations.

I.4.Eléments de l'ouvrage :**Ossature :**

La stabilité transversale et longitudinale de cette Tour est assurée par des portiques auto stables construits des poutres et des poteaux encastrés les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Escalier :

La Tour est menue d'une cage d'escalier de type droit.

Balcons(Loggia) :

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60 cm**.

Maçonnerie :

Les murs extérieurs : seront en double cloison en brique de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs de séparations intérieurs : seront réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm.

Revêtement :

Ils seront réalisés :

- en carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Système de coffrage :

On opte un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

Elément composant l'infrastructure :

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

Local d'ascenseur :

Dans notre Tour nous disposons de deux ascenseurs, permettant l'accès rapidement aux différents étages, ils sont composés de deux cabines et de leur machinerie.

Local machinerie :

C'est l'abri réservé aux ascenseurs, et à l'intervention des techniciens pour la maintenance.

I.5.Hypothèses de calcul:

Pour mener l'étude de notre projet, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ Module d'élasticité longitudinale : Il existe deux modules de déformation longitudinale

• Module d'élasticité instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

• Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa.}$$

✓ La limite d'élasticité f_e :

L'acier est défini par la valeur garantie, notée f_e de sa limite d'élasticité.

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

I.6.Caractéristiques 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 **BAEL 91** et **CBA93**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version2003**.

I.6.1.Béton :

Le béton est un matériau universel. C'est le matériau de partout et de chaque jour. Il est utilisé aussi bien dans les projets exceptionnels (centrales nucléaires, barrages, ponts, gratte-ciel, ...) que dans les constructions les plus modestes (habitations individuelles, supports électriques, ...). Ses applications sont innombrables et il accompagne toutes les activités de l'homme. On estime que sa production annuelle correspond à environ une tonne par habitant de notre planète.

Le béton se comporte comme une roche naturelle, il possède une grande résistance en compression mais conserve une faible résistance en traction, d'où son association aux aciers (Béton –Armé).

Le béton se compose de deux phases :

- La matrice ou phase liante constituée de : liant-eau – adjuvants-additions minérales.
- Squelette granulaire constitué de granulats (sable, gravier, cailloux).

Il s'agit de déterminer les proportions de ciment, d'eau, de granulats et d'adjuvants éventuels devant entrer dans la composition d'un béton dont on exige certaines performances.

Les méthodes de calcul de la composition du béton sont nombreuses, et il n'existe pas de méthode qui soit universellement reconnue comme étant la meilleure. Une composition de béton est toujours le résultat d'un compromis entre une série d'exigences généralement contradictoires. Une méthode de composition du béton pourra être considérée comme satisfaisante si elle permet de réaliser un béton répondant aux exigences suivantes :

- Le béton doit présenter, après durcissement, une certaine résistance.
- Le béton frais doit pouvoir facilement être mise en œuvre (ouvrabilité).
- Le béton doit présenter un faible retrait et fluage peu important.
- Le coût du béton doit rester le plus bas possible.

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- ♦ 350 kg de ciment de CPA 325.
- ♦ 400 kg de sable D_S < 5 mm.
- ♦ 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- ♦ 175 L d'eau de gâchage.

a) Résistance du béton :

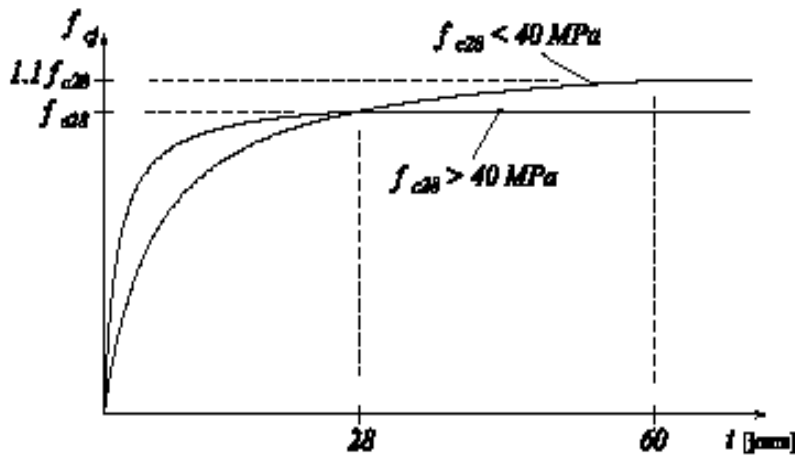
➤ **à la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (*C.B.A 93, A2.1.1.1*) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en *MPa*

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} > 40 \text{MPa}$$



Figure(I.5): Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour : $j \geq 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25MPa$

➤ **à la traction : (C.B.A 93, A2.1.1.2)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (En MPa)}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60MPa$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$

Pour : $f_{cj} \geq 60MPa$, $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

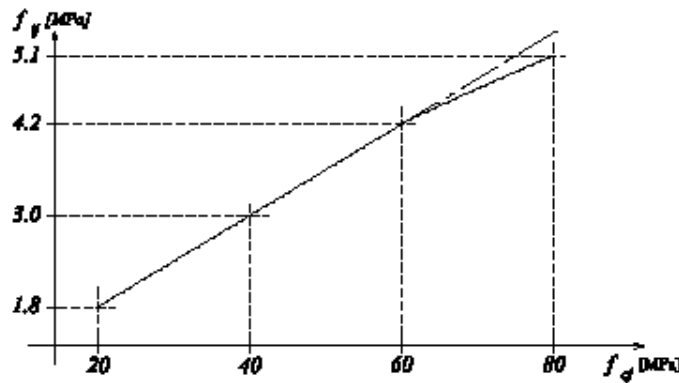


Figure (I.6): Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

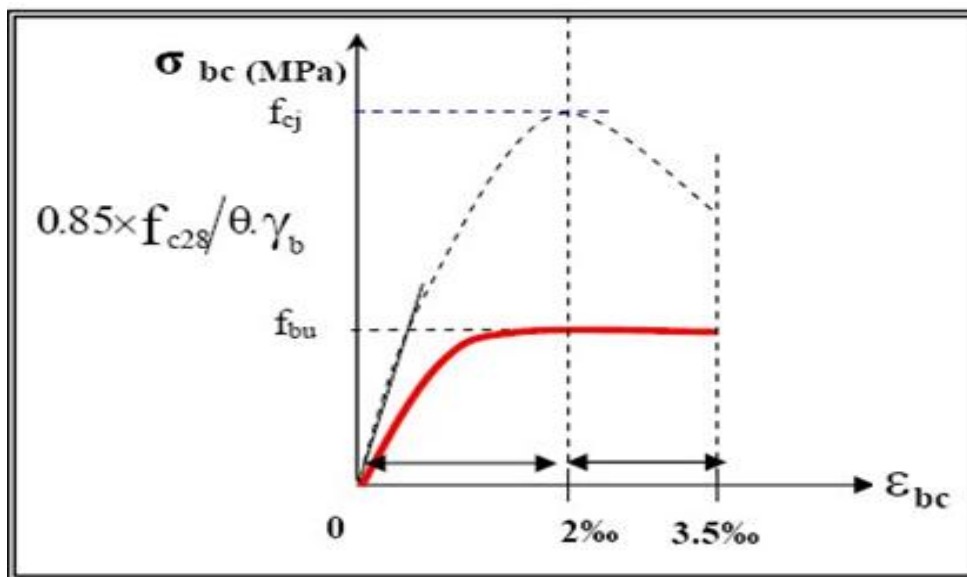
b) Contraintes limites de compression :

✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; (C.B.A 93, A.4.5.2)$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

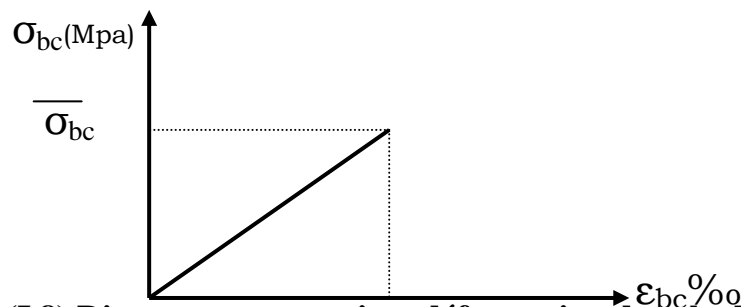


Figure(I.7):Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (C.B.A 93, A.4.5.2)$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$



Figure(I.8) Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

c) Contrainte limite de cisaillement : (C.B.A 93, A5.1.2.1)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

✓ fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33MPa; 5MPa] = 3,33MPa$$

✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5MPa; 4MPa] = 2,5MPa$$

d) Module d'élasticité : (C.B.A 93, A2.1.2)

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

✓ Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ;$$

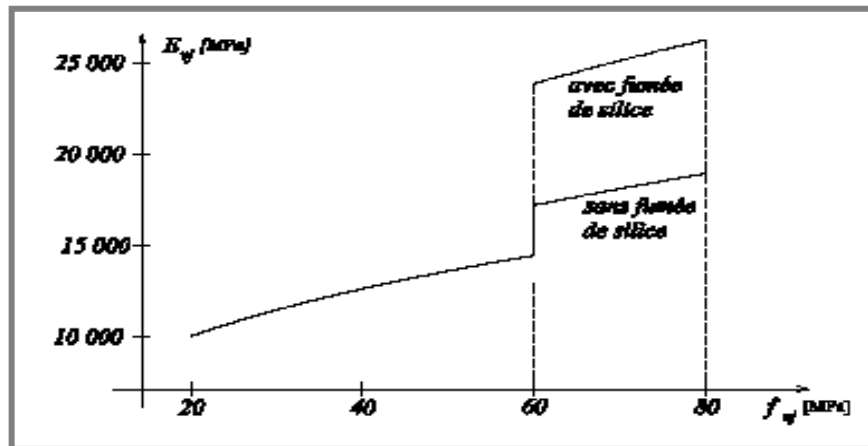
✓ Le module différé : pour les charges de longue durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj}: \text{ exprimée en } MPa.$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25MPa$

Donc : $E_{i28} = 32164,20 MPa$

$$E_{v28} = 10818,87 MPa$$



Figure(I.9): L'évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{c_j}

e)- Coefficient de poisson :

Lorsque on soumet à la compression axiale une éprouvette cylindrique de longueur l et de diamètre a , elle subit un raccourcissement longitudinal Δl et une dilatation transversale qui porte le diamètre de $a \longrightarrow a + \Delta a$.

On appelle "coefficient de poisson" le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative. $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$

En béton armé, ce coefficient intervient dans le calcul des éléments soumis à des flexions simultanées dans deux directions orthogonales (dalles, parois de réservoirs, etc....)

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

I.6.Acier :

L'idée « d'armer » le béton, qui remonte au moyen âge où l'on observe des chaînes de fer noyées dans des linteaux de mortier, est déjà assez connue au milieu du XIX^e s. notamment en Europe et aux Etats-Unis. Plusieurs auteurs ont préconisé de renforcer les ouvrages avec des pièces en métal.

C'est au Français **Louis-Joseph Lambot** qu'on attribue généralement l'invention du béton armé, appelé à l'époque « ciment armé ». Il est recensé comme le premier à avoir breveté, en 1855, un système sous la forme d'une barque en ciment armé qu'il a montré à l'exposition Universelle de Paris de la même année. La barque, dont la construction remonte à l'année 1849, était constituée d'un quadrillage de fers enrobé d'une mince couche (quelques centimètres) de mortier. L'idée initiale de l'ingénieur garde champêtre était de trouver une alternative au bois afin de construire un bateau imputrescible.

L'apparition du béton armé a donné une nouvelle destinée au béton dont la résistance à la compression et la fragilité à la traction pouvaient le confiner aux seuls ouvrages massifs.

-L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0.15à0.25%) ou des aciers mi-durs (0.25à0.4%).

L'association acier-béton, de même que la mise en œuvre des armatures imposent, pour les aciers de béton armé, de strictes exigences qui ne peuvent se trouver représentées par un caractère unique.

Compte tenu de leurs conditions d'emploi et de leurs caractères mécaniques, ces aciers doivent présenter une adhérence convenable, une ductilité et une aptitude de façonnage satisfaisante et, le cas échéant, présenter l'aptitude au soudage requis pour l'exécution des jonctions.

a) La limite d'élasticité garantie f_e :

Dans les calculs, l'acier est défini par la valeur garantie, notée f_e de sa limite d'élasticité. Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau (I.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F_eE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	emploi courant
	TSHA	520	

f_e : acier

E : élasticité

T : tréfilé

TL : treillis soudé lisse.

b) Caractéristiques mécaniques

Pour notre projet on prend des barres à haute adhérence (HA).

Fe E400 , $f_e = 400$ MPa

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000$ Mpa

c) Contrainte limite

◆ E.L.U

La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = f(\varepsilon_s)$

$$\begin{cases} \varepsilon_s < \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \\ \varepsilon_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ type1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas général} \end{cases}$$

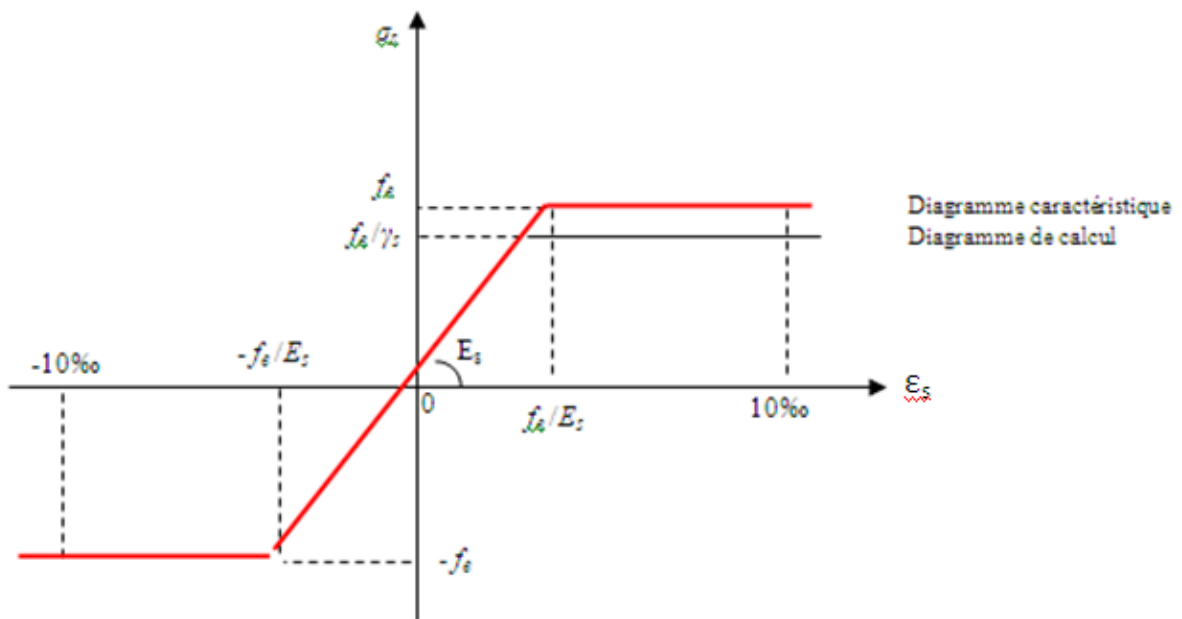


Figure (I.10) : Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses

- ♦ **E.L.S** : pour le calcul aux E.L.S on adopte le diagramme élastique linéaire suivant :

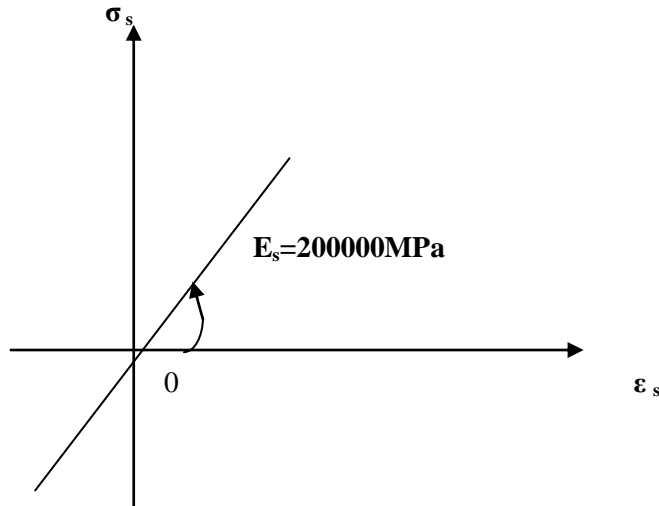


Figure (I.11) : Diagramme élastique linéaire à l'ELS

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Cas où la fissuration est considérée comme **peu nuisible (non préjudiciable)** pas de limitation de contraintes.
- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**
« Cas des pièces exposées aux intempéries ou à des condensations »

La contrainte de traction σ_{st} des armatures est limitée à :

$$\text{-Barres HA: } \sigma_{st} = \{0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \text{ (MPa)}$$

η un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rends lisses (RL) y compris TSL, et 1.6 pour les armatures à haute adhérence.

- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable** :
(Cas des pièces placées en milieu agressif ou des éléments devant assurer une étanchéité)

La contrainte de traction σ_{st} est limitée à :

$$\text{Barres HA: } \sigma_{st} = \text{Max} \{0.4f_e; 88 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \text{ (MPa)}$$

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE



Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et CBA93

II .1 Pré dimensionnement des dalles :

II .1.1 Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.) L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

❖ Résistance au feu :

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e = 16 \text{ cm}$.

❖ Isolation phonique :

Selon les règles du CBA93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On maintient donc l'épaisseur à $e = 16 \text{ cm}$

Résistance à la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L/35 \leq e \leq L/30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L/50 \leq e \leq L/40$.

L : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas, les dalles reposent sur quatre appuis.

La dalle la plus sollicitée est de dimension $(3,65 \times 3,7) \text{ m}^2$

Soit L_x, L_y les portées mesurées entre nus des appuis avec L_x la plus petite portée de cette dalle, donc :

$$L_x = 3.65 \text{ m} = 365 \text{ cm}.$$

$$\text{La dalle pleine: } 365/50 \leq e \leq 365/40 \Rightarrow 7,43 \leq e \leq 9,12 \Rightarrow e = 9 \text{ cm}.$$

❖ **Condition de flèche :**

Selon le **CBA93**.

La condition à vérifier est la suivante : $f_{max} \leq L_{max} / 500$

f_{max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encadrée a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = 5q L_{MAX}^4 / 384 EI$

On

- $L_{MAX} = 5,4m = 540 m$

- $E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2MPa = 321642 \text{ kg/cm}^2$ tq $f_{c28} = 25MPa$

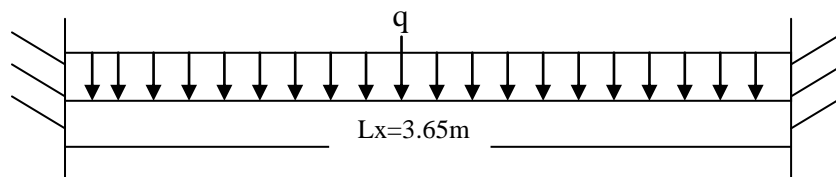
- Poids propre ; $G = 2500 \times e \times 1 = 400 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation ; $Q = 150 \text{ kg/ml}$

$q_{ser} = G + Q = 550 \text{ kg/ml}$

$$5 \times q \times L_{MAX}^4 / 384EI \leq L_{MAX} / 500 ; \quad \text{avec : } I = b \times e^3 / 12$$

Pour ce faire, on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 m$ La dalle est supposée encadrée a ses deux extrémités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :



Figure(II.1) charge de la dalle

$$D'où : e \geq \sqrt[3]{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_{MAX}^3) / (384 \cdot E \cdot b)}$$

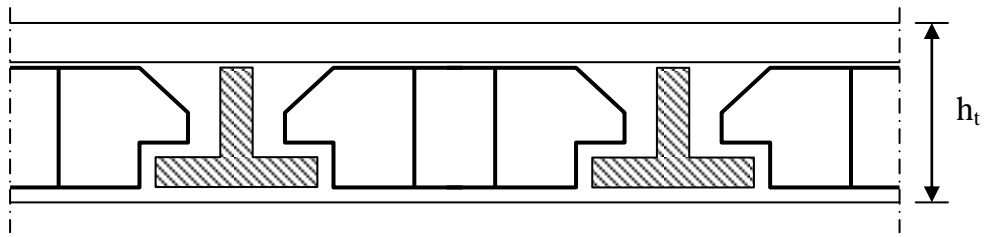
$$\Rightarrow e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot Q \cdot L_{Max}^3) / (384 \cdot E \cdot b))^{1/3}$$

$$e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot 550 \cdot 10^{-2} \cdot 540^3) / (384 \cdot 321642 \cdot 100))^{1/3} = 12,81 \text{ cm}$$

$$e = 13 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes $e = \max (16 ; 16 ; 9 ; 13)$, on optera une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleine.

II.1.2 les dalles en corps -creux :



Figure(II.2) dalle en corps-creux

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

La hauteur de planche doit satisfaire la condition suivante :

$$l/22,5 < h_t$$

L : la portée de la poutrelle mesurée a nu des appuis

On a: $L = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$ d'ou $15,11 < h_t$

Donc, on adopte une épaisseur de : $h_t = 20 \text{ cm}$

Telle que $h_t = d + e \implies \begin{cases} d = 16 \text{ cm} \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$

Alors notre dalle est d'épaisseur $ep = (16+4) \text{ cm}$

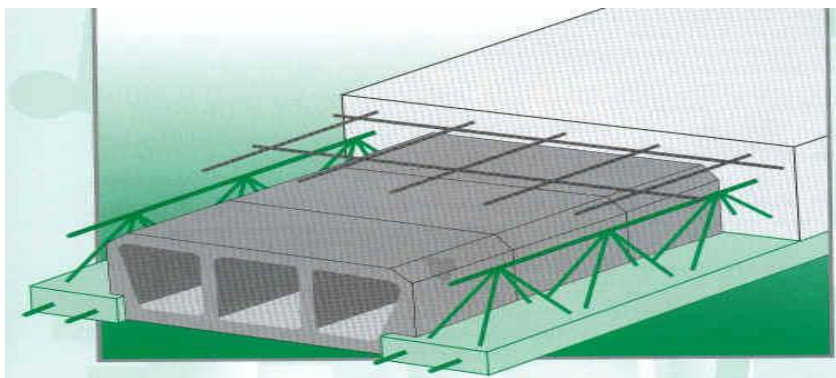


Figure (II .3) Dessin d'un plancher en corps creux

Conclusion :

Concernant la prédimensionnement des planchers, nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux $e = 20$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de Hourdis de 16cm et une dalle de compression de 4cm.

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 16cm pour les planchers à dalle pleine.

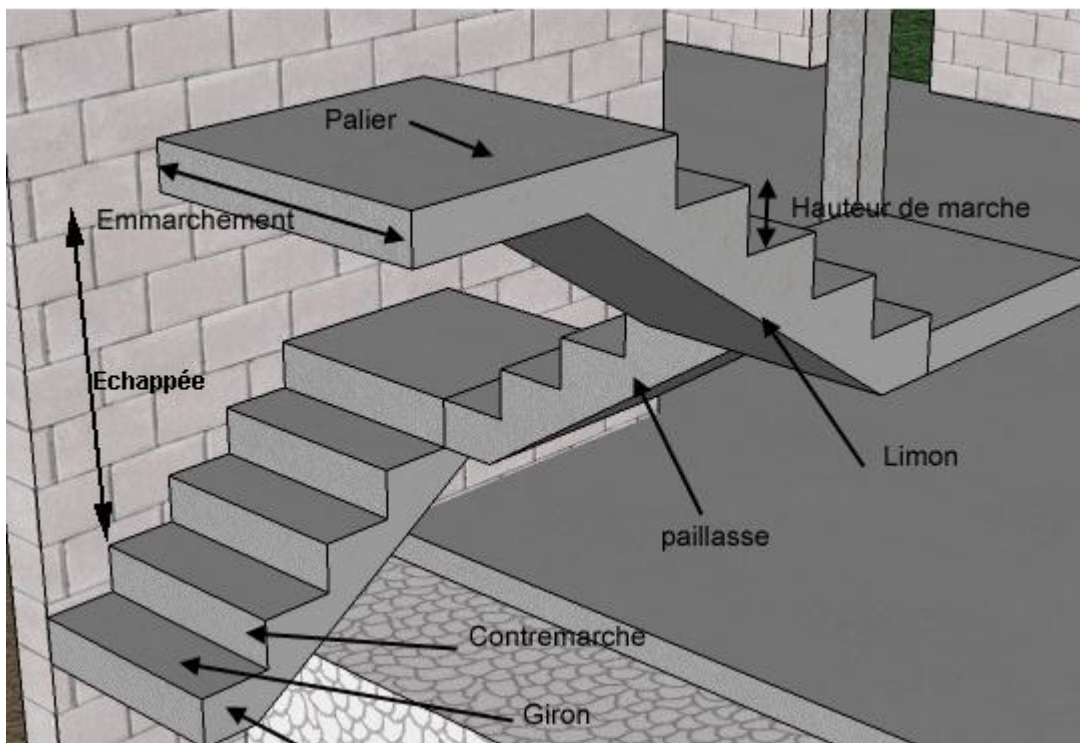
II.2 Pré dimensionnement des escaliers :**Caractéristiques techniques :**

Figure (II .4) Escalier

les escaliers sont constitués par des volée préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier-volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- rapidité d'exécution
- utilisation immédiate de l'escalier.

❖ **Dimensionnement :**

Hauteur : $H=3m$.

Giron : $g = 30cm$. $25 < g < 32$

Hauteur de la marche à partir de la formule de

BLONDEL :

On a : $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

Pour : $h = 17 cm$

$N_c = H/h$

$$= 300/17 = 18$$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étages :

On a deux volées, donc 9 contres marches par volée

$N = N_c - 1 = 8$ marches.

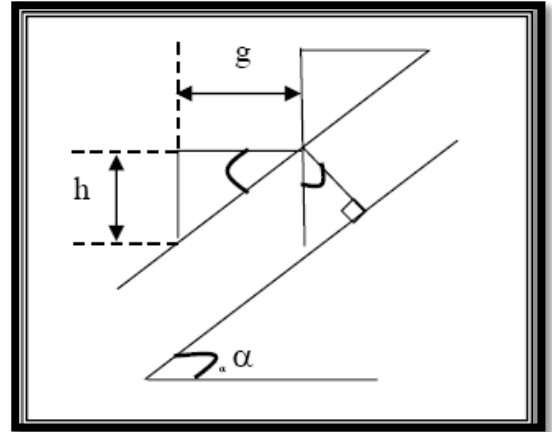
Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = 1,5/2,4 \Rightarrow \alpha = 32,00^\circ$$

La longueur de volée est : $L = \frac{1,5}{\sin \alpha}$



L = 2,83m



➤ **L'épaisseur de la volée :**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \text{ et } \frac{283}{30} < e < \frac{283}{20}, \text{ avec } L=2,83m$$



$$9,43 \text{ cm} < e < 14,15 \text{ cm}$$

ON prend :



e = 14 cm

pour tout les volées

On adopte alors un épaisseur de 14cm pour toutes les volées

II.3. Descente des charges :

II.3.1 Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

II.3.2 Plancher

➤ Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

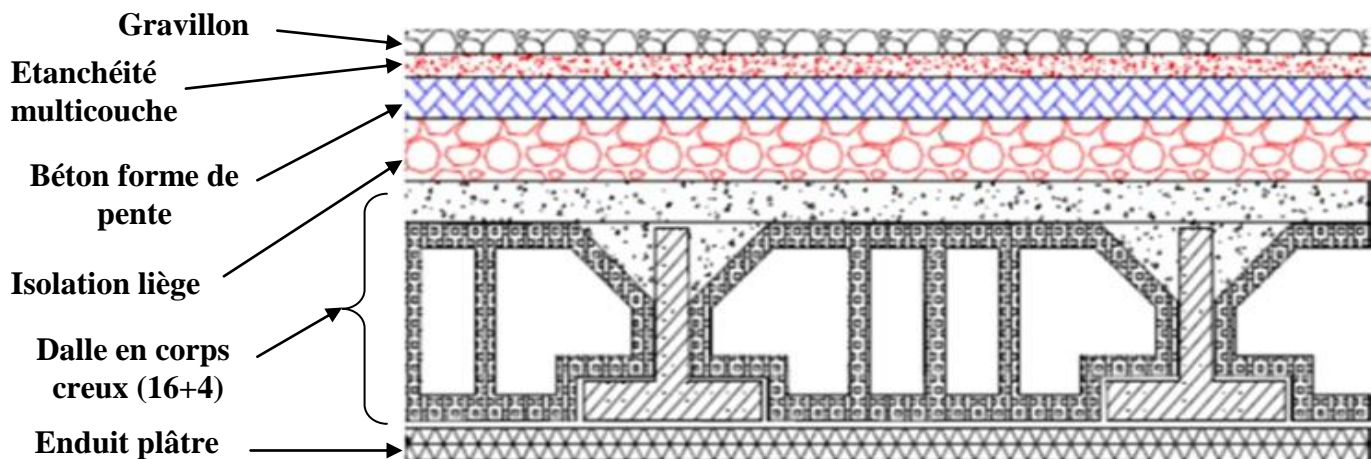


Figure (II.5) planche terrasse

➤ **Plancher terrasse (dalle corps creux) :**

Tableau (II.1) descente de charge de plancher terrasse en dalle corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Protection en gravillon	0,05	1700	85
Etanchéité multicouche	0,05	200	10
Béton forme de pente	0,12	2000	240
Isolation liège	0,04	400	16
Dalle en corps creux(16+4)	0,2	1400	280
Enduit plâtre	0,02	1200	24
		Q = 100 kg/m²	G = 655 kg/m²

➤ **Plancher terrasse (dalle pleine) :**

Tableau (II.2) descente de charge de plancher terrasse en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Protection en gravillon	0,05	1700	85
Etanchéité multicouche	0,05	200	10
Forme de pente	0,12	2000	240
Isolation liège	0,04	400	16
Dalle pleine (16)	0,16	2500	400
Enduit plâtre	0,02	1200	24
		Q = 100 kg/m²	G = 755 kg/m²

➤ **Plancher étage courant :**

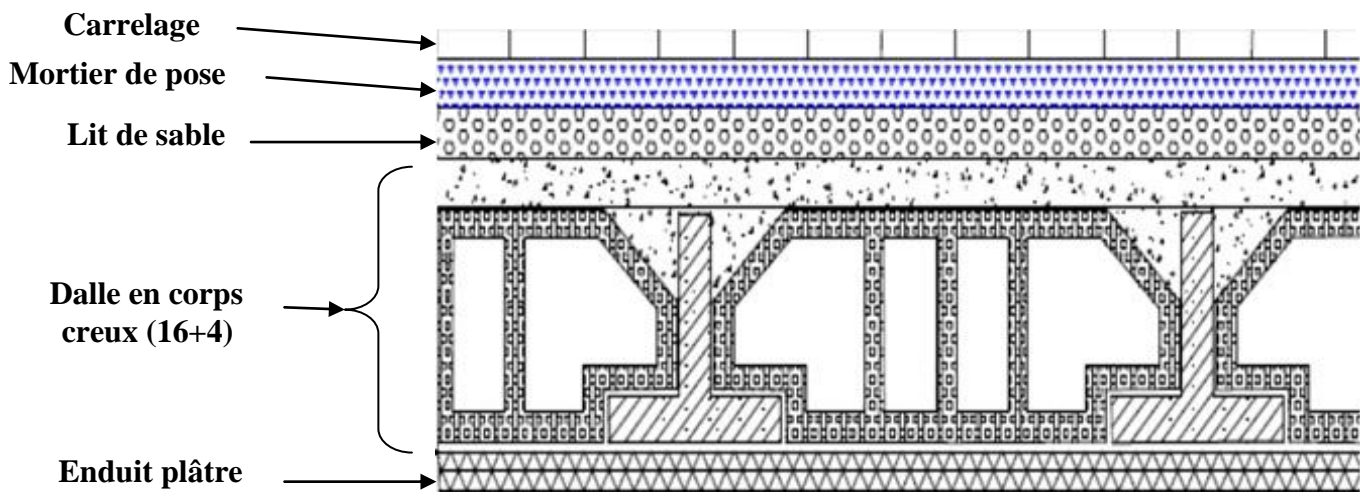


Figure (II.6) planche étage courant

➤ **Plancher étage courant (dalle en corps creux) :**

Tableau(II.3) descente de charge de plancher étage courant dalle en corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Mortier de pose	0,02	2000	40
Lit de sable	0,02	1800	36
Dalle en corps creux (16+4)	0,2	1400	280
Enduit plâtre	0.02	1000	20
Cloison	/	/	100
		Q = 150 kg/m²	G = 520 kg/m²

➤ **Plancher étage courant (dalle plain) :**

Tableau(II.4) descente de charge de plancher étage courant dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Mortier de pose	0,02	2000	40
Lit de sable	0,02	1800	36
Dalle pleine (16)	0,16	2500	400
Enduit plâtre	0.02	1000	20
Cloison	/	/	100
			Q = 150 kg/m²
			G = 640 kg/m²

II.3.3 Acrotère :

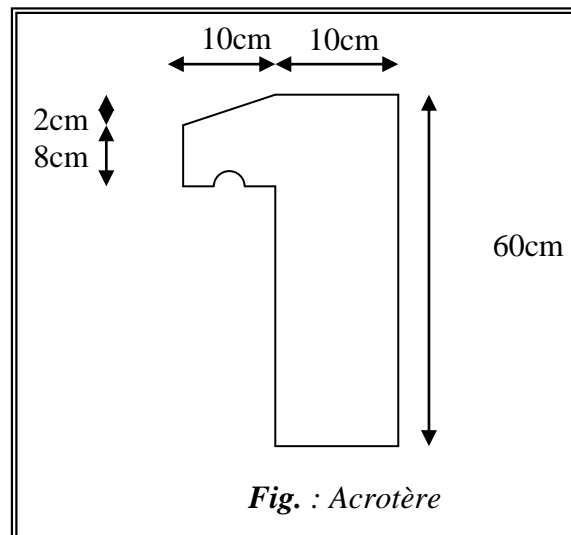


Figure (II.7) Acrotère

L’acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales.

$$S = (0,02 \times 0,1) / (2) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = (0,069 \times 2500) = 172.5 \text{ Kg/m} \text{ et } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

II.3.4.L'Escalier:

➤ **Palier :**

Tableau(II.5) descente de charge de palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Lit de sable	0,02	1800	36
Mortier de pose	0,02	2000	40
Enduit ciment	0.02	2000	40
Dalle en béton armé	0,16	2500	400
			Q = 250 kg/m²
			G = 560 kg/m²

➤ **Volée :**

Tableau(II.6) descente de charge de la volée

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Lit de sable	0,02	1800	36
Mortier de pose	0,02	2000	40
Enduit ciment	0.02	2000	40
La marche	0,17×1/2	2200	187
La paillese	0,14/cos32°	2500	412,71
Garde-corps métallique	0,1	1400	140
			Q = 250 kg/m²
			G = 899,71kg/m²

II.3.5. Cloisons extérieures :

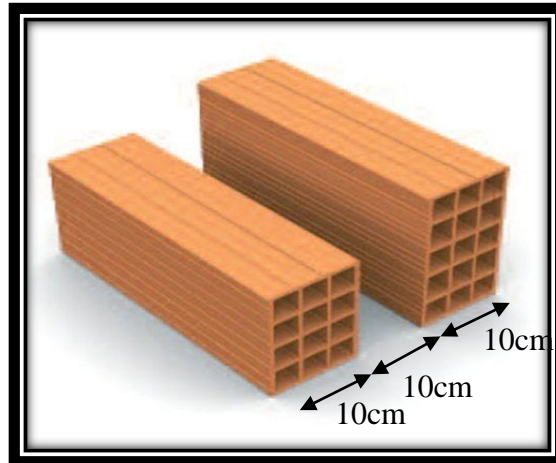


Figure (II .8) Détail mur extérieur

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

Tableau(II.7) descente de charge de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Enduit extérieur	0,02	2000	40
Brique creuse	0,1	1400	140
Brique creuse	0,1	1400	140
Enduit intérieur	0.015	1200	18
			G =338 kg/m²

Avec 30% d'ouverture donc $338 \times 0,7 = 236.6 \text{ kg/m}^2$.

$$G = 236.6 \text{ kg/m}^2$$

II.3.6. Balcon :

Tableau(II.8) descente de charge d'balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Pois volumique (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Mortier de pose	0,02	2000	40
Lit de sable	0,03	1800	54
Dalle en béton (16)	0,16	2500	400
Cloison	0,10	850	85
			Q = 350 kg/m²
			G = 623kg/m²

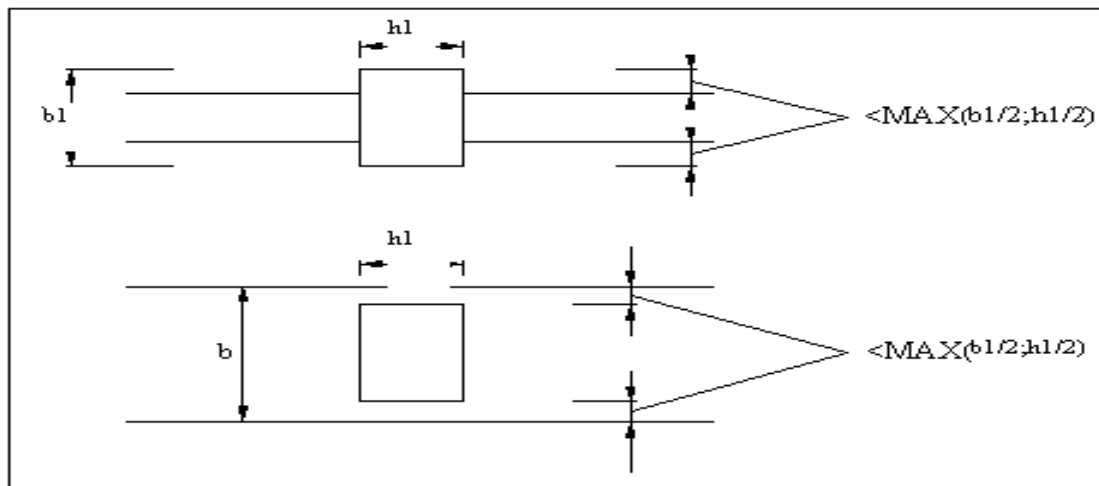
II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

Tel que b_1 et h_1 sont les dimensions de poteau.



Figure(II.9) Dimensions à respecter par les poutres.

On la condition de CBA suivante à respecter $L/15 < h < L/10$

Telle que h : hauteur de poutre $0.3h < b < 0.7h$

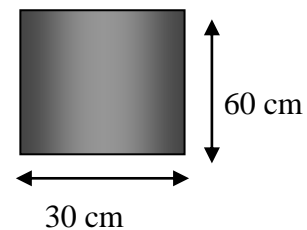
b : largeur de poutre

➤ **sens longitudinal (sens non porteur) :**

a) On a $L_{\text{max}} = 6,7\text{m}$

$\Rightarrow 44,66 < h < 67 \Rightarrow$ On prend $h = 60\text{ cm}$

$\Rightarrow 18 < b < 42$ On prend $b = 30\text{ cm}$



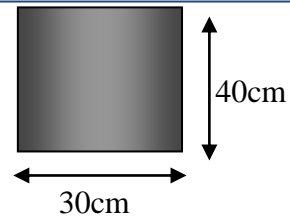
$h/b = 2 < 4$

donc condition de RPA vérifiée

b) $L_{max}=3,7m$

$\Rightarrow 24,66 < h < 37 \Rightarrow$ On prend $h = 40 \text{ cm}$

$\Rightarrow 12 < b < 28$ On prend $b = 30 \text{ cm}$



$h/b = 1,33 < 4$ donc condition de RPA vérifiée

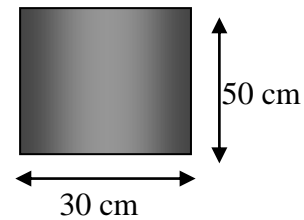
➤ **sens transversal (sens porteur) :**

On a $L_{max} = 5,4 \text{ m}$

$\Rightarrow 36 < h < 54 \Rightarrow$ on prend $h = 50 \text{ cm}$

$15 < b < 35 \Rightarrow$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

$h/b = 1,66 < 4$ donc condition de RPA est vérifiée



II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centrée, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91, elle préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0,9) + 0,85(f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

$f_{bc} : 0,85 (f_{c28} / \gamma_b) = 14,16 \text{ MPa}$.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$\gamma_b : 1,5$.

$\gamma_s : 1,15$.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

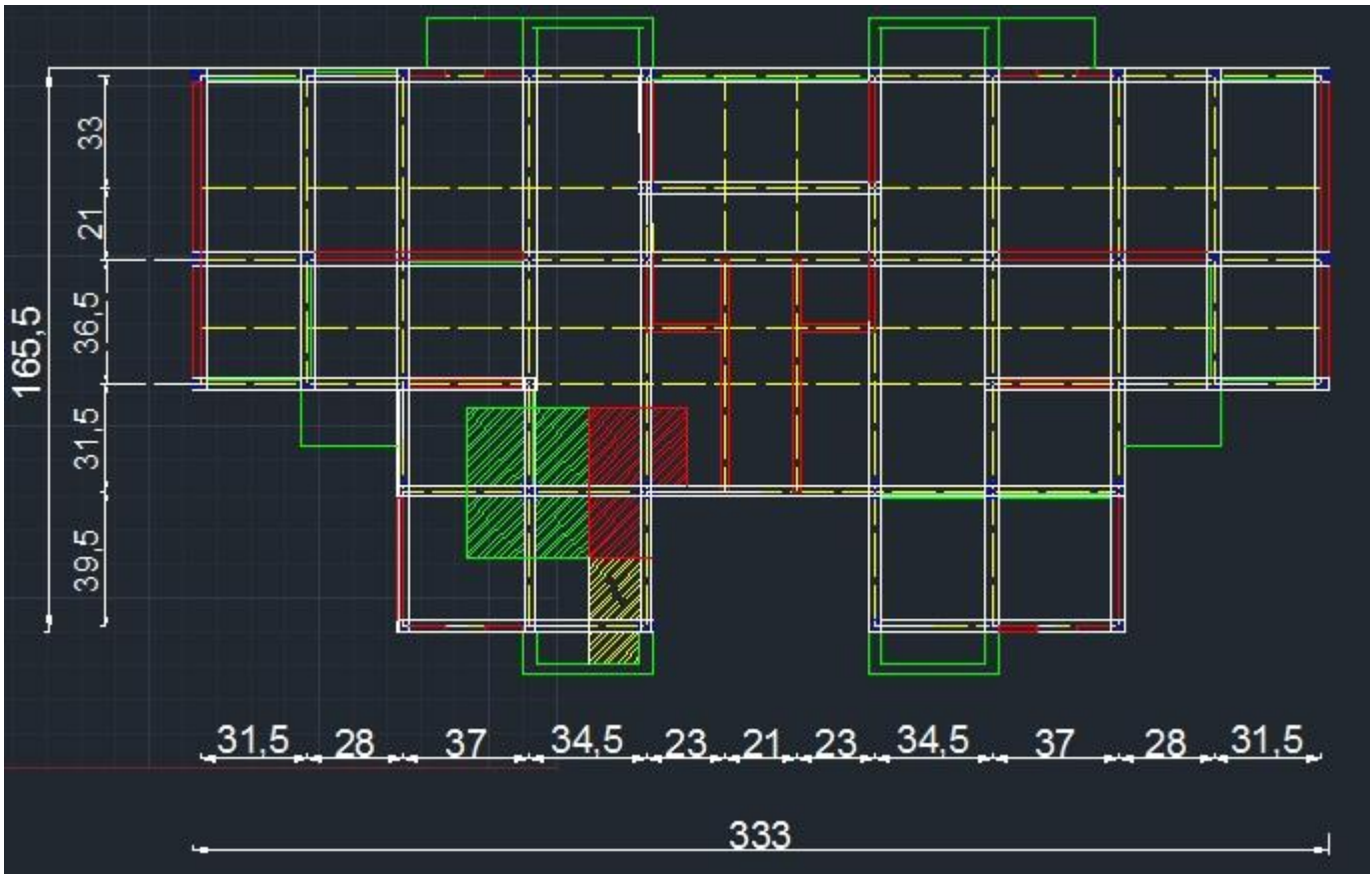
D'après RPA99/version 2003 :

$A/B_r = 0,9\%$ (**zone III**)

$B_r(cm^2) \geq 0,652 N_u(KN)$

1. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Nous pouvons distinguer trois types de poteaux selon leur positions, voilà les poteaux les plus sollicités sur les trois positions



Figure(II.10) Positions et surfaces offertes des poteaux les plus sollicités
Remarque : l'unité sur la figure est en cm

Tableau(II.9) position des poteaux avec leur surface

Poteau central	Surface (m ²)	Surface majorée	Poteau de rive	Surface (m ²)	Poteau d'angle	Surface (m ²)
D-2	13,43	14,77	D-3	8,78	A-1	4,22

On majore la surface revenant au poteau central en multipliant par (1,1)

2. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

Le poteau central le plus sollicité (D-2) est d'une surface offerte

$$S = 17,09\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher	0,655x 14,77= 9,82t	
Poutre	[3,575(0,4x0,3)+4,1(0,5 x0,3)] x2 ,5 = 2,61t.	
Surcharges	0.1x14,77= 1,477t	
	N_G=12,43t	N_Q=1,477t

➤ Niveau étage courant :

Plancher	0.520x14,77= 7,68 t	
Poutre	[3,575(0,4x0,3)+4,1(0,5 x0,3)] x2 ,5 =2,61t.	
Cloison intérieure	(4,1+ 3,275) x3x0,1232= 2,73t	
Surcharges	0.150x14,77= 2,22 t	
	N_G= 13,02t	N_Q=2,22t

3. Dégression des charges d'exploitation

Puisque la charge d'exploitation reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé est la même pour tous les étages, la loi de dégression équivalents à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse Q_0
 Pour le dernier étage Q
 Pour l'étage immédiatement $0,90 Q$
 $0,80Q \dots$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.50Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant

Tableau(II.10) descente des charges pour le poteau le plus sollicité

Niveau	Qi (KN)	Qi (KN) avec dégression	Nq(KN)	Gi(KN)	Ng(KN)
14eme étage	14,77	14,77	14,77	124,3	124,3
13eme étage	22,2	22,20	36,97	130,2	254,5
12eme étage	22,2	19,98	56,95	130,2	384,7
11eme étage	22,2	17,76	74,71	130,2	514,9
10eme étage	22,2	15,54	90,25	130,2	645,1
9eme étage	22,2	13,32	103,57	130,2	775,3
8eme étage	22,2	11,10	114,67	130,2	905,5
7eme étage	22,2	11,10	125,77	130,2	1035,7
6eme étage	22,2	11,10	136,87	130,2	1165,9
5eme étage	22,2	11,10	147,97	130,2	1296,1
4eme étage	22,2	11,10	159,07	130,2	1426,3
3eme étage	22,2	11,10	170,17	130,2	1556,5
2eme étage	22,2	11,10	181,27	130,2	1686,7
1eme étage	22,2	11,10	192,37	130,2	1816,9
RDC	22,2	11,10	203,47	130,2	1947,1

Calcul des sections des poteaux :

- ✚ Pour une section carrée $B_r = (a-0.02)^2$ d'où : $a = \sqrt{B_r} + 0.02$ (en m).
- ✚ Pour tenir compte de l'effet sismique On prend une majoration dynamique de 1,2.
- ✚ Pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées on doit majorer les charges évaluées en multipliant par un coefficient $\beta(1,1)$

Tableau(II.11) effort normal à retenir pour le pré-dimensionnement des poteaux

Niveau	N _U (KN)	1,1N _U (KN)	Br(cm ²)	(a-2)cm	a (cm)	1,2a(cm)	B(cm ²)	v
14eme étage	182,055	200,26	130,57	11,43	13,43	16,11	35*35	0,07
13eme étage	460,425	506,47	330,22	18,17	20,17	24,21	35*35	0,17
12eme étage	670,755	737,83	481,07	21,93	23,93	28,72	45*45	0,15
11eme étage	877,245	964,97	629,16	25,08	27,08	32,50	45*45	0,19
10eme étage	1079,895	1187,88	774,50	27,83	29,83	35,80	45*45	0,23
9eme étage	1278,705	1406,58	917,09	30,28	32,28	38,74	45*45	0,28
8eme étage	1473,675	1621,04	1056,92	32,51	34,51	41,41	55*55	0,21
7eme étage	1668,645	1835,51	1196,75	34,59	36,59	43,91	55*55	0,24
6eme étage	1863,615	2049,98	1336,58	36,56	38,56	46,27	55*55	0,27
5eme étage	2058,585	2264,44	1476,42	38,42	40,42	48,51	55*55	0,29
4eme étage	2253,555	2478,91	1616,25	40,20	42,20	50,64	65*65	0,23
3eme étage	2448,525	2693,38	1756,08	41,91	43,91	52,69	65*65	0,25
2eme étage	2643,495	2907,84	1895,91	43,54	45,54	54,65	65*65	0,28
1eme étage	2838,465	3122,31	2035,75	45,12	47,12	56,54	65*65	0,29
RDC	3033,435	3336,78	2175,58	46,64	48,64	58,37	65*65	0,30

Vérification des sections des poteaux

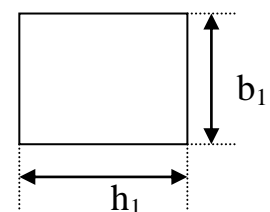
Vérification des conditions RPA 99(version 2003) :

1) Vérification des dimensions :

- Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm (zone III)
- 1/4 < b₁/h₁ < 4

Dans notre cas :

Nous avons des poteaux carrés (b₁/h₁=1)



Min (35,35) ≥ 30

Les deux conditions sont **vérifiées**.

2) Vérification de l'effort normal v :

L'article (7.4.3.1) du RPA99 (version 2003) préconise les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Et selon notre calcul $v < 0,3$; cette condition est **vérifiée**.

Toutes ces conditions sont vérifiées cependant que pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralise l'utilisation aux poteaux les plus sollicités pour les poteaux de rives et d'angles

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

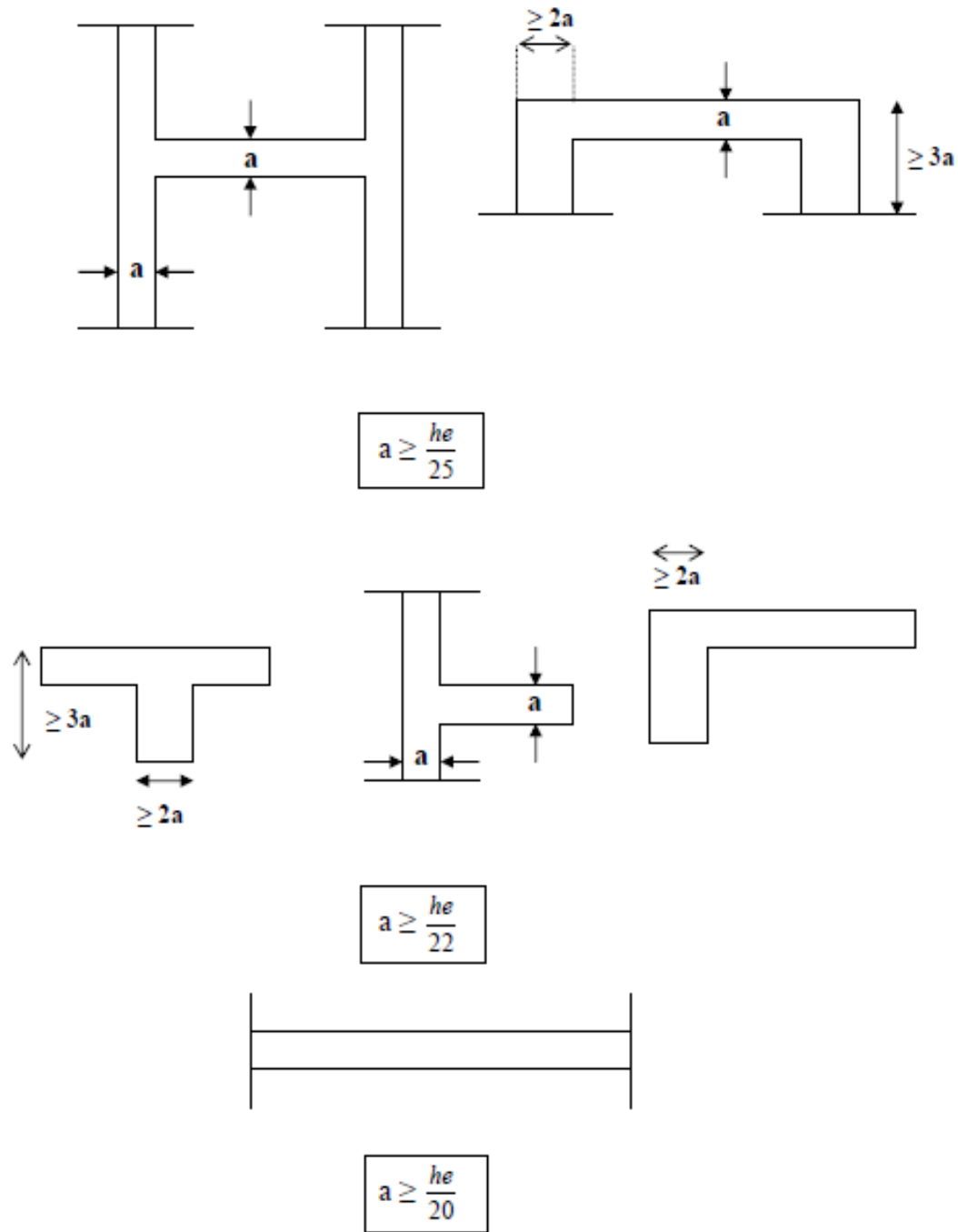
D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

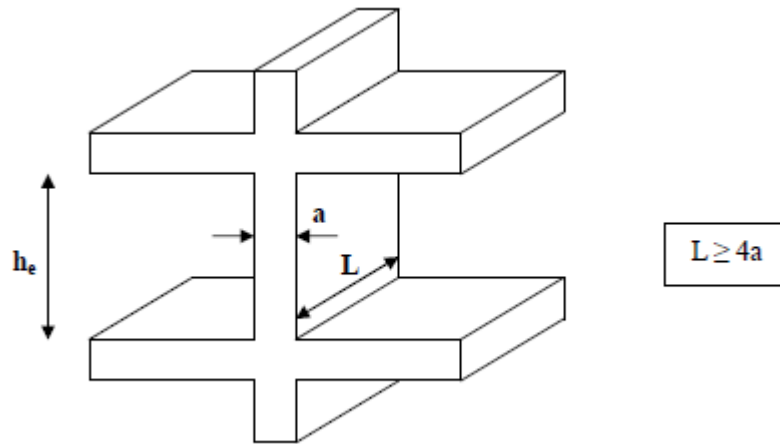
$L > 4a$ telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :



Figure(II.11) Coupe des voiles en plan



Figure(II.12) Coupe de voiles en élévation

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3$ m et des conditions de rigidité aux extrémités, on a :

➤ $e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 12\text{cm}$

➤ $e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 13,64\text{cm}$

➤ $e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 15\text{ cm}$

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

$e \geq \max (15 ; 12 ; 13,64 ; 15) \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$

On adopte que : **$e = 20\text{cm}$**

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L_{\text{Min}} = 370 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{ok (Vérifié)}$
- Sens transversal : $L_{\text{Min}} = 365 \text{ cm} > 80 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{ok (Vérifié)}$

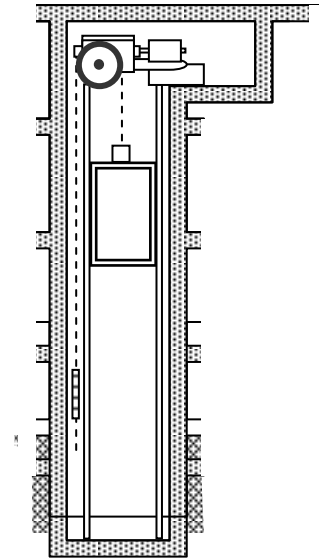
II.7. Local d'ascenseur :

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

- Poids de la cabine vide : $P_c=28,5KN$
- Charge d'exploitation : $Q_e=6KN$
- Vitesse de l'ascenseur : $V=1m/s$

➤ **Dalle de la locale machinerie :**

La dalle de la locale machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, ...etc.).



Figure(II.13) Cage d'ascenseur

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES



III.1.Calcul de l'escalier :**1. Définition :**

On présente un exemple d'un escalier traditionnel en béton armé, coulés sur place. La longueur de la volée est de 2,83m et avec un palier ayant une largeur 1,35m. Les paliers sont encastrés dans les refends.

2. Evaluation des charges :

Volée	$G = 9\text{KN/m}^2$	$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
Palier	$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

- Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur.

Combinaison d'actions :**ELU :**

Volée : $q_{u1} = (1,35 G_1 + 1,5 Q_1) \cdot 1 = 15,9 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 = 11,31 \text{ KN /ml}$

ELS :

Volée : $q_{ser1} = G + Q = 11,5 \text{ KN /ml}$

Palier : $q_{ser2} = G + Q = 8,1 \text{ KN /ml}$

3. Etude de la volée :

La volée d'escalier est assimilée à une poutre isostatique simplement appuyée. La fissuration est peu nuisible. Le calcul Se fera à l'ELU et vérification des contraintes à l'E.L.S.

- **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15,9 \times (2,83)^2}{8} = 15,9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15,9 \times 2,83}{2} = 22,5 \text{ KN}$$

- ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11,5 \times (2,83)^2}{8} = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{11,5 \times 2,83}{2} = 16,3 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

Tableau (III.1) : les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	ELU	ELS
$M_{\max}(\text{KN.m})$	15,9	11,5
$V_{\max}(\text{KN})$	22,5	16,3

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml. La fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

$$M_{\max} = 15,9 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 22,5 \text{ KN}$$

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

Acier Type 1 FeF40

Fissurations peu nuisibles

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,019$$

$$\mu_c = 0,29$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

$$\alpha = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,024$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,14 \text{ m}$$

$$\mu \leq 0,186$$

\Rightarrow Domaine 1, $\varepsilon_s = 10 \%$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$



$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 3,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b_o d f_{t28}}{f_e} = 4,92 \text{ cm}^2 \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_s = \text{Max} (A_s, A_{\min}) = 4,92 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5HA 12 = 5,65 cm²/ml pour 2,8m on 11HA12 = 12,43cm²

A_s = 11HA 12

St ≤ Min (3h; 33cm); soit St=25cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3,01 \text{ cm}^2$$

11HA 8 = 4,02cm²

A_r = 11HA8

St ≤ Min (3h; 33cm); soit St=25cm

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu_{\max} = 2,25 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,03779 / (0,117 \times 1,3) = 0,055 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

➤ **Vérification des contraintes:**

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b x^2 + \eta A_s (x-c) - \eta A_s (d-x) = 0$$

$$A_s = 0, \quad A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$1/2 b x^2 - \eta A_s (d-x) = 0$$

$$141,5 x^2 + 84,75x - 1220,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 835,42$$

$$x = 2,65 \text{ cm}$$

$$I = 1/3 b x^3 + 15 A_s (d-x)^2$$

$$I = 13456,305 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 11,5 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} x / I = 2,26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} : \text{condition vérifiée}$$

4. Etude du palier :

Le calcul se fera en assimilant le palier à une poutre simplement appuyée, puis en tiendra compte de l'encastrement

Le ferrailage se fera par une bande de un mètre et en fissuration peut nuisible.

Les sollicitations :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,131 \times (1)^2}{8} = 1,4 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{1,131 \times (1)}{2} = 5,6 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel

$$M_{ut} = 0,85 ; M_u = 1,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,5 ; M_u = 0,7 \text{ KN.m}$$

• **Vérification :**

$$M_{ut} + \frac{M_{ua}^g + M_{ua}^d}{2} \geq 1,25 M_u$$

M_{ua}^g, M_{ua}^d : Moments respectivement à droite et à gauche sur appui.

M_{ut} : moment en travée.

$$0,12 + \frac{2 \times 0,07}{2} = 0,19 \geq 0,17 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Ferrailage :

a. Sur appuis :

$$M_{ua} = 1,2 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = 0,42 \cdot 10^{-2}$$

$$\mu_{bu} = 0,0042 \leq 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha = 0,005$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,11$$

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

$$A_s = \frac{M_{ua}}{z \cdot \sigma_s} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,73\text{cm}^2 \quad ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_s = \text{Max} (A_s ; A_{\min}) = 1,73\text{cm}^2$$

Choix des barres : 4HA 12=4,52 cm²
On prend St=25cm

A_s= 4HA 12

- **Armature de repartition:**

$$A_t = A_s / 4 = 0,502\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } \mathbf{4HA\ 8} = 2,01\text{cm}^2$$

On prend St=25cm

b. En travée :

$$M_{ut} = 0,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{ut} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,0072$$

$$\mu_{bu} = 0,0072$$

$$\mu_{bu} = 0,0072 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \quad \rightarrow \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \quad \rightarrow \quad \text{pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha = 0,0091$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4\alpha) = 0,107$$

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

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_s} = 0,32\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,73\text{cm}^2 \quad ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_s = \text{Max} (A_s, A_{\min}) = 1,73\text{cm}^2$$

A_s= 4HA 12

Choix des barres : 4HA 12 =4,52 cm²

St ≤ Min (3h; 33cm) =30cm; soit: **St=25cm**

- **Armature de repartition:**

$$A_t = A_s / 4 = 0,502\text{cm}^2$$

Soit **4HA 8** (A_t=2,01cm²) soit: St=25cm

• **Ferraillage transversal:**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

$$\tau_u = 0,052 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} < \tau_u$ donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

5. Ferraillage de la poutre palière :

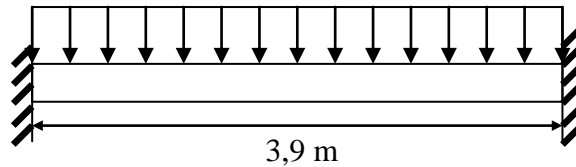


Figure (III.1): Schéma statique de la poutre palière

➤ **Selon le CBA 93 :**

La hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$26 \leq h \leq 39$ on prend $h = 35 \text{ cm}$

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

➤ **Selon le RPA99/version 2003 :**

$h = 35$ et $b = 25$ tel que :

$$h = 35 \geq 30$$

$$b = 25 \geq 20$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

a. Sollicitations :

Le poids propre de la poutre :

$$G = 1 \times 0,25 \times 0,35 \times 2,5 = 2,2 \text{ KN /ml}$$

La réaction du palier due a l'escalier :

$$R = 37,79 \text{ KN}$$

b. Combinaison des charges :

$$P = 1,35 (0,22) + 1.5 (3,779) = 596,6 \text{ KN.}$$

$$R1 = R2 = q l / 2 = (5,966 \times 3,9) / 2 = 116,3 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} (\text{en travée}) = \frac{Pl^2}{24} = 37,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{sur l'appui}) = \frac{Pl^2}{12} = 75,6 \text{ KN.m}$$

c. Ferrailage en travée :

- Les données :

$$M_{\max} (\text{en travée}) = 37,8 \text{ KN.m}$$

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

acier TYPE 1 FeF40

Fissurations **peu nuisible**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,315 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,108$$

$$\mu_c = 0,33$$

$$\mu \leq \mu_c$$

$$\alpha = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,143$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,297 \text{ m}$$

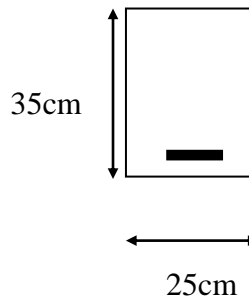
$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées
 \Rightarrow domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 3,66 \text{ cm}^2$$

d. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ condition vérifiée.



e. Choix des barres : 3HA 14 = 4,62 cm²

- Armature de répartition → $A_r = \frac{A_s}{4} = 1,155 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

f. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bod}$$

$$Vu = R_1 = 116,3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 11,63 / 0,25 \times 0,315 = 1,477 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

La condition est vérifiée.

g. Ferrailage sur appui :

$$M_{\max}(\text{sur l'appui}) = 75,6 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,315 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,215$$

$$\mu_c = 0,33$$

$$\mu \leq \mu_c$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,306$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,276 \text{ m}$$

$$\mu > 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 3,5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \Leftrightarrow \epsilon_s = 7,94 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s = 200000 \times 7,94 \times 10^{-3} = 1588 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 1,72 \text{ cm}^2$$

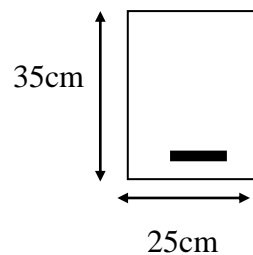
h. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Choix des barres : 3HA 10 = 2,36 cm²

- Armature de répartition → $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}6 = 0,85 \text{ cm}^2$



i. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier: $\tau_u < \overline{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_{Umax}}{b_0 \times d}$$

$V_u = R_b = 116,3 \text{ KN}$

$\tau_u = 116,3 / 0,25 \times 0,315 = 1,477 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau}$

La condition est vérifiée.

j. Condition de la flèche :

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par :

$$f = \frac{Pl^4}{384EI} \quad I: \text{l'inertie de la poutre}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,25 \times 0,35^3 / 12 = 8,93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

E : module de Young $E = 3,2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

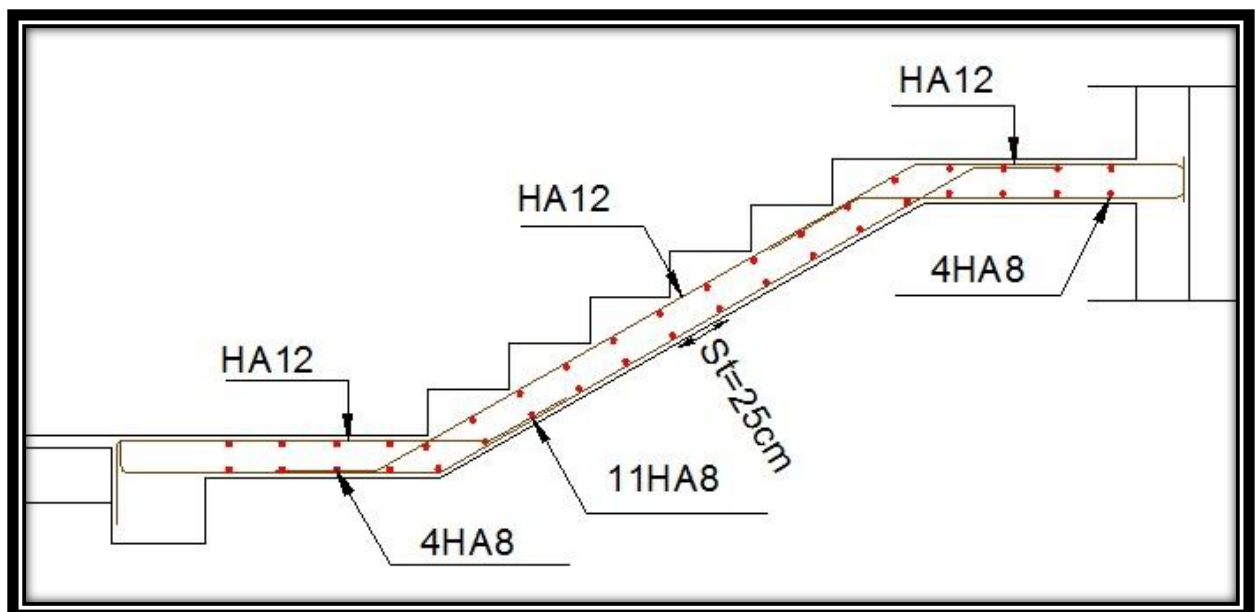
L : longueur de la poutre $L = 3,9 \text{ m}$

P = 5,966 t/m

On doit vérifier que : $f < \overline{f} = \frac{l}{500}$

$$f = 1,26 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,126 \text{ cm}$$

$f < \overline{f}$ Condition vérifiée



Figure(III.2) ferrailage de l'escalier de RDC

III.2.Calcul de balcon (loggia) :

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine)
Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

Balcon en dalle pleine :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.
Il est réalisé en dalle pleine.

Pré dimensionnement de la dalle pleine :

$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ on a: $L = 1,5m$

$10 \leq e \leq 14,5$

On prend : $e = 13 \text{ cm}$.

e doit être au moins égale à 12cm (**RPA99vesion 2003**)

Mais avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas pratique, donc nous avons opté pour une épaisseur $e = 16\text{cm}$.

Schéma statique de calcul :

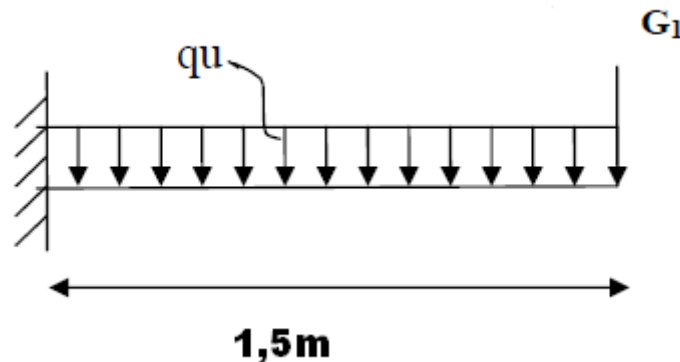


Figure (III.3) schéma statique du balcon

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle

G_1 : poids de la maçonnerie

Calcul d'effort :

$G = 6,23 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5,3 \text{ KN/m}^2$

$G_1 = 1,386 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons de charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

• **A L'ELU :**

La dalle → $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = 16,36 \text{ KN/m}$

La maçonnerie → $q_{u1} = 1,35G_1 \times 1m = 1,871 \text{ KN/m}$

• **A L'ELS :**

La dalle → $q_s = (G + Q) \times 1m = 11,53 \text{ KN/m}$

La maçonnerie → $q_{s1} = G_1 \times 1m = 1,386 \text{ KN/m}$

Ferraillage :

Calcul des moments d'encastements :

• **A L'ELU :**

Le moment dû à la charge q_u de la dalle pleine :

$$\Rightarrow M_{q_u} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{16,36 \times 1,5^2}{2} = 18,405 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge q_{u1} de la maçonnerie:

$$\Rightarrow M_{u1} = q_{u1} \times L = 1,871 \times 1,5 = 2,806 \text{ KN.m}$$

❖ **Le moment total est :**

$$M_{u_{tot}} = M_{q_u} + M_{u1} = 18,405 + 2,806 = 21,21 \text{ KN.m}$$

• **A L'ELS :**

Le moment dû à la charge q_s de la dalle pleine :

$$M_{q_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{11,53 \times 1,5^2}{2} = 12,97 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge q_{s1} de la maçonnerie:

$$M_{s1} = q_{s1} \times L = 1,386 \times 1,5 = 2,079 \text{ KN.m}$$

❖ **Le moment total est :**

$$M_{s_{tot}} = M_{q_s} + M_{s1} = 12,97 + 2,079 = 15,049 \text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures à L'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastement :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = h \times 0,9 = 0,16 \times 0,9 = 0,144$$

$$\mu = \frac{Mu}{(bd^2 \times f_{bu})} = \frac{21,21 \times 10^3}{1 \times (0,144^2) \times 14,2 \times 10^6} = 0,072$$

$$\mu_c = 0,3$$

Donc $\mu < \mu_c$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = 0,093$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,139$$

$$\mu < 0,186$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \sigma_s} = 4,38 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5,65 cm²**

Armatures de répartition:

$$A_t = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2,51 cm²**

b. Calcul des armatures à L'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,144 = 0,076 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,144 - \frac{0,076}{3} = 0,1187 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0,089 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15,049 \times 10}{0,118 \times 201,63} = 6,288 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA14 (As = 7,70 cm²)**

Armatures de répartition:

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA8 (At = 2,51 cm²)**

c. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

1). $\sigma_{bc} < 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$

2). $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Selon le BAEL91 : 1). $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I_1}$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0,0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} by^2 - 15A_s (d-y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 4,52 (14,4 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 447,05$$

$$y = (-67,8 + 447,05)/100 \Rightarrow y = 3,8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15A_s (d-y)^2 = 0 \Rightarrow I = \frac{100 \times (3,8)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (14,4 - 3,8)^2$$

$$\Rightarrow I = 0,9447 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0,78 \times 3,8 \times 10^{-4}) / (0,9447 \times 10^{-4}) = 3,13 < 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifier})$$

$$2). \sigma_{st} = \frac{nM_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 0,82 \times 10^{-2} (0,144 - 3,8 \times 10^{-2})}{0,9447 \times 10^{-4}} = 138,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{vérifier})$$

d. Condition de non fragilité :

$$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2 ; y = 3,80 \text{ cm}$$

$$A > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times (0,9 \times 0,16) \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1,74 \text{ cm}^2 < A_s$$

e. Vérification de l'effort tranchant :

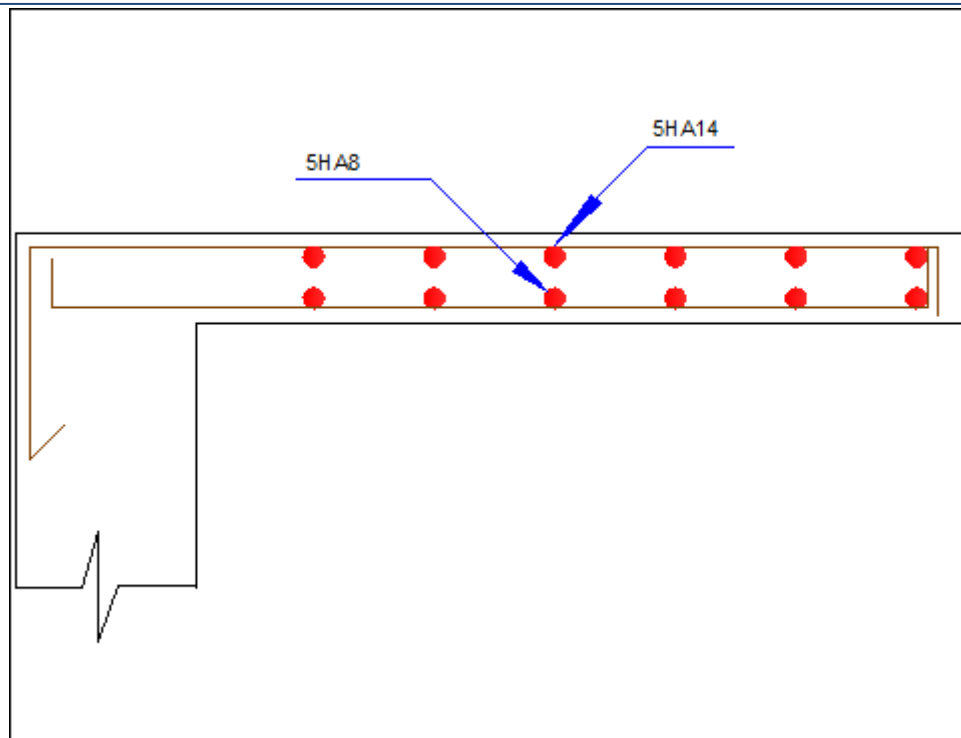
$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \text{tel que } V_u = 26,4 \text{ KN/ml}$$

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

V_u : valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$\tau_u = \frac{26,4}{1 \times 0,144} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Figure(III.4) ferrailage du balcon

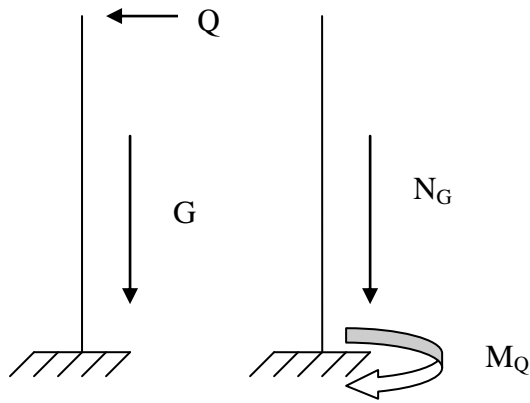
III.3. Etude de l'acrotère :

3.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries (variation de température, pluie, neige, etc....) donc la fissuration est jugée préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.



Figure(III.5) schéma statique de l'acrotère

3.2. Charges :

- poids propre de l'acrotère ; $G= 1,72 \text{ KN /ml}$
- surcharge (main courante) ; $Q= 1,00 \text{ KN /ml}$

Avant d'aller plus loin dans les calculs de ferrailage nous devons tout d'abord faire la vérification au séisme.

3.3. Vérification au séisme :

D'après le RPA 99/version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

$$W_P = 0,172\text{t/ml}$$

D'où ;

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,172 = 1,376 \text{ KN /ml} > Q = 1 \text{ KN /ml}$$

Donc par la suite on prend la valeur de F_P dans notre calcul

3.4. Sollicitations :

G ; crée un effort normal $N_G = 1,72\text{t/ml}$, et un moment $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Q ; crée un effort normal $N_Q = 0$ et un moment maximum $M_Q = 0,1376 \times 0,6 = 0,82 \text{ KN.m/ml}$

a. Etat limite ultime :

$$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 0,172 = 0,232\text{t/ml}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,082 = 0,123 \text{ t.m/ml}$$

b. Etat limite service :

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ KN /ml}$$

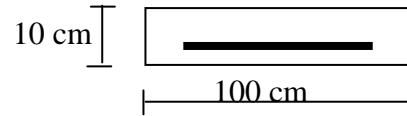
$$M_{ser} = M_Q = 0,82t \text{ KN.m/ml}$$

Le calcul se fait pour une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

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

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



III.3.5.Le ferrailage vertical :

III.3.5.1.Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{tel que} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre. liée a la déformation du second ordre

e_a : Excentricité additionnelle. traduisant les imperfections géométriques initiales.

l_f : longueur de flambement

h : hauteur total de la section dans la direction de flambement

α : moment du premier ordre

$\phi \approx 2$: rapport de la déformation finale due aux fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,123}{0,232} = 0,53 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha\phi)$$

► **Calcul de l'élancement :**

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$I = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec:} \quad I = \frac{b.h^3}{12} \quad ; \quad B = b \times h; \quad I = 0,029\text{m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h ; 100])$$

$$\lambda_{max} \leq 100$$

$$\lambda = 41,38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \text{Max} (2\text{cm} ; 1/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 60/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,53 + 0,02 = 0,55\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,55 + 0,0086 = 0,559 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right) = 110 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

► **La sollicitation corrigée :**

$$N'_u = 2,32\text{KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,232 \times 0,559 = 1,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0,13 + 0,232 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0,139 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

1^{ère} étape : étape fictive

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,139}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,012 \Rightarrow \mu = 0,012 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0,0151$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,139}{0,089 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,45\text{cm}^2$$

2^{ème} étape : Retour à la section réelle

La section des armatures tendues dont la section réelles est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,45 \times 10^{-4} - \frac{0,232 \times 10^{-2}}{348} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.5.2. Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0,82 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 1,72 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,082}{0,172} = 0,476 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 47,6 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,082 + 0,172 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,89 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,089 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,089 \times 10^{-2}}{0,074 \times 201,63} = 0,596 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,596 \times 10^{-4} - \frac{0,172 \times 10^{-2}}{201,63}$$

$$A_{ser} = 0,51 \text{ cm}^2$$

3.6. Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max (A_s; A_{ser}; A_{min})$

$A_s > \max (0,45; 0,51; 1,09)$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm

3.6.1. L'armature de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA6** avec un espacement de 15 cm

3.6.2.Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times F_p = 2,06 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,206}{1 \times 0,09} \cdot 10^{-2} = 0,023\text{MPa}$$

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

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

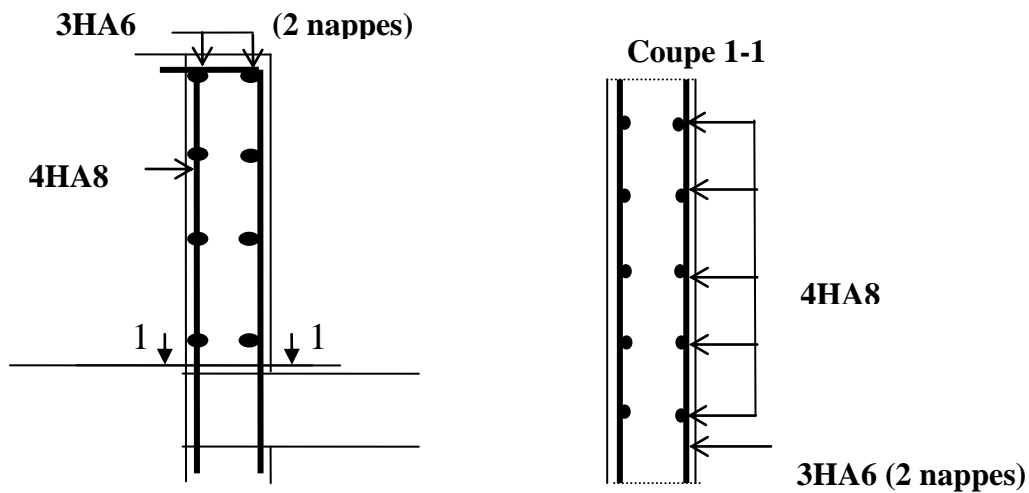


Figure (III.6) disposition des armatures dans l'acrotère

III.4.Calcul des planchers :

4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux.

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (16x20x60) cm³, avec une table de compression de 4cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle
- La table de compression.

4.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{max} = 4m$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux phases :

- Avant le coulage de la table de compression;
- Après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étape :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnels sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant isostatiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,618 \text{ KN/ml}$.
- $G = 0,738 \text{ KN/ml}$.**
- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.
- $Q = 0,650 \text{ KN/ml}$.**

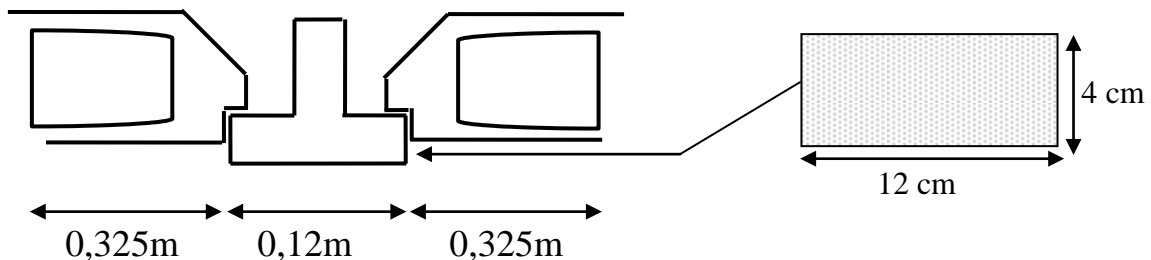


Figure (III.7) : Plancher en corps creux.

Combinaisons :

à l'E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65$
 $\Rightarrow P_u = 1,974 \text{ KN/ml}$.

à l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q = 0,74 + 0,65$
 $\Rightarrow P_{ser} = 1,39 \text{ KN/ml}$.

Le moment est calculé comme une poutre isostatique :

$M_{max} = PL^2/8$ (dans notre cas $L_{max} = 3.7m$)

D'où: à l'E.L.U: $M_u = P_u L^2/8 \rightarrow M_u = 3,378 \text{ KN/ml}$.

à l'E.L.S : $M_{ser} = P_{ser} L^2/8 \rightarrow M_{ser} = 2,379 \text{ KN/ml}$.

L'effort tranchant maximum est donné par :

$T_{smax} = P_{ser} \cdot L/2 = 3,652 \text{ KN}$.

$T_{umax} = P_u \cdot L/2 = 2,572 \text{ KN}$.

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U puisque la fissuration est jugée peu nuisible.

Ferraillage :

Ces éléments de construction travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul :

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = (3,378 \times 10^{-3}) / [0,12 \times (0,9 \times 0,04)^2 \times 14,17] = 1,53$$

$\mu > \mu_c = 0,303$, d'où les armatures comprimées sont nécessaire pour équilibrer le moment M, mais on est limitée par la section du béton (12×4 cm²). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

2^{eme} étape

Après le coulage de table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

Tableau (III.2) : Charges supportées par Les poutrelles.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu (KN/ml)	P _{ser} (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	4,257	0,65	6,722	4,907
Plancher étage courante et RDC	3,38	0,97	6,018	4,35

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

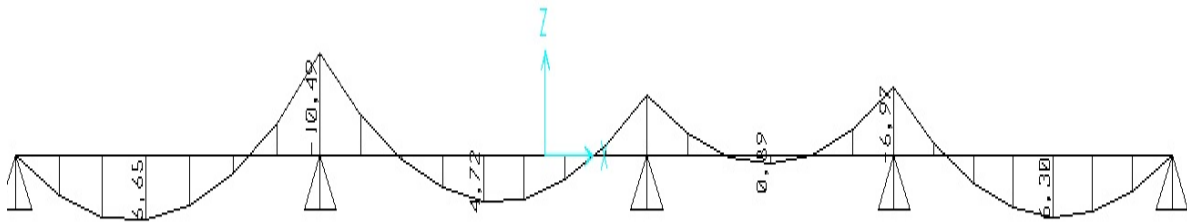
P_u = 9,19 KN/ml.

P_s = 6,45 KN/ml.

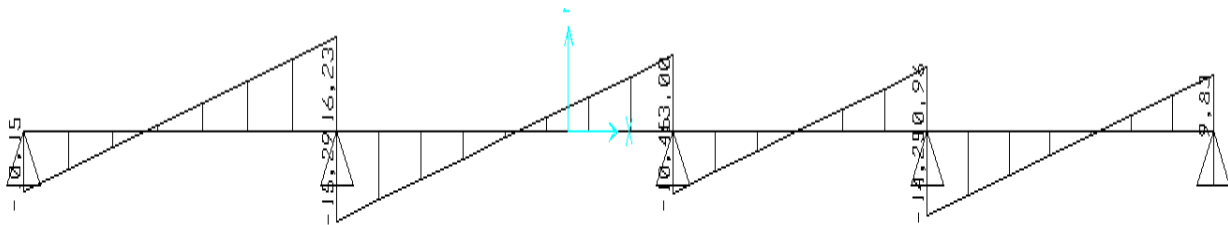
Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé le logiciel "Sap2000".

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

➤ **E.L.U :**

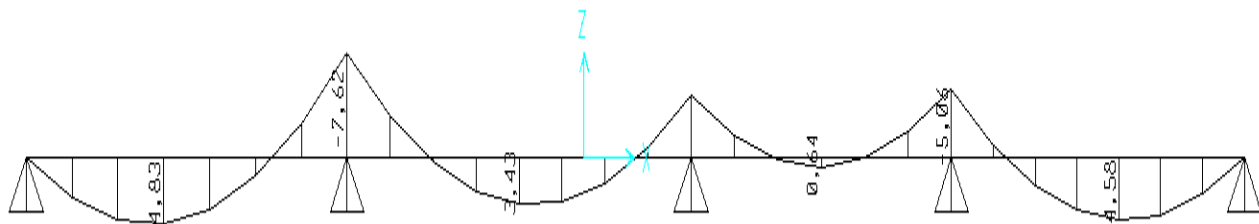


Figure(III.8) Moments fléchissant agissant sur la poutrelle

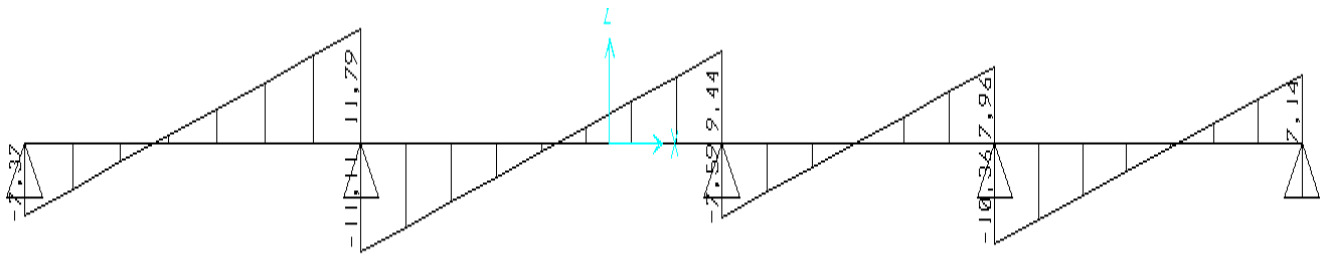


Figure(III.9) Efforts tranchants agissant sur la poutrelle

➤ **E.L.S :**



Figure(III.10) Moments fléchissant agissant sur la poutrelle



Figure(III.11) Efforts tranchants agissant sur la poutrelle

Tableau (III.3) : Les sollicitations (M, T)

		En Travée	Sur Appuis
ELU	M(KN.m)	6,65	10,49
	V(KN)Max	16,23	
ELS	M(KN.m)	4,83	7,62
	V(KN)Max	11,79	

1. Ferrailage des poutrelles :

- en travée :

$$M_{max} = 6,65 \cdot 10^{-3} \text{ (MN.m)}$$

$$M_t = b h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$b = 0,12\text{m}, h_0 = 0,04\text{m}, b_0 = 0,65\text{m}, h = 0,2\text{m}$$

$$d = 0,9 h = 0,18\text{m}$$

$$f_{bu} = 14,17\text{MPa}$$

$$M_t = 0,12 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18 - 0,02) = 11 \cdot 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

$M_{max} < M_t$ donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = (b \times h) = 12 \times 20 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_c = 0,29$$

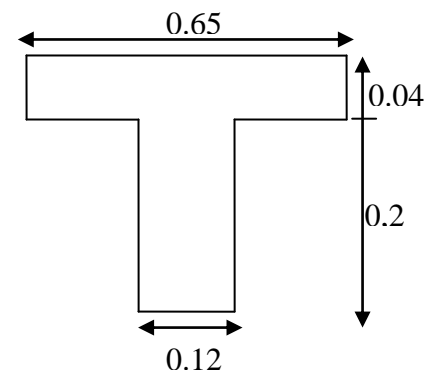


Tableau (III.4) : Ferrailage en travée.

	M_U (KN. m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{s.ADOPT}$ (cm ²)
Travée	6,65	0,12	0,16	0,168	348	1,14	1,41	3HA8	1,51

-Sur appuis :

$$M_{\max} = 10,49.10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,12.0,04.14,17(0,18-0,02) = 11.10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{\max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (12.20cm²).

$$A_{\min} > \frac{0,23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\mu_c = 0,29$$

Tableau (III.5) : Ferrailage sur appuis.

	M_U (KN. m)	μ	α	Z (cm)	σ_σ (MPa)	A_s (cm ²)	$A_{s\min}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{s.ADOPT}$ (cm ²)
Appui	10,49	0,19	0,266	0,161	348	1,87	1,41	3HA10	2,36

2. Armature transversale :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = V_u / b_o d \text{ avec } b_o = 65\text{cm}, d = 18 \text{ cm}, V_u = 16,23\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 16,23 / 65 \times 18 = 0,138\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c\ 28}; 4\text{MPa}) = \min(3,25; 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée).}$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

$$A_t / (b_o S_t) \geq (\tau_u - 0,3Kf_{ti}) / (0,8f_e (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

$$\text{Puisque on a des armatures droites } \Rightarrow \alpha = 90^0 \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$$

Avec reprise de bétonnage non munie d'indentations dans la surface de reprise $\Rightarrow K=0$

$$A_t / b_o S_t \geq \tau_u / 0.8f_e \text{ on choisit : } A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2 \text{ et on calcule } S_t.$$

$$F_{te40} = 348\text{Mba. } \tau_u = 0,138 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq 0,8 . A_t F_e / (\tau_u . b_o) = 0,8 \times 348 \times 0,57 \times 10^{-4} / 0,138 \times 0.65 = 0,177\text{m}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 17,7\text{cm}$$

$$\text{On a aussi, } S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 0,18\text{m soit } S_t = 17 \text{ cm}$$

3. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq (0,23 . b_o d . f_{t28}) / F_e$$

- **En travée :** $(0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1) / 400 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 1,51\text{cm}^2$ (Condition vérifiée).

- **Sur appui :** $A_s = 1,41 \text{ cm}^2 < 2,36 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1-appuis de rive : L'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \overline{V_u}$$

$$V_u = 16,23 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\overline{V_u} = 0,267 \times 0,9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0,267 \times 0,9 \times 0,2 \times 0,65 \times 25 = 0,781 \text{ MN}$$

$$V_u < \overline{V_u} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

5. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 4,35 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0)/1,8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 16,23 \times 10^{-3} \times (0,65 - 0,12) / 1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04$$

$$= 1,02 \text{ Mpa} < 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

6. Vérification de la flèche :

$$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9,6 \cdot E \cdot I$$

$$\text{Avec : } I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2 \quad (\text{Théorème de Huygenes}).$$

Calcul du moment d'inertie de la section totale :

$$I = (b h_0^3 / 12) + (b h_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (h b_0) \times (G_2 G)^2$$

$$I = (0,65 \times 0,04^3) / 12 + (0,65 \times 0,04 \times 0,039^2) + (0,12 \times 0,16^3 / 12) + (0,12 \times 0,16 \times 0,066^2)$$

$$I = 1,676 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11696,07 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (0,919 \times 3,7^2) / 8 = 15,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 15,7 \text{ KN.m} = 15,7 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul de la flèche :

$$f = 15,7 \times 10^{-3} \times 3,7^2 / 9,6 \times 11696,07 \times 1,676 \cdot 10^{-4} = 0,0114 \text{ m}$$

$$f^{\text{lim}} = L/500 = 3,7/500 = 7,4 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f = 3,02 \times 10^{-5} < f^{\text{lim}} = 0,0094 \text{ m.} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

7. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L \text{ en cm}).$$

Avec :

L1 : distance entre l'axe des poutrelles
(L1=65 cm).

A1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

Fe=520 MPa quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

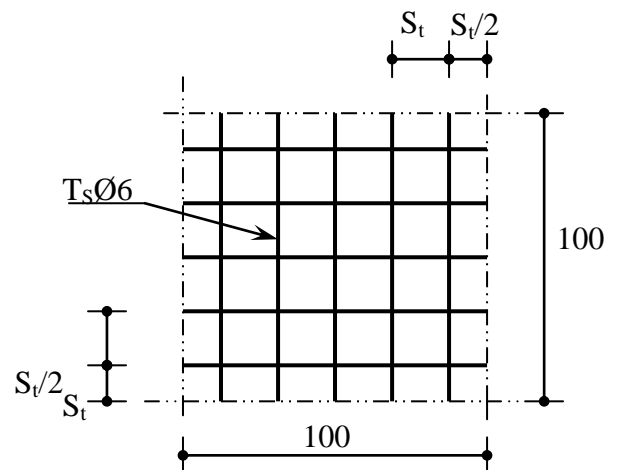
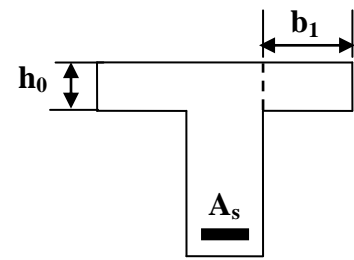
✓ Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

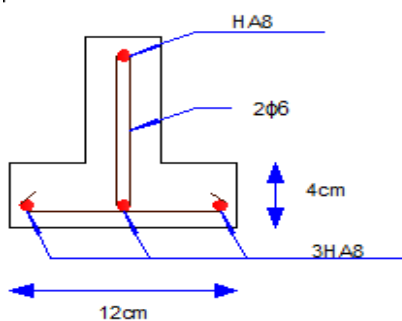
$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

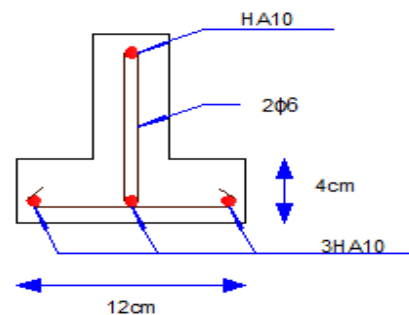
Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens



Figure(III.12) Disposition constructive des armatures de la dalle de compression



Figure(III.13) Ferrailage des poutrelles en travée



Figure(III.14) Ferrailage des poutrelles sur appuis

CHAPITRE IV : ETUDE AU VENT



IV.1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression, dans le domaine du génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité des ouvrages, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois de la structure, Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région,
- le site,
- l'altitude,
- les dimensions de l'ouvrage,

IV.2. Application des R.N.V99 :

➤ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 imposent un calcul indépendant pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction
Cette dernière appartient à la **catégorie I** (art 1, 1,3 RNV99)

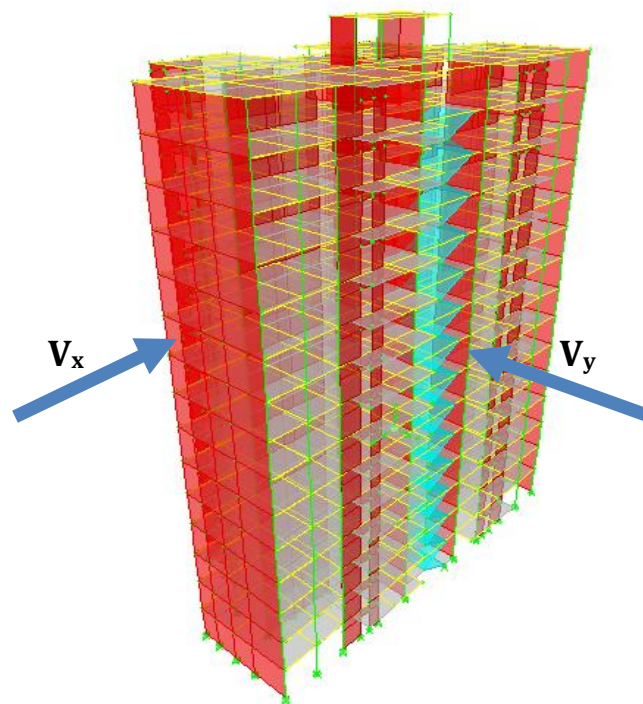


Figure (IV. 1) Action de vent

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

IV.2.1 Détermination de coefficient dynamique C_d :

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure,

Valeur de C_d :

Notre tour est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3,1) ; P51):

Sens x:

$h = 45 \text{ m}; b = 16,45 \text{ m},$

Après l'interpolation : $C_d = 0,981$

Sens y:

$h = 45 \text{ m}; b = 33,3 \text{ m},$

Après l'interpolation : $C_d = 0,932$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques,

IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3, 1,1 des RNV99,

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction,

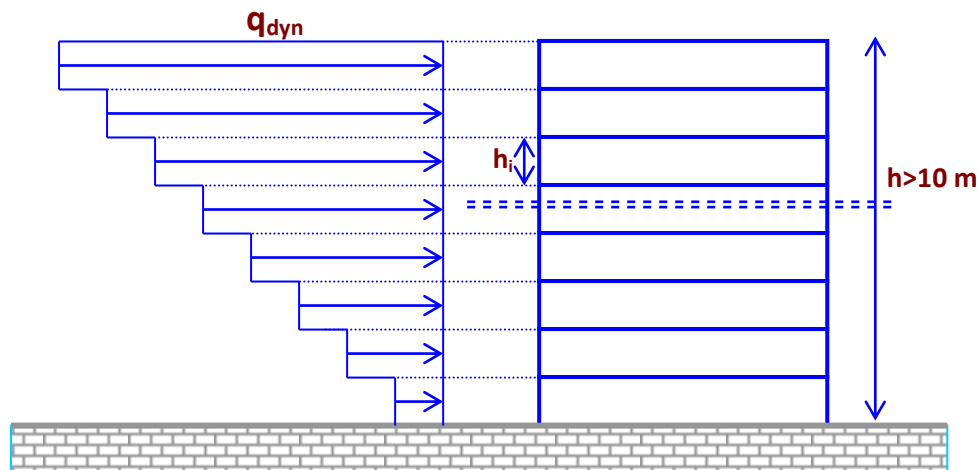


Figure (IV.2) Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2,12 des RNV99),

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) ,$

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j ,

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes,

q_{ref} : donnée par le tableau 2,3 en fonction de la zone du vent,

$$\text{Zone I (DRARIA wilaya d'Alger)} \rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2,$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent,

($C_d \leq 1,2$) donc la structure est peu sensible aux excitations dynamique alors calcule C_e ce fait par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right],$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent, Sa valeur est donnée par le tableau (2,5 des RNV99),

$$\text{Site plat} \rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1,$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est définit par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} Z < Z_{min} & \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \\ Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} & \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \end{cases}$$

K_T : Facteur de terrain,

Z_0 : Paramètre de rugosité,

Z_{min} : Hauteur minimale,

Z : Hauteur considérée,

Notre tour est située dans une zone urbaine et d'après le tableau (2,4 des RNV99) on a :

$$\begin{cases} K_T = 0,24, \\ Z_0 = 1 \\ Z_{min} = 16 \text{ m}, \end{cases}$$

Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

Tableau (IV, 1) Pression dynamique du vent q_{dyn}

Z(m)	K_T	Z_0 (m)	Z_{MIN} (m)	C_r	C_t	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
1,5	0,24	1	16	0,665	1	1,559	584,784
4,5	0,24	1	16	0,665	1	1,559	584,784
7,5	0,24	1	16	0,665	1	1,559	584,784
10,5	0,24	1	16	0,665	1	1,559	584,784
13,5	0,24	1	16	0,665	1	1,559	584,784
16,5	0,24	1	16	0,673	1	1,584	593,838
19,5	0,24	1	16	0,713	1	1,706	639,828
22,5	0,24	1	16	0,747	1	1,813	679,863
25,5	0,24	1	16	0,777	1	1,909	715,908
28,5	0,24	1	16	0,704	1	1,678	629,376
31,5	0,24	1	16	0,823	1	2,060	772,488
34,5	0,24	1	16	0,850	1	2,151	806,438
37,5	0,24	1	16	0,870	1	2,219	831,938
40,5	0,24	1	16	0,888	1	2,280	855,144
43,5	0,24	1	16	0,905	1	2,339	877,284
45	0,24	1	16	0,914	1	2,371	889,125

IV.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée,

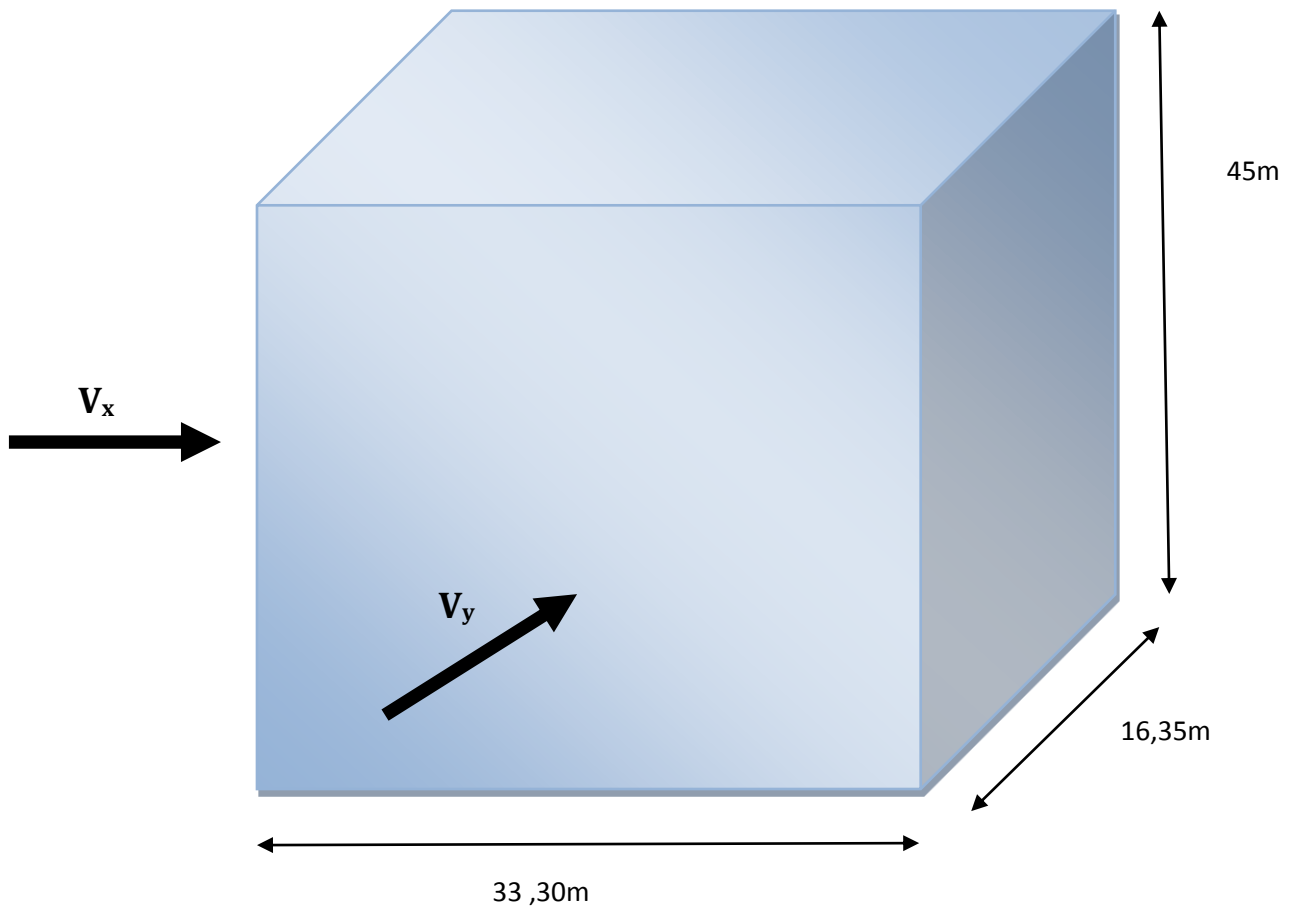
C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée,

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

On suppose que notre tour est à base rectangulaire :



Figure(IV.3) Dimension de notre tour

a- Parois verticales :

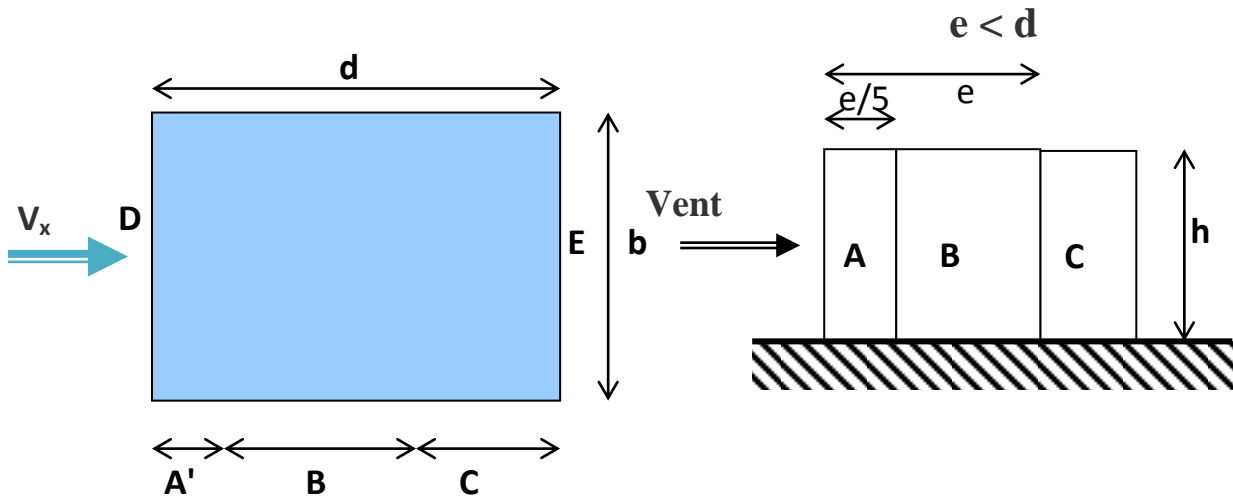
Sens x : $h = 45 \text{ m}$; $b = 16,35 \text{ m}$,

b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction

h : hauteur total de la construction,

$$e = \text{Min} (16,35 ; 2 \times 45),$$

$$e = 16,35 \text{ m},$$



Figure(IV.4) légende pour les parois verticales Vx

D'après le tableau 5,1 (RNV99, P,65) on a :

Tableau (IV.2) les coefficients de pression extérieure pour les parois vertical

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

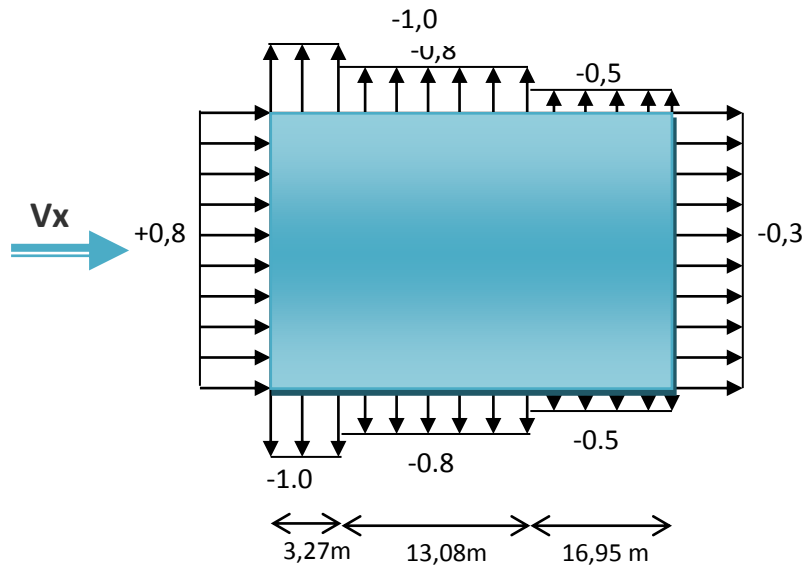


Figure (IV.5) les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour V_x

Sens y : $h = 45 \text{ m}$; $b = 33,30 \text{ m}$,

$e = \text{Min}(b, 2h)$,
 $\Rightarrow e = \text{Min}(33,3 ; 2 \times 45)$,
 $e = 33,30 \text{ m}$,
 on $e = 33,30 > 16,35 = d$

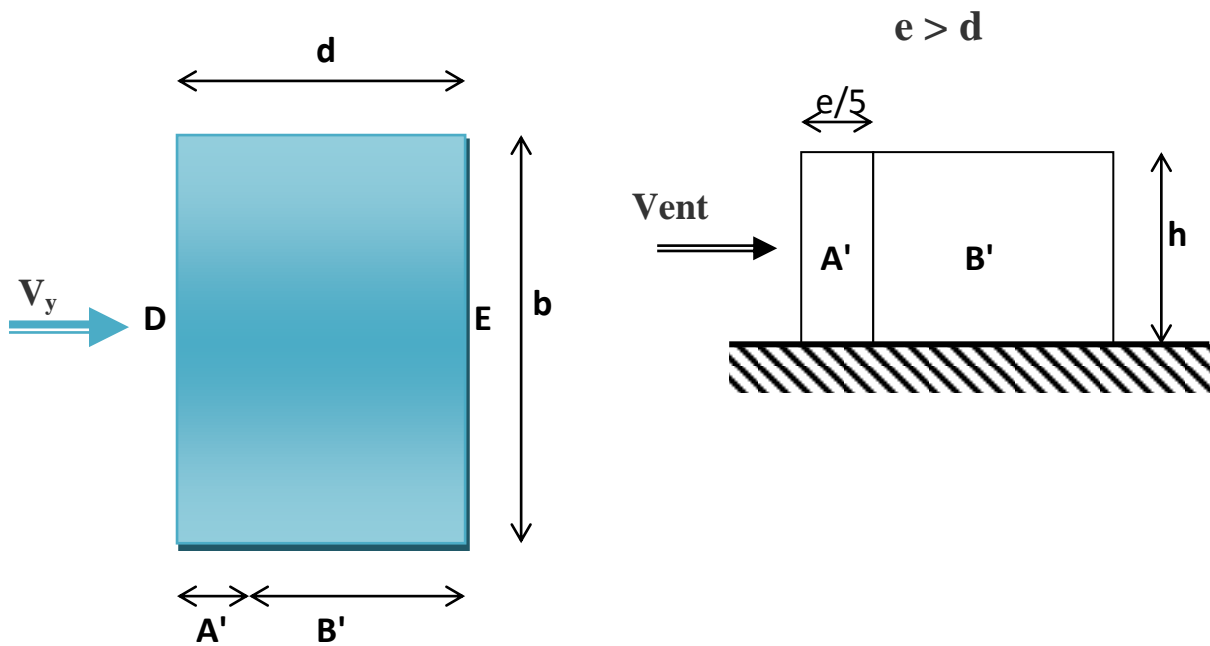


Figure (IV.6) légende pour les parois verticales Vy

D'après le tableau 5,1 (RNV99, P,65) on a :

Tableau (IV.3) les coefficients de pression extérieure pour les parois vertical

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

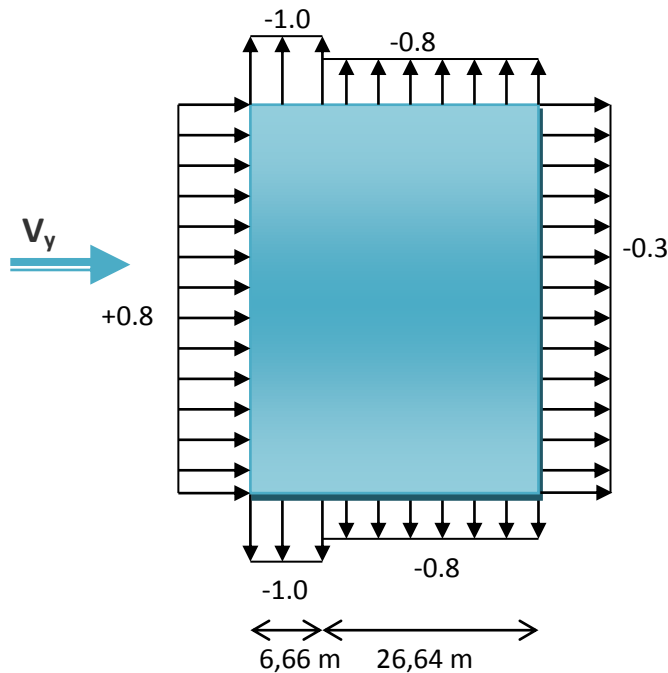


Figure (IV.7) les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour Vy

b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°, Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après, Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5,2 (RNV99 P,66).

Sens x

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

$e = (16,35 ; 2 \times 45) , e = 16,35\text{m}$

b: dimension du côté perpendiculaire au vent

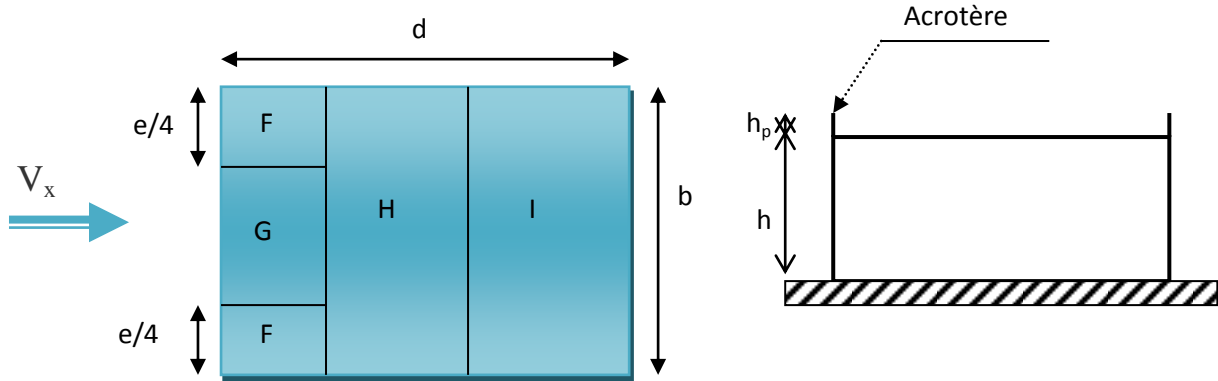


Figure (IV.8) Légende pour la toiture

Tableau(IV.4) les coefficients de pression extérieure pour la toiture

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/45 = 0,0133$ donc on prend :

Tableau(IV.5) les coefficients de pression extérieure pour la toiture de notre cas

ZONE			
F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

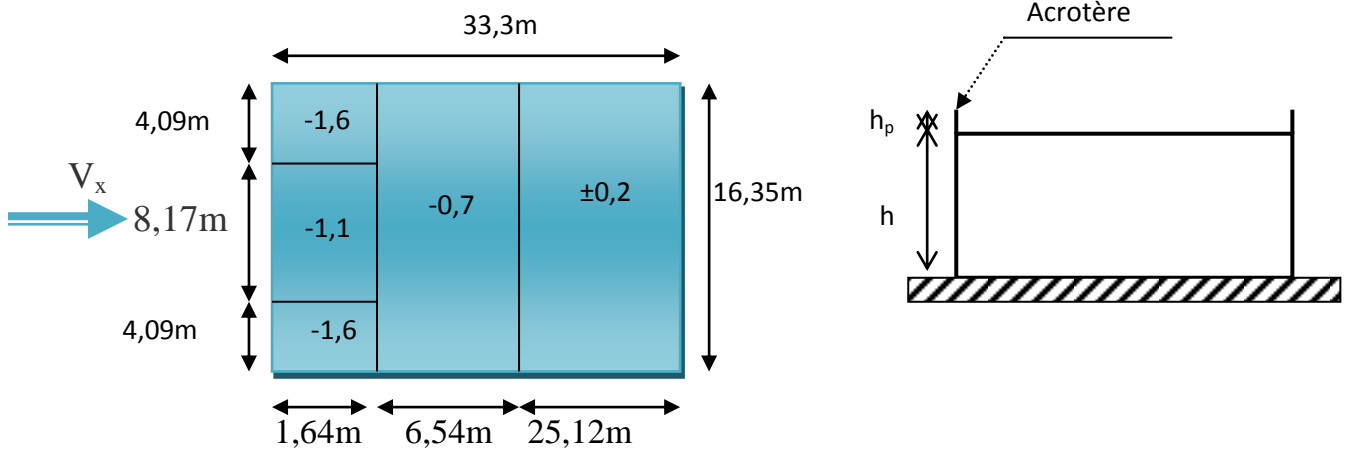


Figure (IV.9) les coefficients de pression extérieure pour la toiture (sens X)

Sens y

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent, $b = 33,3\text{m}$

$e = (33,3 ; 2 \times 45), e = 33,3\text{m}$

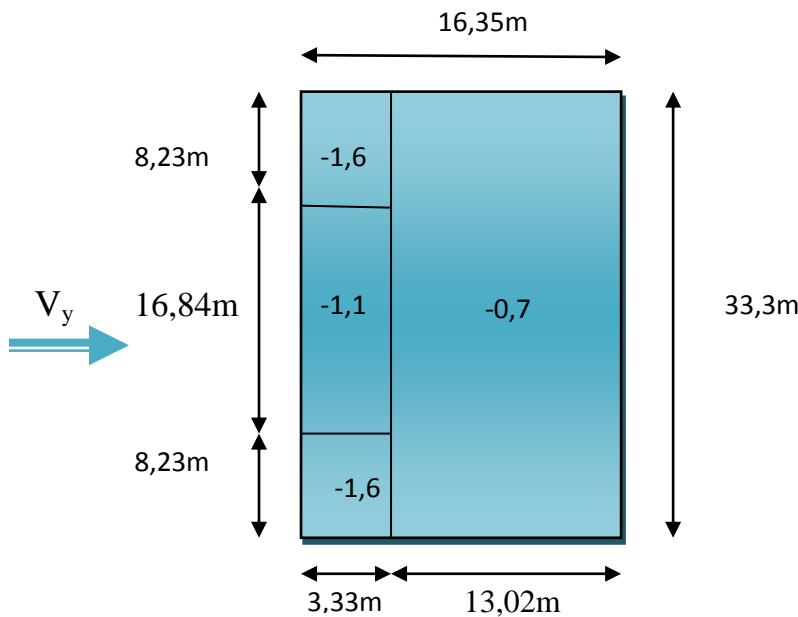


Figure (IV.10) les coefficients de pression extérieure pour la toiture(sens X)

IV.2.4.Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Pour le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (art 2,2 des RNV99, P78),

IV.2.5.Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultants sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau(IV.6) les coefficients C_p pour ($C_{pi} = 0.8$)

ZONE	C_{PI}	$C_{PE} = C_{P10}$	C_P
A A'	0,8	-1	-1.8
B B'	0,8	-0,8	-1.6
C	0,8	-0,5	-1.3
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1.1
F	0,8	-1,6	-2.4
G	0,8	-1,1	-1.9
H	0,8	-0,7	-1.5
I	0,8	$\pm 0,2$	-0,6

Tableau(IV.7) les coefficients C_p pour ($C_{pi} = -0.5$)

ZONE	C_{PI}	$C_{PE} = C_{P10}$	C_P
A A'	-0,5	-1	-0,5
B B'	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	+0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	$\pm 0,2$	0,7

IV.2.6. Calcul de la pression due au vent :

Comme notre tour est considéré de catégorie I suivant le règlement RNV99, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides,

Pour déterminer la valeur de la coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2,1 (RNV,99, P,40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (2.1)$$

C_d : Coefficient dynamique,

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j ,
 W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (2.2)$$

On prend par exemple $Z_j = 43,5 m$
 $q_{dyn} = 877,284 N/m^2$

a- Sens x :

➤ Pour $C_{pi} = 0,8$:

Tableau(IV.8) Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ sens x

Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn}	W	C_d	q_j
A	-1	0,8	877,284	-1579,1	0,981	-1549,11
B	-0,8	0,8	877,284	-1403,7	0,981	-1376,98
C	-0,5	0,8	877,284	-1140,5	0,981	-1118,80
D	0,8	0,8	877,284	0	0,981	0
E	-0,3	0,8	877,284	-965,01	0,981	-946,68

➤ Pour $C_{pi} = - 0,5$:

Tableau(IV.9) Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ sens x

Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn}	W	C_d	q_j
A	-1	-0,5	877,284	-438,64	0,981	-430,31
B	-0,8	-0,5	877,284	-263,19	0,981	-258,18
C	-0,5	-0,5	877,284	0	0,981	0
D	0,8	-0,5	877,284	1140,5	0,981	1118,80
E	-0,3	-0,5	877,284	175,46	0,981	172,12

b –Sens y

➤ Pour $C_{pi} = 0,8$:

Tableau(IV.10) Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ sens y

Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn}	W	C_d	q_j
A'	-1	0,8	877,284	-1579,11	0,932	-1471,73
B'	-0,8	0,8	877,284	-1403,65	0,932	-1308,21
D	0,8	0,8	877,284	0	0,932	0
E	-0,3	0,8	877,284	-965,012	0,932	-899,39

➤ Pour $C_{pi} = -0,5$:

Tableau(IV.11) Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0.5$ sens y

Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn}	W	C_d	q_j
A'	-1	-0,5	877,284	-438,642	0,932	-408,81
B'	-0,8	-0,5	877,284	-263,185	0,932	-245,29
D	0,8	-0,5	877,284	1140,469	0,932	1062,92
E	-0,3	-0,5	877,284	175,4568	0,932	163,53

IV.2.7.Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de la catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent,

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2,8)$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$:coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2,1 RNV99).les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles

pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié ; ou b la dimension de la

construction perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x: b = 16,35 m; d = 33,3 m; h = 45 m,

$$\frac{d}{b} = \frac{33,3}{16,35} = 2,04 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{33,3}{45} = 0,74 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens y: b = 33,3m; d = 16,35 m; h = 45 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{16,35}{33,3} = 0,49 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{16,35}{45} = 0,36 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Donc pas de force de frottement

IV.2.8.Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

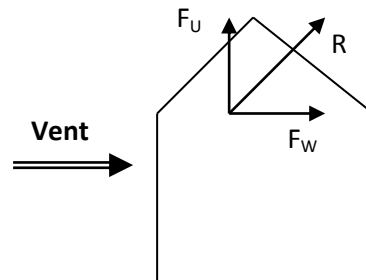


Figure (IV.11) force résultante R

F_W : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj} \quad (2.9)$$

\sum : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Détermination de la force résultante

A – pour $C_{pi} = +0.8$

Tableau(IV.12) Le calcul des forces de résultantes pour $C_{pi} = 0.8$

Z	zone	C_p	q_{dyn}	$s(x) m^2$	$s(y) m^2$	C_{dx}	C_{dy}	w_j	$q_j(x)$	$q_j(y)$	R(x) (N)	R(y) (N)
1,5	E	-1,1	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	-643,2624	-631,0404	-599,5206	-464288	-59892,1
4,5	E	-1,1	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	-643,2624	-631,0404	-599,5206	-464288	-59892,1
7,5	E	-1,1	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	-643,2624	-631,0404	-599,5206	-464288	-59892,1
10,5	E	-1,1	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	-643,2624	-631,0404	-599,5206	-464288	-59892,1
13,5	E	-1,1	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	-643,2624	-631,0404	-599,5206	-464288	-59892,1
16,5	E	-1,1	593,838	49,05	99,9	0,981	0,932	-653,2218	-640,8106	-608,8027	-471476,4	-60819,39
19,5	E	-1,1	639,828	49,05	99,9	0,981	0,932	-703,8108	-690,4384	-655,9517	-507990	-65529,57
22,5	E	-1,1	679,863	49,05	99,9	0,981	0,932	-747,8493	-733,6402	-696,9955	-539775,8	-69629,86
25,5	E	-1,1	715,908	49,05	99,9	0,981	0,932	-787,4988	-772,5363	-733,9489	-568393,6	-73321,49
28,5	E	-1,1	629,376	49,05	99,9	0,981	0,932	-692,3136	-679,1596	-645,2363	-499691,7	-64459,1
31,5	E	-1,1	772,488	49,05	99,9	0,981	0,932	-849,7368	-833,5918	-791,9547	-613315,2	-79116,27
34,5	E	-1,1	806,438	49,05	99,9	0,981	0,932	-887,0818	-870,2272	-826,7602	-640269,7	-82593,35
37,5	E	-1,1	831,938	49,05	99,9	0,981	0,932	-915,1318	-897,7443	-852,9028	-660515,4	-85204,99
40,5	E	-1,1	855,144	49,05	99,9	0,981	0,932	-940,6584	-922,7859	-876,6936	-678939,7	-87581,69
43,5	E	-1,1	877,284	49,05	99,9	0,981	0,932	-965,0124	-946,6772	-899,3916	-696517,7	-89849,22
45	F	-2,4	889,125	13,42	54,81	0,981	0,932	-2133,9	-2093,356	-1988,795	-28092,84	-109005,8
45	G	-1,9	889,125	13,4	56,07	0,981	0,932	-1689,338	-1657,24	-1574,463	-22207,02	-88280,12
45	H	-1,5	889,125	106,93	433,57	0,981	0,932	-1333,688	-1308,347	-1242,997	-139901,6	-538926,1
45	I	-0,6	889,125	410,71	0	0,981	0,932	-533,475	-523,339	-497,1987	-214940,6	0

Donc $R_{xx} = \sum R_{xi} = -951697N = -951,697 KN$
 $R_{yy} = \sum R_{yi} = -1793778N = -1793,778 KN$

B - pour $C_{pi} = - 0.5$

Tableau(IV.13) Le calcul des forces de résultantes pour $C_{pi} = - 0.5$

Z	zone	C_p	q_{dyn}	$s(x) m^2$	$s(y) m^2$	C_{dx}	C_{dy}	w_j	$q_j(x)$	$q_j(y)$	R(x) (N)	R(y) (N)
1,5	E+D	1,5	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	116,957	114,735	109,004	42207,999	81671,05
4,5	E+D	1,5	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	116,957	114,735	109,004	42207,999	81671,05
7,5	E+D	1,5	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	116,957	114,735	109,004	42207,999	81671,05
10,5	E+D	1,5	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	116,957	114,735	109,004	42207,999	81671,05
13,5	E+D	1,5	584,784	49,05	99,9	0,981	0,932	116,957	114,735	109,004	42207,999	81671,05
16,5	E+D	1,5	593,838	49,05	99,9	0,981	0,932	118,768	116,511	110,691	42861,49	82935,534
19,5	E+D	1,5	639,828	49,05	99,9	0,981	0,932	127,966	125,534	119,264	46180,914	89358,506
22,5	E+D	1,5	679,863	49,05	99,9	0,981	0,932	135,973	133,389	126,726	49070,523	94949,803
25,5	E+D	1,5	715,908	49,05	99,9	0,981	0,932	143,182	140,461	133,445	51672,145	99983,854
28,5	E+D	1,5	629,376	49,05	99,9	0,981	0,932	125,875	123,484	117,316	45426,519	87898,778
31,5	E+D	1,5	772,488	49,05	99,9	0,981	0,932	154,498	151,562	143,992	55755,924	107885,83
34,5	E+D	1,5	806,438	49,05	99,9	0,981	0,932	161,288	158,223	150,320	58206,336	112627,29
37,5	E+D	1,5	831,938	49,05	99,9	0,981	0,932	166,388	163,226	155,073	60046,851	116188,63
40,5	E+D	1,5	855,144	49,05	99,9	0,981	0,932	171,029	167,779	159,399	61721,793	119429,58
43,5	E+D	1,5	877,284	49,05	99,9	0,981	0,932	175,457	172,123	163,526	63319,793	122521,66
45	F	-1,1	889,125	13,42	54,81	0,981	0,932	-978,038	-959,455	-911,531	-12875,88	-49961,01
45	G	-0,6	889,125	13,4	56,07	0,981	0,932	-533,475	-523,339	-497,199	-7012,742	-27877,93
45	H	-0,2	889,125	106,93	433,57	0,981	0,932	-177,825	-174,446	-165,733	-18653,55	-71856,81
45	I	0,7	889,125	410,71	0	0,981	0,932	622,388	610,562	580,065	250763,98	0

Donc $R_{xx} = \sum R_{xi} = 957524,09N = 957,524 KN$
 $R_{yy} = \sum R_{yi} = 1292439N = 129,439 KN$

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE



V.1.Introduction :

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau de la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi ses consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) version 2003 préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

V.2.Objectifs de l'étude dynamique :

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

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

V.3.Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

V.4.1 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000*).

V.4.2 Modélisation :

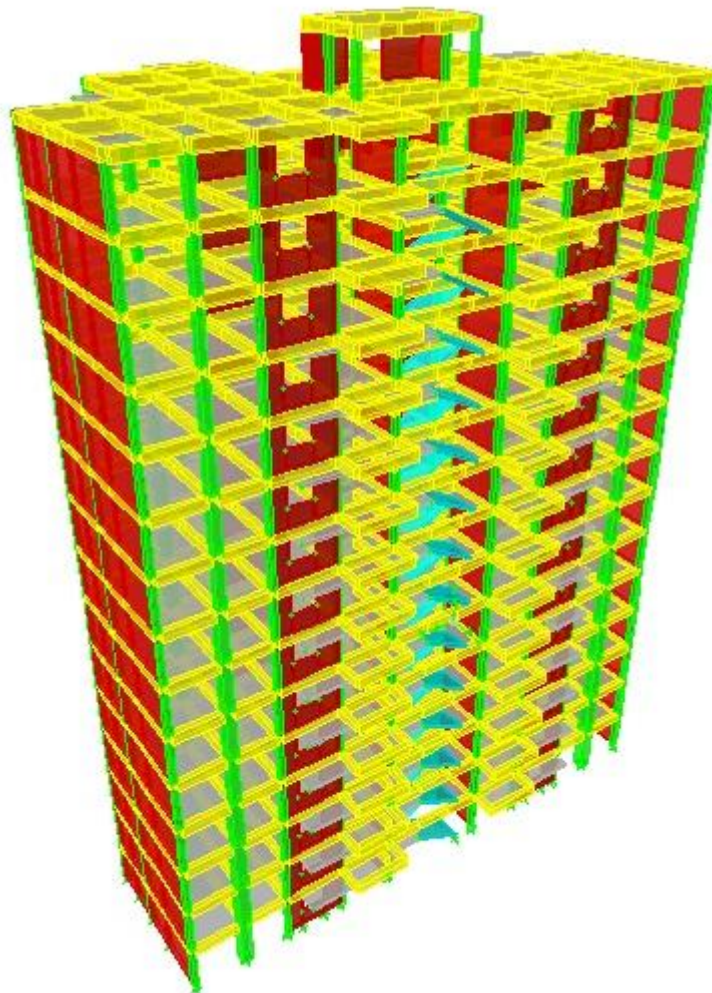
La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Lors d'une analyse dynamique de structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans notre cas le modèle adopté comporte les éléments résistants ainsi que les dalles pleines, et le reste des éléments est introduit comme un chargement.

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel ETABS.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration :

$$W = G + \beta \times Q \text{ avec } \beta = 0,2$$



Figure(V.1) Vue en 3D du bâtiment établi par ETABS

V.5.Calcul dynamique de la Tour

V.5.1.Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (Vis-à-Vis des déplacements horizontaux)

V.5.2.Analyse de la structure :

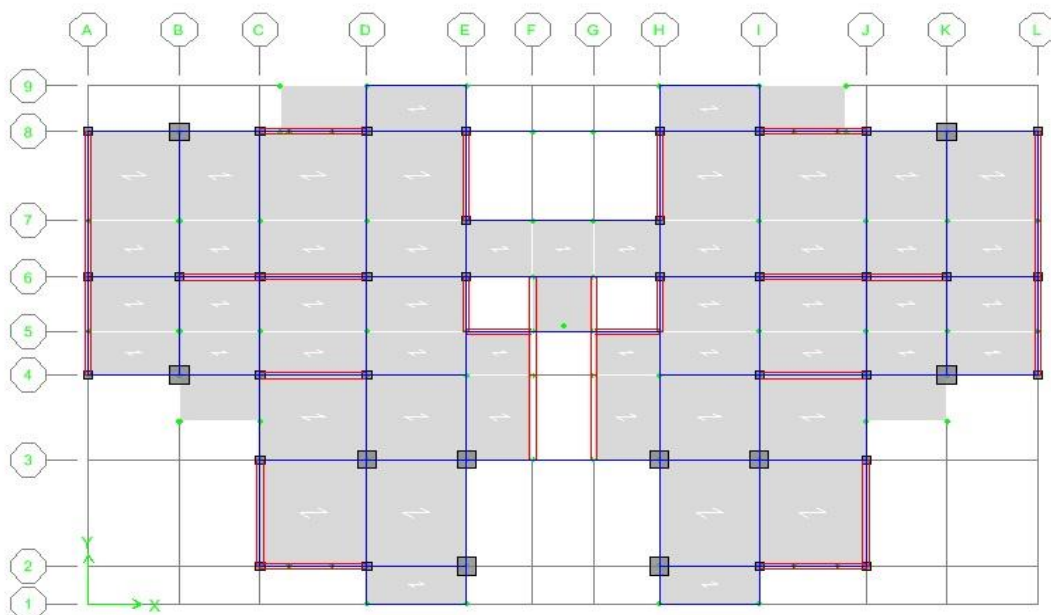
Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est une tour qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique-voiles), et présente la même architecture (vue en plan) dans tous les niveaux. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

V.5.2.1 Analyse de la structure existante (Variante V1) :

La variante conçue initialement par l'architecte avec leur disposition des voiles est la suivante :



Figure(V.2) : variante proposée par le bureau d'étude

1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure**➤ Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ Centre de rigidité (torsion) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieures ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

2.Caractéristiques géométriques:

(X_{CT}, Y_{CT}): Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivant x

e_y : excentricité théorique suivant y

Les coordonnées de centre de Masse et Rigidité d'après ETABS :

Tableau (V.1) - Centre des masses et Centre de Rigidité de chaque étage

Etage	Centre de masse		Centre de Rigidité	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	16,467	10,445	16,471	10,033
1	16,467	10,445	16,463	9,834
2	16,467	10,445	16,46	9,696
3	16,467	10,445	16,457	9,64
4	16,467	10,475	16,456	9,633
5	16,467	10,501	16,455	9,655
6	16,467	10,501	16,454	9,69
7	16,467	10,501	16,453	9,732
8	16,467	10,527	16,452	9,775
9	16,467	10,549	16,451	9,82
10	16,467	10,549	16,451	9,862
11	16,467	10,549	16,451	9,9
12	16,468	10,57	16,45	9,932
13	16,447	10,554	16,45	9,958
14	16,448	10,72	16,45	9,973

➤ **L'excentricité accidentelle : Art 4.3.7 de RPA**

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 19,25 = 0,9625 \text{ m}$

Sens Y: $e_{acc} = 0,05 \times 33,3 = 1,665 \text{ m}$

Tableau (V.2): Excentricités Théorique et Accidentelle

Etage	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$e_{acx}(m)$	$e_{acy}(m)$
RDC	-0,004	0,412	0,9625	1,665
1	0,004	0,611	0,9625	1,665
2	0,007	0,749	0,9625	1,665
3	0,01	0,805	0,9625	1,665
4	0,011	0,842	0,9625	1,665
5	0,012	0,846	0,9625	1,665
6	0,013	0,811	0,9625	1,665
7	0,014	0,769	0,9625	1,665
8	0,015	0,752	0,9625	1,665
9	0,016	0,729	0,9625	1,665
10	0,016	0,687	0,9625	1,665
11	0,016	0,649	0,9625	1,665
12	0,018	0,638	0,9625	1,665
13	-0,003	0,596	0,9625	1,665
14	-0,002	0,747	0,9625	1,665

➤ **Excentricité retenue**

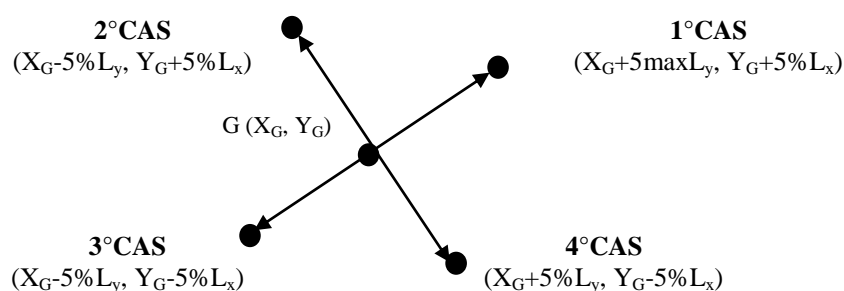
Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

1- $e_x = e_{xth} + e_{acx}$.

2- $e_x = e_{xth} - e_{acx}$.

3- $e_y = e_{yth} + e_{acy}$.

4- $e_y = e_{yth} - e_{acy}$.



Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes:

- Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution.

Le tableau (V.3) résume les résultats précédents :

Tableau (V.3): Excentricité Retenue

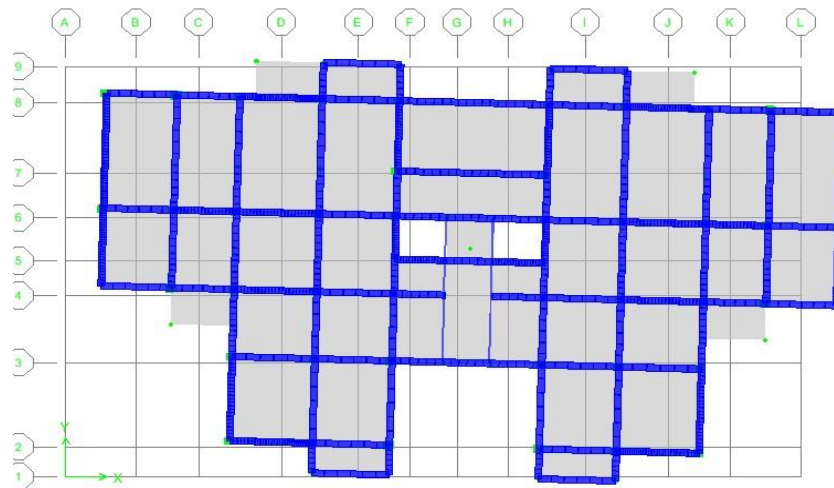
Etage	$e_{xth} + e_{acx}$	$e_{xth} - e_{acx}$	$e_{yth} + e_{acy}$	$e_{yth} - e_{acy}$	e_x retenir	e_y retenir
RDC	0,959	-0,967	2,077	-1,253	-0,967	2,077
1	0,967	-0,959	2,276	-1,054	0,967	2,276
2	0,970	-0,956	2,414	-0,916	0,970	2,414
3	0,973	-0,953	2,470	-0,860	0,973	2,470
4	0,974	-0,952	2,507	-0,823	0,974	2,507
5	0,975	-0,951	2,511	-0,819	0,975	2,511
6	0,976	-0,950	2,476	-0,854	0,976	2,476
7	0,977	-0,949	2,434	-0,896	0,977	2,434
8	0,978	-0,948	2,417	-0,913	0,978	2,417
9	0,979	-0,947	2,394	-0,936	0,979	2,394
10	0,979	-0,947	2,352	-0,978	0,979	2,352
11	0,979	-0,947	2,314	-1,016	0,979	2,314
12	0,981	-0,945	2,303	-1,027	0,981	2,303
13	0,960	-0,966	2,261	-1,069	-0,966	2,261
14	0,961	-0,965	2,412	-0,918	-0,965	2,412

3. Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :

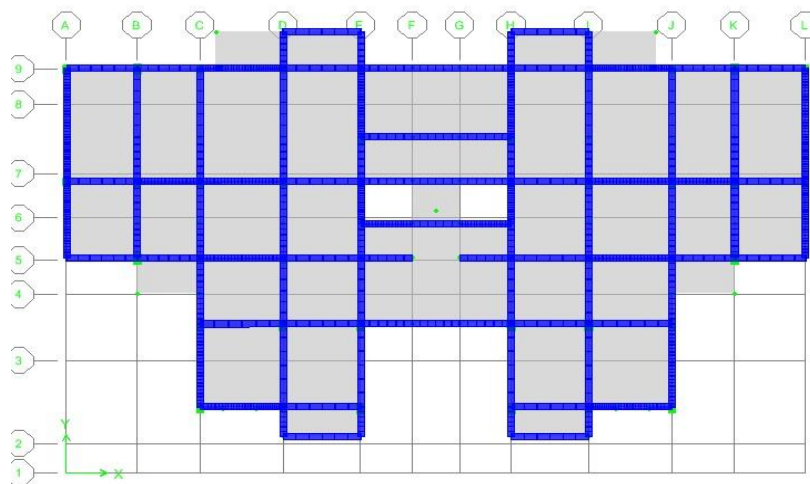
Le tableau (V.4) ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

Tableau (V.4): Période et facture de participation massique du modèle

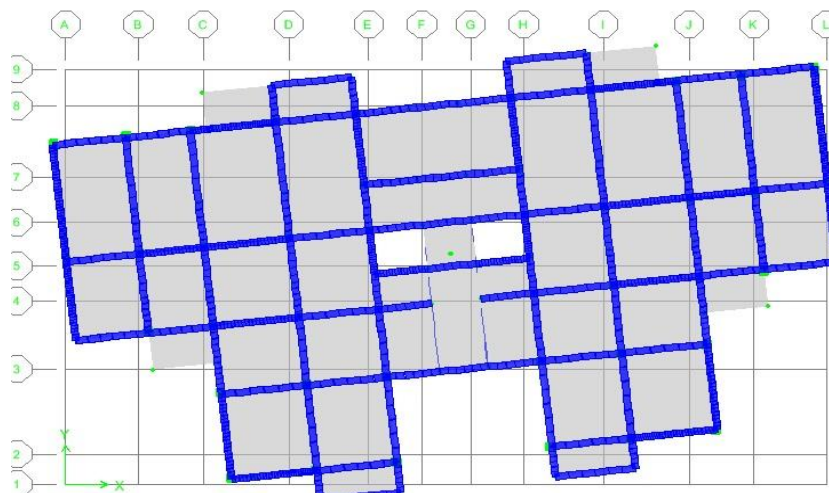
Mode	Période	$U_x(\%)$	$U_y(\%)$	$R_z(\%)$	$\Sigma U_x(\%)$	$\Sigma U_y(\%)$	$\Sigma R_z(\%)$	Nature de déplacement
1	0,8363	68,09	0,00	2,00	68,09	0,00	2,00	torsion
2	0,7867	0,00	67,28	0,00	68,09	67,28	2,00	Translation
3	0,6919	2,04	0,00	64,52	70,13	67,28	66,52	torsion
4	0,2292	14,98	0,00	0,19	85,11	67,28	66,71	
5	0,1913	0,00	17,83	0,00	85,11	85,12	66,71	
6	0,1616	0,21	0,00	18,42	85,32	85,12	85,13	
7	0,1068	6,03	0,00	0,06	91,36	85,12	85,19	
8	0,0847	0,00	6,41	0,00	91,36	91,52	85,19	
9	0,0705	0,12	0,00	6,63	91,47	91,52	91,82	
10	0,0654	2,82	0,00	0,12	94,29	91,52	91,94	
11	0,0533	0,61	0,00	0,01	94,90	91,52	91,94	
12	0,0514	0,00	3,10	0,00	94,90	94,63	91,94	



Figure(V.3) Mode 1 (torsion) avec période T=0,836sec



Figure(V.4) Mode 2 (translation suivant y) avec une période T =0,7867sec



Figure(V.5) Mode 3 (torsion) avec une période T= 0,692sec

Interprétation des résultats :

➤ La période fondamentale $T=0,836$ s est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 version 2003(formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0,836 \text{ s} < 1,30 \times 0,868 = 1,129 \text{ s}$$

$$\text{Donc } T=0,836 \text{ s} < T(\text{RPA}) = 1,129 \text{ s}$$

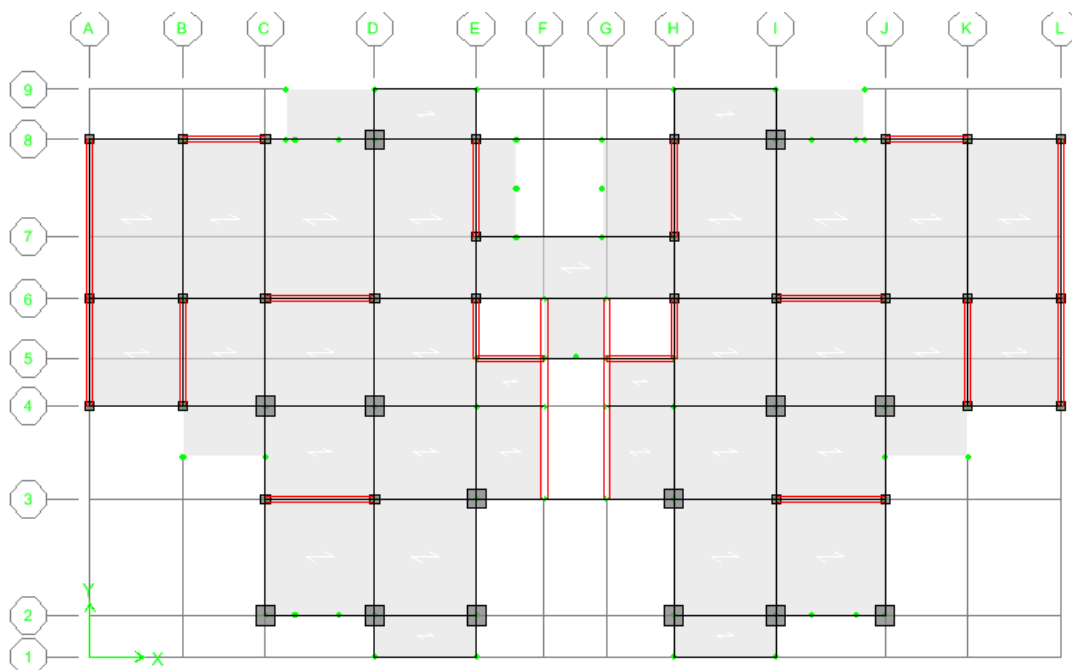
➤ Le premier mode est un mode de torsion

Le 2eme mode et translation suivant y et 3eme torsion

➤ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

On doit revoir le système de contreventement de la structure et la disposition de certains voiles à cause d'apparition du phénomène de la torsion dans le premier mode, donc en va proposer une deuxième variante.

V.5.2.2 Analyse de la structure proposée (Variante 02) : après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisis une variante pour laquelle on obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également le torsion au niveau de premier et deuxième modes et aussi respecte l'architecture de la structure.



Figure(V.6) : variante 2 proposée

1. Caractéristiques géométrique:

Les coordonnées de centre de Masse et Rigidité d'après ETABS :

Tableau. (V.5): - Centre des masses et Centre de Rigidité de chaque étage

Etage	Centre de masse		Centre de Rigidité	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	16,460	10,191	16,466	10,338
1	16,460	10,191	16,459	10,215
2	16,460	10,191	16,455	10,157
3	16,460	10,191	16,453	10,164
4	16,460	10,251	16,452	10,197
5	16,460	10,306	16,451	10,247
6	16,460	10,306	16,450	10,297
7	16,460	10,306	16,450	10,346
8	16,461	10,358	16,449	10,392
9	16,461	10,405	16,449	10,44
10	16,461	10,405	16,448	10,485
11	16,461	10,405	16,448	10,526
12	16,461	10,449	16,448	10,562
13	16,455	10,477	16,448	10,597
14	16,450	10,649	16,448	10,623

➤ L'excentricité accidentelle : Art 4.3.7 de RPA

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être

Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 19,25 = 0,9625 \text{ m}$

Sens Y: $e_{acc} = 0,05 \times 33,3 = 1,665\text{m}$

Tableau. (V.6): Excentricités Théorique et Accidentelle

Etage	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$e_{acx}(m)$	$e_{acy}(m)$
RDC	-0,006	-0,147	0,9625	1,665
1	0,001	-0,024	0,9625	1,665
2	0,005	0,034	0,9625	1,665
3	0,007	0,027	0,9625	1,665
4	0,008	0,054	0,9625	1,665
5	0,009	0,059	0,9625	1,665
6	0,010	0,009	0,9625	1,665
7	0,010	-0,040	0,9625	1,665
8	0,012	-0,034	0,9625	1,665
9	0,012	-0,035	0,9625	1,665
10	0,013	-0,080	0,9625	1,665
11	0,013	-0,121	0,9625	1,665
12	0,013	-0,113	0,9625	1,665
13	0,007	-0,120	0,9625	1,665
14	0,002	0,026	0,9625	1,665

Le tableau (V.5) résume les résultats précédents :

Tableau (V.7) : Excentricité Retenue

Etage	$e_{xth} + e_{acx}$ (m)	$e_{xth} - e_{acx}$ (m)	$e_{yth} + e_{acy}$ (m)	$e_{yth} - e_{acy}$ (m)	e_x retenir (m)	e_y retenir (m)
RDC	0,957	-0,969	1,518	-1,812	-0,969	-1,812
1	0,964	-0,961	1,641	-1,689	0,964	-1,689
2	0,968	-0,957	1,699	-1,631	0,968	1,699
3	0,970	-0,955	1,692	-1,638	0,970	1,692
4	0,970	-0,955	1,719	-1,611	0,970	1,719
5	0,972	-0,954	1,724	-1,606	0,972	1,724
6	0,973	-0,952	1,674	-1,656	0,973	1,674
7	0,973	-0,952	1,625	-1,705	0,973	-1,705
8	0,974	-0,951	1,631	-1,699	0,974	-1,699
9	0,974	-0,951	1,630	-1,700	0,974	-1,700
10	0,975	-0,950	1,585	-1,745	0,975	-1,745
11	0,975	-0,950	1,544	-1,786	0,975	-1,786
12	0,975	-0,950	1,552	-1,778	0,975	-1,778
13	0,969	-0,956	1,545	-1,785	0,969	-1,785
14	0,964	-0,961	1,691	-1,639	0,964	1,691

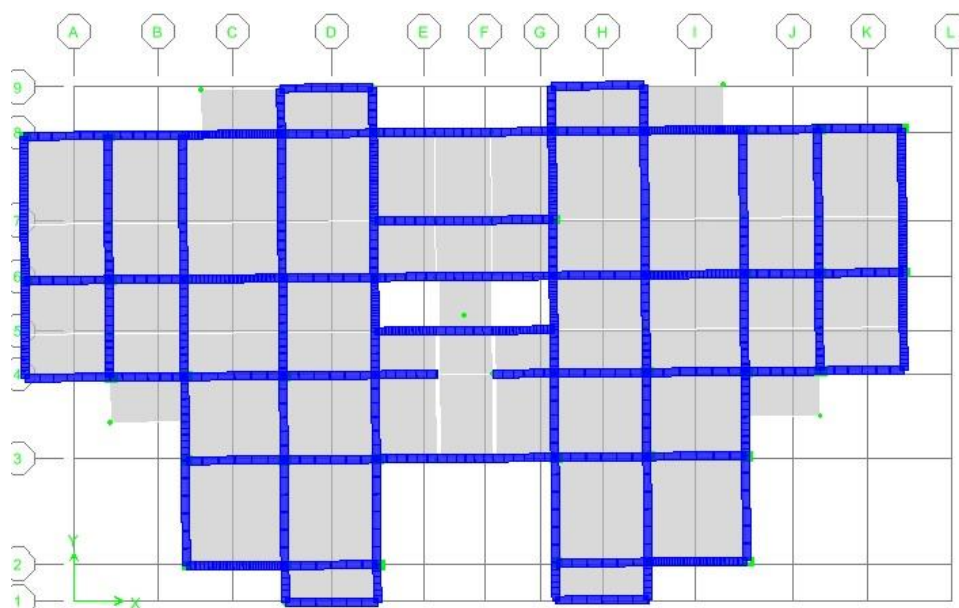
2. Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

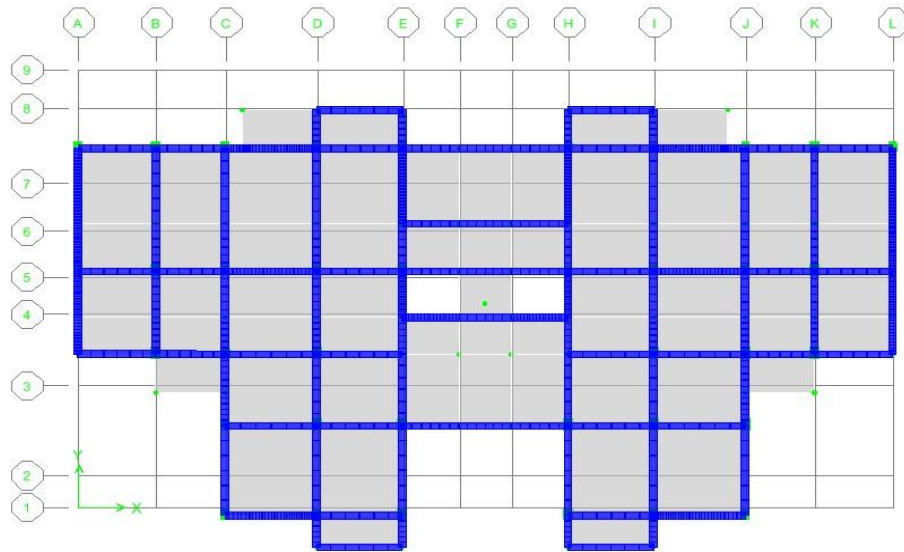
Tableau (V.8) : Période et facture de participation massique du modèle

Mode	Période	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)	ΣR _z (%)	Nature de déplacement
1	0,9627	71,71	0,00	0,11	71,71	0,00	0,11	Translation
2	0,7966	0,00	66,81	0,00	71,71	66,81	0,11	Translation
3	0,7155	0,09	0,00	66,14	71,80	66,81	66,25	torsion
4	0,2853	13,47	0,00	0,00	85,27	66,81	66,25	
5	0,1919	0,00	18,19	0,00	85,27	85,00	66,25	
6	0,1645	0,01	0,00	18,74	85,29	85,00	85,00	
7	0,1389	5,62	0,00	0,00	90,91	85,00	85,00	
8	0,0847	0,00	6,47	0,00	90,92	91,47	85,00	
9	0,0841	3,03	0,01	0,00	93,95	91,48	85,00	
10	0,0713	0,00	0,00	6,76	93,95	91,48	91,76	
11	0,0589	1,52	0,00	0,01	95,47	91,48	91,77	
12	0,0514	0,00	3,09	0,00	95,47	94,57	91,77	

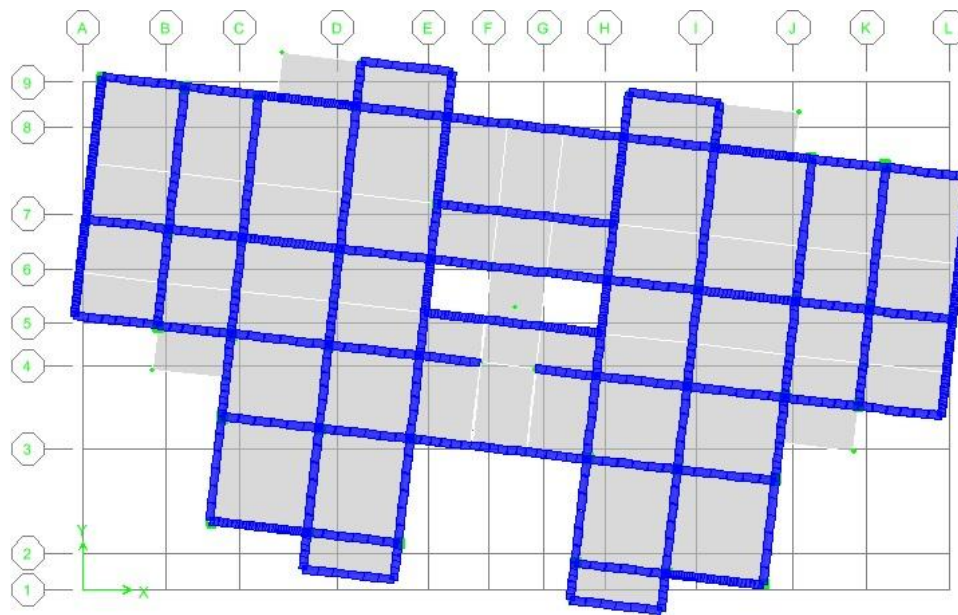
Les déformée modales obtenues après analyser par l'ETABS :



Figure(V.7) Mode 1 (translation suivant x) avec période T=0,9627ec



Figure(V.8) Mode 2(translation suivant y) avec période T=0,7966ec



Figure(V.9) Mode 3 (torsion) avec période T=0,7155sec

Interprétation des résultats :

- La période fondamentale $T=0,9627$ s est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4.2.4)

$$T(\text{RPA}) = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0,9627\text{s} < 1,30 \times 0,868 = 1,129 \text{ s}$$

$$\text{Donc } T=0,9627 \text{ s} < T(\text{RPA}) = 1,129\text{s}$$

- Le premier et deuxième sont des modes de translation suivant x et y
- Le 3eme mode est un mode de torsion

- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99version2003)

Conclusion :

La deuxième variante proposée présente une bonne disposition des voiles par-rapport à la première parce-que nous avons remarqué qu'elle empêche le phénomène de torsion au 1^{er} et 2^{eme} mode et diminue l'excentricité

Donc pour notre Tour nous choisissons la deuxième variante.

V.6 .Etude sismique

V.6.1.Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.6.2.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
 - la méthode d'analyse modale spectrale.
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✓ Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable a cause de irrégularité en plan

Condition article 3.5.1.a.RPA99(2003) : $\frac{l1+l2}{L} \leq 0,25$

On a : $\frac{5,95+5,95}{33,3} = 0,36 > 0,25$ condition non vérifiée donc on a une irrégularité en plan

Comme notre tour ne répond pas à la condition exigée par RPA99(2003) en va appliquer la **méthode dynamique modal spectral**

V.6.3.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 /Version 2003 :

a)Classification des zones sismiques :

Notre structure étant une Tour d'habitation situé à **DRARIA wilaya d'ALGER (Zone III)**,

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

La Tour étudiée à usage d'habitation selon (RPA 2003) chapitre 3artici 3.2 elle est de **groupe 2**

c) Classification de site :

D'après le rapport géotechnique, notre Tour est implanté sur un site de catégorie S3 (site meuble), contrainte du sol ($\sigma_s = 0,3\text{MPa}$).

V.6.4.Méthode dynamique modale spectrale :

Dans notre cas on a des voiles donc $\zeta = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,764 \Rightarrow \eta = 0,764 > 0,7 \dots\dots\dots\text{ok}$$

➤ Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du notre structure

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone III donc : $A = 0,25$

➤ Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour notre structure, il s'agit d'une Tour en béton armé à contreventement mixtes avec interaction, donc on a : $R = 5$

➤ Facteur de qualité Q :

Q : Facteur de qualité, défini par :

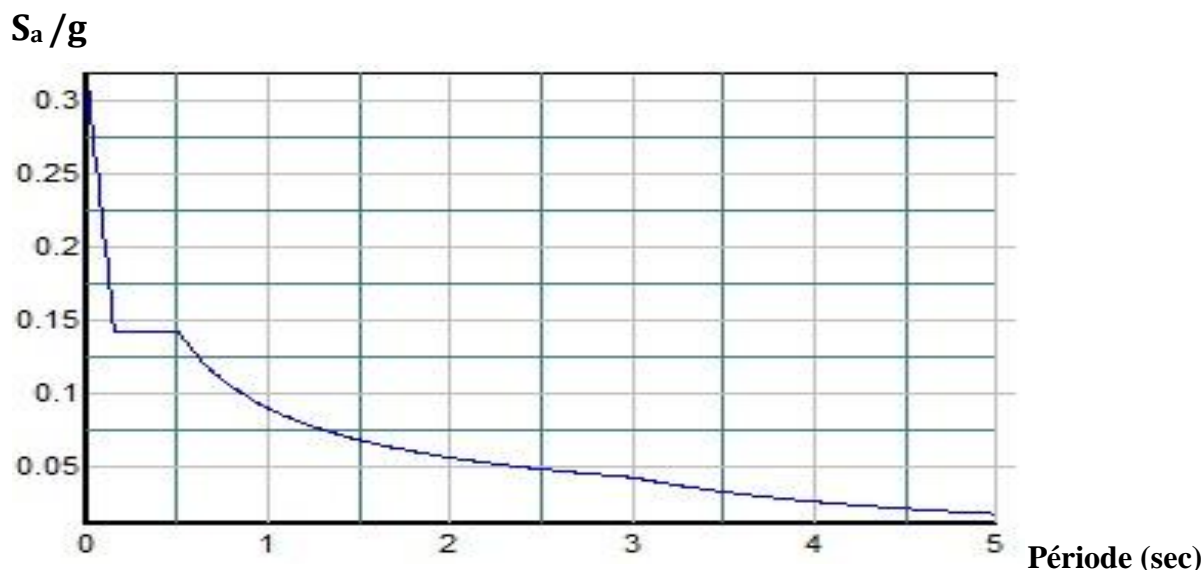
$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

$$Q = 1,2$$

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$ (tableau [4.7] des RPA99/Version 2003)

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$



Figure(IV.10) spectre de réponse de calcul

V.6.4.1. Nombre de modes à considérer :

Pour notre structure, le nombre de modes à prendre en compte sera 8 parce qu'on a 91% de participation massique suivante x dans la 8^{eme} mode.

Les efforts sismiques dynamique dans chaque étage se résument dans le tableau suivant :

Tableau (V.9) : Les efforts sismiques dynamique dans chaque étage

Etage	Force	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	T(KN)	$M_x(KN.m)$	$M_y (KN.m)$
14eme	EX	1024,82	14,94	12182,896	48,025	3216,453
	EY	19,21	1206,27	21377,466	3753,852	65,606
13eme	EX	1702,87	19,79	20305,563	107,05	8109,255
	EY	19,48	1993,41	35356,47	9526,73	124,01
12eme	EX	2276,72	17,65	27287,115	160,712	14656,631
	EY	8,17	2611,4	46399,753	17097,038	149,329
11eme	EX	2793,64	10,9	33594,274	192,215	22663,305
	EY	11,89	3145,8	56083,966	26123,992	125,683
10eme	EX	3253,95	8,31	39212,648	193,666	31981,932
	EY	24,76	3633,89	65016,671	36446,142	76,365
9eme	EX	3660,72	16,29	44209,112	169,26	42463,326
	EY	27,15	4072,24	73072,326	47960,559	84,759
8eme	EX	4027,99	23,94	48757,145	140,066	53975,63
	EY	18,14	4458,32	80215,639	60553,797	131,366
7eme	EX	4363,36	27,29	52930,406	143,219	66409,419

	EY	9,48	4803,21	86674,494	74104,183	152,792
6eme	EX	4667,05	25,19	56724,179	184,735	79663,437
	EY	20,42	5112,16	92527,624	88497,874	160,139
5eme	EX	4938,7	18,46	60120,098	232,341	93646,898
	EY	27,83	5380,85	97687,647	103630,39	191,723
4eme	EX	5171,51	11,74	63039,048	265,429	108271,325
	EY	24,28	5610,27	102209,406	119397,627	244,217
3eme	EX	5361,53	16,35	65473,495	283,359	123436,657
	EY	13,33	5813,04	106320,228	135701,824	283,837
2eme	EX	5512,72	26,74	67475,329	302,453	139035,904
	EY	17,26	5991,95	109974,525	152462,778	300,115
1er	EX	5619,7	34,75	68912,611	343,696	154969,329
	EY	31,22	6124,55	112670,897	169608,392	316,691
RDC	EX	5664,56	38,2	69522,691	412,532	171136,338
	EY	38,19	6182,42	113857,037	187047,234	361,987

EX : la force sismique suivant direction x

EY : la force sismique suivant direction y

V.6.4.2. Vérifications réglementaires.

1. La résultante des forces sismiques :

Pour les coefficients A, R, Q, T₁, T₂, ξ(%), η on les a déjà calculé dans la méthode modale spectral :

$$A = 0,25$$

$$R = 5$$

$$Q = 1,2$$

$$T_1 = 0,15\text{sec}, T_2 = 0,5\text{sec}$$

$$\xi(\%) = 10\%$$

$$\eta = 0,764$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

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

Avec T₁; T₂

$$T_2(S_3) = 0,50\text{sec}$$

$$T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec}$$

- $\eta = 0,764$

2. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = C_T \times h_n^{3/4} = 0,868 \text{sec}$$

- **Pour le sens longitudinal :**

$$h_N = 45 \text{m} \quad \text{et} \quad d = 33,3 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement mixte assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$T_x = \frac{0,09 \times 45}{\sqrt{33,3}} \Rightarrow T = 0,702 \text{s}$$

- **Pour le sens transversal :**

$$h_N = 31 \text{m} \quad \text{et} \quad d = 19,25 \text{m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 45}{\sqrt{19,25}} \Rightarrow T = 0,923 \text{s}$$

$$T = \text{Min}(0,868 \text{sec} ; 0,702 \text{sec} ; 0,923 \text{sec}) = 0,702 \text{sec}$$

$$T = 0,702 \text{sec}$$

Calcul de D :

$$T_2 = 0,5 \text{sec} \leq T = 0,702 \text{sec} \leq 3 \text{s} \quad \text{donc} \quad D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 0,764 (0,5 / 0,702)^{2/3} = 1,523$$

W : poids de la structure

- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2 W_{Qi}$:

$$W_T = 82510,99 \text{KN} \quad (\text{tiré par ETABS}).$$

Résumé des résultats :

Tableau (V.10) : poids total de la structure

Paramètres	t	D	Q	R	W (KN)	T (sec)	η
Résultats	0,25	1,523	1,2	5	82510,99	0,702	0,764

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{(0.25 \times 1.523 \times 1.2 \times 82510.99)}{5} = 7539,85 \text{ KN}$$

3. Résultante des forces sismiques de calcul :

Tableau de l'effort tranchant à la base

Tableau (V.11) : l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant a la base	SENS X	SENS Y
V _{SAT} (KN)	7539,85	7539,85
V _{DYN} (KN)	5664,56	6182,42
0,8 V _{SAT} (KN)	6031,88	6031,88

Dans le sens y la condition est vérifiée mais dans le sens x on à $0,8V_{sat} > V_{dyn}$ d'après article 4.3.6 RPA99(2003) on va augmenter tous les paramètres de la réponse en fonction de rapport r :

$$r = 0,8V_{sat}/V_{dyn} = 1,065$$

Après l'augmentation de tous les paramètres de la réponse on a les résultats suivants :

Tableau (V.12) : effort sismique dynamique

L'effort sismique dynamique	V _{DYN} (KN)sens X	V _{DYN} (KN)sens Y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
EX	6034,11	40,69	439,446	182301,195
EY	40,68	6585,76	199250,112	385,602

Donc la condition est vérifiée $V_{dyn} > 0,8V_{sat}$

V.6.5. Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k$ et $\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$ Et ; $\Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$ et $\Delta_y^k = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$

$\Delta_{x,y}^k$: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x,y .

$\delta_{x,y}^k$: est le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure dans le sens x,y .

$\delta_{ex,y}^k$: est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x,y

Les déplacements dus aux forces sismiques RPA (Art 4.43) :

On a : **$R = 5$ (contreventement mixte voile portique avec interaction)**

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous :

Tableau (V.13) : Les déplacements dû aux forces sismiques

&	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{kx} (mm)	δ_{ky} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation $\Delta \leq \bar{\Delta}$
45	31,80	25,90	159,00	129,50	8,50	9,50	30	Vérifiée
42	30,10	24,00	150,50	120,00	8,50	10,50	30	Vérifiée
39	28,40	21,90	142,00	109,50	10,00	10,00	30	Vérifiée
36	26,40	19,90	132,00	99,50	10,50	10,50	30	Vérifiée
33	24,30	17,80	121,50	89,00	11,50	11,00	30	Vérifiée
30	22,00	15,60	110,00	78,00	12,00	10,50	30	Vérifiée
27	19,60	13,50	98,00	67,50	12,50	10,50	30	Vérifiée
24	17,10	11,40	85,50	57,00	13,50	10,00	30	Vérifiée
21	14,40	9,40	72,00	47,00	13,00	10,00	30	Vérifiée
18	11,80	7,40	59,00	37,00	13,50	9,50	30	Vérifiée
15	9,10	5,50	45,50	27,50	12,50	8,00	30	Vérifiée
12	6,60	3,90	33,00	19,50	11,50	7,50	30	Vérifiée
9	4,30	2,40	21,50	12,00	10,00	6,00	30	Vérifiée
6	2,30	1,20	11,50	6,00	8,00	4,00	30	Vérifiée
3	0,70	0,40	3,50	2,00	3,50	2,00	30	Vérifiée

V.6.6. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

L'effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi*} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

- **Sens longitudinal :**

Tableau (V.14) justification Vis-à-Vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal

Etage	Wi(KN)	Pk(KN)	Δk(m)	Vk(KN)	hi(m)	θ
14	6719,01	6719,01	0,0085	1024,82	3	0,01858
13	4777,71	11496,72	0,0085	1702,87	3	0,01913
12	12060,49	16838,2	0,0100	2276,72	3	0,02465
11	10119,19	22179,68	0,0105	2793,64	3	0,02779
10	17401,97	27521,16	0,0115	3253,95	3	0,03242
9	15460,68	32862,65	0,0120	3660,72	3	0,03591
8	22848,45	38309,13	0,0125	4027,99	3	0,03963
7	20907,16	43755,61	0,0135	4363,36	3	0,04513
6	28294,93	49202,09	0,0130	4667,05	3	0,04568
5	26353,65	54648,58	0,0135	4938,70	3	0,04979
4	33867,41	60221,06	0,0125	5171,51	3	0,04852
3	31926,13	65793,54	0,0115	5361,53	3	0,04704
2	39439,89	71366,02	0,0100	5512,72	3	0,04315
1	37498,62	76938,51	0,0080	5619,70	3	0,03651
RDC	45012,37	82510,99	0,0035	5664,56	3	0,01699

- **Sens transversal :**

Tableau (V.15) justification Vis-à-Vis De l'effet P-Δ Sens transversale

Etage	Wi(KN)	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	hi(m)	θ
14	6719,01	6719,01	0,0095	1206,27	3	0,01764
13	4777,71	11496,72	0,0105	1993,41	3	0,02019
12	12060,49	16838,2	0,0100	2611,40	3	0,02149
11	10119,19	22179,68	0,0105	3145,80	3	0,02468
10	17401,97	27521,16	0,0110	3633,89	3	0,02777
9	15460,68	32862,65	0,0105	4072,24	3	0,02824
8	22848,45	38309,13	0,0105	4458,32	3	0,03007
7	20907,16	43755,61	0,0100	4803,21	3	0,03037
6	28294,93	49202,09	0,0100	5112,16	3	0,03208
5	26353,65	54648,58	0,0095	5380,85	3	0,03216
4	33867,41	60221,06	0,0080	5610,27	3	0,02862
3	31926,13	65793,54	0,0075	5813,04	3	0,02830
2	39439,89	71366,02	0,0060	5991,95	3	0,02382
1	37498,62	76938,51	0,0040	6124,55	3	0,01675
RDC	45012,37	82510,99	0,0020	6182,42	3	0,00890

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

Conclusion :

Après avoir fait l'étude de vent et l'étude sismique on remarque que les efforts dû au vent sont négligeables devant les efforts sismiques, donc les sollicitations de calcul sont celle tirées par les efforts sismiques.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



VI.1. Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement CBA93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre structure.

Le règlement CBA 93 exige dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions industrielles, de tenir compte des effets des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au minimum de 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEM (l'article B.5.1 CBA93).

Vu que les dimensions en plan de l'ouvrage sont supérieures à 30m ($LX= 33,3m$), il est impératif de prendre en considération les effets des variations de température dans les calculs.

VI.2. Effets de la température :

La température a une influence sur la vie de la structure. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

VI.2.1. Contraintes thermiques :

Les contraintes thermiques résultent des changements de température. Elles peuvent causer la rupture ou la déformation plastique des matériaux. Les deux principales sources de contraintes thermiques sont la dilatation (ou la contraction) entravée et les gradients de température.

VI.2.2. Méthode de calcul :

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel ETABS, en introduisant le changement graduel de la température comme charge d'accompagnement, appliquée sur les parties les plus exposées à la variation de température.

D'après l'article A.3.1.3.3 la variation uniforme de température pour les structures situées à l'aire libre au nord d'Algérie (notre cas DERARIA wilaya d'ALGER) est de $-15^{\circ}c$ à $35^{\circ}c$

Les déformations linéaire a considéré entre les températures initiale moyenne au moment de la réalisation de l'ouvrage généralement comprimée entre $10^{\circ}c$ et $25^{\circ}c$

en prend $\Delta T = 25^{\circ}c$

D'après l'article B.5.1 (CBA93) en va multiplier la déférence de température par un coefficient α :

$$L_{\max}=30\text{m} < L_x=33,3\text{m} < 1,25L_{\max}=37,5\text{m} \Rightarrow \alpha = 4 \cdot \left(\frac{L}{L_{\max}} - 1 \right) = 0,44$$

$$\Delta T = 0,44 \times 25 = 11^\circ\text{c}$$

$$\Delta T = 11^\circ\text{c}$$

VI.3. Ferrailage des poteaux :

VI.3.1. Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau (VI.1) Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

VI.3.2. Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

✓ Selon C.B.A93 :

$$\begin{aligned} \text{E.L.U} \quad & 1,35 G + 1,5 Q \\ & 1,35 G + 1,5 Q \pm 0,8T \end{aligned}$$

✓ Selon RPA 99(2003) (situation accidentelle) :

$$\begin{aligned} \text{E.L.A} \quad & G + Q \pm E \\ & 0,8G \pm E \end{aligned}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

- 1/ $N_{\max} \cdot M_{\text{corr}}$
- 2/ $M_{\max} \cdot N_{\text{corr}}$
- 3/ $N_{\min} \cdot M_{\text{corr}}$

Chacune de ces trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

VI.3.3. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48). Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$A_{max} \leq 3\%$ en zone courante; $A_{max} \leq 6\%$ en zone de recouvrement.

$A_{min} \geq 0.9 \%$ (**zone III**)

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 ΦL.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Nous avons retenu en tout (04 zones):

- ✚ **Zone 1** (RDC-4^{ème} étage) : Poteaux 65x65
- ✚ **Zone 2** (5^{ème}-8^{ème} étage) : Poteaux 55x55
- ✚ **Zone 3** (9^{ème}- 12^{ème} étage) : Poteaux 45x45
- ✚ **Zone 4** (13^{ème}-14^{ème} étage) : Poteaux 35x35

Tableau (VI.2) Efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables

Zone	Section [cm ²]	N _{max} [kN]	M _{corr} [kN.m]	M _{max} [kN.m]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{corr} [kN.m]
Zone 4	35x35	322,84	5,575	52,87	72,71	16,71	29,484
Combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G+EX		0,8G+EY	
Zone 3	45x45	1057,04	35,449	120,532	359,82	38,85	54,343
Combinaisons		G+Q-EX		0,8G+EX		0,8G+EY	
Zone 2	55x55	1971,92	33,808	187,786	619,68	64,91	75,974
Combinaisons		G+Q-EX		0,8G+EX		0,8G+EY	
Zone 1	65x65	3281,88	6,115	226,995	737,51	88,07	77,424
Combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G+EX		0,8G+EY	

VI.3.4. Sections minimales d'acier exigé par le RPA99/version2003 :

- ✓ **Zone 1** (RDC-4^{ème} étage) : poteaux 65x65 $A_S \text{ min} = 38,02 \text{ cm}^2$
- ✓ **Zone 2** (5^{ème}-8^{ème} étage) : poteaux 55x55 $A_S \text{ min} = 27,22 \text{ cm}^2$
- ✓ **Zone 3** (9^{ème}-12^{ème} étage) : poteaux 45x45 $A_S \text{ min} = 18,22 \text{ cm}^2$
- ✓ **Zone 4** (13^{ème}-14^{ème} étage) : poteaux 35x35 $A_S \text{ min} = 11,02 \text{ cm}^2$

VI.3.5. Ferrailage longitudinal:

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Une section partiellement comprimée (S.P.C).

Une section entièrement comprimée (S.E.C).

Une section entièrement tendue (S.E.T).

Pour la détermination des armatures à L'E.L.U, on a appliqué une méthode plus simplifiée :

✚ Section partiellement comprimée :

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section(E.L.U).

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$ (E.L.S).

✚ Section entièrement comprimée :

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène(E.L.S).

✚ Section entièrement tendue :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures (E.L.U et E.L.S).

VI.3.6. Exemple de ferrailage :

Soit un poteau de RDC **zone 1** (dimensions : 65x65):

$c = c' = 5 \text{ cm}$; Section = $65 \times 65 \text{ cm}^2$; béton $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; acier Fe E400.

1^{er} cas) $N_{\max} = 3281,88 \text{ KN}$ $M_{\text{corres}} = 6,115 \text{ KN.m}$ **ELU (1,35G+1,5Q)**

2^{eme} cas) $M_{\max} = 226,995 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corr}} = 737,51 \text{ KN}$ **ELA (0,8G+ EX)**

3^{eme} cas) $N_{\min} = 88,07 \text{ KN}$ $M_{\text{corres}} = 77,424 \text{ KN.m}$ **ELA (0,8G+ EX)**

1^{er} cas :

$N_{\max} = 3281,88 \text{ KN}$ $M_{\text{corres}} = 6,115 \text{ KN.m}$ **ELU (1,35G+1,5Q)**

$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

$A = (0.337h - 0.81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$.

$$= (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,05) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17$$

$A = 1,07 \text{ MN.m}$

$B = Nu (d - c') - M_{ua}$.

$$(d-h/2) = 0,585 - 0,65/2 = 0,26 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d-h/2) = 6,115 \times 10^{-3} + 3,282 \times 0,26 = 0,859 \text{ MN.m}$$

$$B = 3,282 \times (0,585 - 0,05) - 0,859 = 0,897 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0,168 < 0,186 \text{ domaine (1)S.P.C}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,224 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,532 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < 0 \text{ donc en applique (C.N.F)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{smin} > \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4,59 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas:

$$M_{max} = 226,995 \text{ KN.m} \quad N_{corr} = 737,51 \text{ KN} \quad \text{ELA (G+ 0,8EX)}$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$= (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,05) \times 0,65 \times 0,65 \times 21,74$$

$$A = 1,64 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$(d-h/2) = 0,585 - 0,65/2 = 0,26 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d-h/2) = 227 \times 10^{-3} + 0,737 \times 0,26 = 0,419 \text{ MN.m}$$

$$B = 0,7375 \times (0,585 - 0,05) - 0,419 = -0,024 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0,0877 < 0,186 \text{ domaine (1)S.P.C}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,115 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,558 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 0,35 \text{ cm}^2$$

3^{eme} cas:

$$N_{\min} = 88,07\text{KN} \quad M_{\text{corres}} = 77,424\text{KN.m} \quad \text{ELA (0,8G+ EX)}$$

$$f_{bu} = 21,74\text{MPa}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') b. h. f_{bu}.$$

$$= (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,05) \times 0,65 \times 0,65 \times 21,74$$

$$A = 1,64\text{MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}.$$

$$(d-h/2) = 0,585 - 0,65/2 = 0,26 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d-h/2) = 77,424 \times 10^{-3} + 0,088 \times 0,26 = 0,100\text{MN.m}$$

$$B = 0,088 \times (0,585 - 0,05) - 0,1 = -0,053\text{MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0,021 < 0,186 \text{ domaine (1)S.P.C}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,026 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,579\text{m}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3} \text{ donc :}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 2,11 \text{ cm}^2$$

Après le calcul des 3cas en va choisir le cas plus défavorable avec section d'acier la plus grande

2eme cas **ELA (G+ 0,8EX)**

$$\text{Avec } A_s = 6,89\text{cm}^2$$

Pour la vérification on va utiliser logiciel SOCOTEC

Les résultats donnés par SOCOTEC :

Données saisies :

Largeur section :	0,65	m
Hauteur section :	0,65	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient de durée d'application des charges :	0,85	
Coefficient de sécurité du béton :	1,15	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1	

Effort normal ELA : **88,07** kN
 Moment fléchissant ELA : **77,424** kN.m

Résultats des calculs aux ELA

Section des armatures supérieures : **0** cm²
 Section des armatures inférieures : **2,08** cm²

Section entièrement tendue.

Les résultats de logiciel SOCOTEC et le calcul manuel sont presque les mêmes.

En doit vérifier la condition RPA99(2003) et CBA93

$A_{smin}(RPA) = 38,02\text{cm}^2 > A_s \text{ calcul} > A_s (CBA93)$, donc en utilise $A_s(RPA) = 38,02\text{cm}^2$
 pour le choix des barres on a adopté 8HA20+4HA25 avec $A_{s \text{ adopté}} = 44,76\text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} > \frac{0,23b df_{t28}}{f_e} \quad \text{la condition vérifié dans le tableau(VI.3)}$$

Tableau (VI .3) calcul des armatures longitudinales pour toutes les sections des poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	A _S max (calcul des 3cas)	A _{Smin} (RPA)	A _{Smin} (CNF)	A _S adopté (cm ²)	Choix des barres	A _S (cm ²)
Zone 4	35x35	3,61	11,02	1,33	11,02	8HA14	12,32
Zone 3	45x45	3,26	18,22	2,2	18,22	4HA16+ 4HA20	20,61
Zone 2	55x55	2,98	27,22	3,29	27,22	8HA16+ 4HA20	28,65
Zone 1	65×65	2,08	38,02	4,59	38,02	8HA20+ 4HA25	44,76

VI.3.7 Armatures transversales :

Vérification du poteau à l’effort tranchant.

On prend l’effort tranchant max et on généralise les nervures d’armatures pour tous les autres poteaux. => $V_{max} = 155,18$ KN pour la **zone 1**

VI.3.8. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA99})$$

ρ_d : est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, et supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

Et d'après C.B.A (A.5.1.2.1) on a la condition :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau} \quad \text{C.B.A (A.5.1.2.1)}$$

τ : Contrainte de cisaillement

V_{\max} : effort tranchant maximum sous combinaison sismique de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{155,18 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,585} = 0,408 \text{MPa}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3,23 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,20(f_{c28}/\gamma_b) ; 5 \text{Mpa}) = 4,35 \text{MPa}$$

$$\tau_{\max} = 0,408 \text{MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{MPa} \text{ condition R.P.A99(2003) vérifié}$$

$$\tau_{\max} = 0,408 \text{MPa} < \bar{\tau} = 4,35 \text{MPa} \text{ condition C.B.A93 vérifié}$$

Tableau (VI.4) les vérifications de cisaillement des poteaux

Niveau	V_{\max} (KN)	τ_{\max} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Condition	
					$\tau_{\max} < \bar{\tau}$	$\tau_{\max} < \bar{\tau}_{bu}$
Zone 1	155,18	0,408	4,35	1	Vérifié	Vérifié
Zone 2	131,04	0,481	4,35	1	Vérifié	Vérifié
Zone 3	80,55	0,442	4,35	1	Vérifié	Vérifié
Zone 4	36,20	0,328	4,35	1	Vérifié	Vérifié

VI.3.9. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la

condition suivante :
$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{RPA 99(2003) Article 7.4.3.1}$$

Avec :

v : Effort normal réduit

B_c: Section brute de l'élément.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton

N_d: Effort normal de compression max (ETABS).

Tableau (VI.5) vérification effort normal réduit pour chaque étage

ZONE	Section [cm2]	N_{max}[kN]	V	V<0,3
Zone 4	35x35	322,84	0,11	vérifié
Zone 3	45x45	1057,04	0,21	vérifié
Zone 2	55x55	1971,92	0,26	vérifié
Zone 1	65x65	3281,88	0,30	vérifié

VI.3.10. Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99/ version2003 article 7.4.2.2

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_e$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul
- h₁ : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : est l'espacement des armatures transversales

VI.3.10.1. Condition d'espacement :

D'après RPA99 (art 7.4.2.2) l'espacement des armatures transversales en zone III St est fixe comme suit :

- ✓ dans la zone nodale $t \leq 10\text{cm}$
- ✓ dans la zone courante $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\Phi_l)$

Où Φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

VI.3.10.2. Exemple de calcul :

Calcul des armatures transversal des poteaux de RDC $65 \times 65 \text{ cm}^2$:

➤ **L'espacement :**

- ✓ en zone nodale $t \leq 10\text{cm}$

On prend une valeur de $t = 10\text{cm}$

- ✓ en zone courante

$$t \leq \text{Min}(32,5 ; 32,5, 20)$$

On prend la valeur de $t = 10\text{cm}$.

➤ **Détermination de ρ_a :**

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3,23 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

➤ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{\rho_a V_a t}{h_1 f_c} = \frac{3,75 \times 155,18 \times 10^{-3} \times 0,1}{0,65 \times 400} = 2,23 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA8 $\Rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale article 7.4.2.2 (RPA99 version 2003).

$$\frac{A_t}{tb_1} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

On a $\lambda_g = 3,23$ comme en n'est pas dans les deux cas en fait l'interpolation

$$\lambda_g \Rightarrow 0,74\% \text{ donc il faut que } \frac{A_t}{tb_1} > 0,7425\%$$

$$\frac{A_t}{tb_1} = 3,02/(10 \times 65) = 0,465\% < 0,74\% \text{ condition n'est pas vérifié}$$

On prend $A_t=4HA10+2HA12=5,4\text{cm}^2$

Donc la condition est vérifiée.

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°.

Ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

Résultats du ferrailage transversal pour toutes les sections :

Tableau (VI.6) les résultats de ferrailage transversal

Poteaux	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	t espacement (cm)	A _t calcul (cm ²)	Choix des barres	A _t (cm ²)	A _t /b.t	Choix des barres	A _t (cm ²)
Zone 4	35x35	36,20	10	0,96	4HA8	2,01	n'est pas vérifié	6HA8	3,02
Zone 3	45x45	80,55	10	1,68	4HA8	2,01	n'est pas vérifié	4HA8+ 2HA10	3,58
Zone 2	55x55	131,04	10	2,23	6HA8	3,02	n'est pas vérifié	6HA10	4,71
Zone 1	65x65	155,18	10	2,23	6HA8	3,02	n'est pas vérifié	4HA10 + 2HA12	5,4

VI.3.11.Croquis de ferrailage :

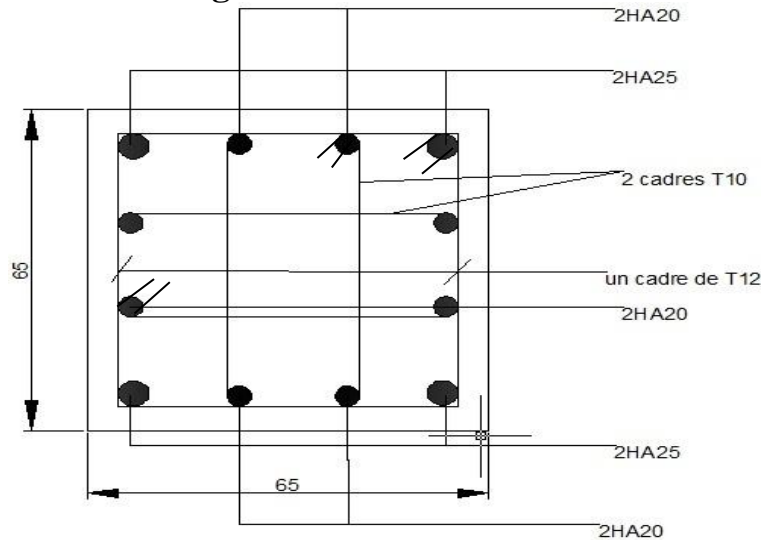


Figure (VI.1) croquis de ferrailage de poteau 65x65cm² de zone 1

VI.4.Ferraillage des poutres

VI.4.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu à l'état limite ultime « E.L.U » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Tableau (VI.7) Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

VI.4.2. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation. On a les combinaisons suivantes :

✓ **Selon CBA 93 :**

E.L.U : 1,35 G +1,5 Q
 1,35 G + 1,5 Q ± 0,8T

✓ **Selon le R.P.A 99/version2003 :**

Accidentel: G+Q ± E
 0,8G ± E

VI.4.3.Recommandation du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 50 en zone III.
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas. Nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

- ✓ Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

- Présentation des résultats :

Tableau (VI.8) les moments maximal internes dans les différentes poutres et sous les différentes combinaisons données par (ETABS)

Poutre	Positon	Combinaison	Moment maximum
Principale 50×30 cm²	En travée	E.L.U 1,35G+1,5G	50,52 KN.m
	Sur appuis	E.L.A G + Q - EX	-296,625KN.m
Secondaire 60×30cm²	En travée	E.L.U 1,35G+1,5G+0,8T	46,84 KN.m
	Sur appuis	E.L.A 0,8G-EX	-209,678KN.m
Secondaire 40×30cm²	En travée	E.L.U 1,35G+1,5G+0,8T	51,42KN.m
	Sur appuis	E.L.A 0,8G+EX	-159,69KN.m

VI.4.4. Exemple de ferrailage :

Soit une poutre principale (dimensions : 50x30 cm²):

$c = c' = 5 \text{ cm}$; Section = 50x30cm² ; béton $f_{c28}=25\text{Mpa}$; acier Fe E400.

VI.4.4.1. Ferrailage longitudinal :

a/ Ferrailage en travée :(situation durable)

$$M_u = 50,94 \text{ KN.m} \quad \text{E.L.U} \quad 1,35G+1,5G$$

Section 50×30 cm² (poutre principal). Sens longitudinal ; Fe = 400 MPa.

D'après le CBA93 :

$$M_u = 50,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 37,27 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,059$$

$$\mu_c = 0,2835 \text{ on } \mu < \mu_c \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) / 0,8 = 0,076$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,436 \text{ m.}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 50,94 \times 10^{-3} / (0,436 \times 348) = 3,36 \text{ cm}^2$$

On prendre : $A_s = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

b/ Ferrailage sur appui :(situation accidentelle)

$$M_{\max} = -296,625 \text{ KN.m} \quad (\text{E.L.A} \quad G + Q - \text{EX})$$

Donc :

$$\mu = 0,296625 / (0,3 \cdot 0,45^2 \cdot 21,74) = 0,225$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es})$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e \cdot \gamma_s) / E_s = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 0,636$$

On a $0,186 < \mu < \alpha_R \Rightarrow$ domaine 2-a

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) / 0,8 = 0,323$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,392 \text{ m.}$$

$$A_s = 0,296625 / (0,392 \times 400) = 18,91 \text{ cm}^2.$$

On choisit : $A_s = 4\text{HA}20 + 2\text{HA}25 = 22,39 \text{ cm}^2$

VI.4.4.2. Vérifications nécessaires pour les poutres:

a/ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t 28}{f_e}; \quad f_c = 400 \text{ MPA}; \quad f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} > (0,23 \times 0,30 \times 0,45 \times 2,1) / 400 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2. \text{ (Condition vérifiée)}$$

b/ Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

est de 0.5% en toute section :

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot b \times h.$$

$$A_{\min} > 0.5\% \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2.$$

- Condition vérifié pour les armatures sur appuis
- Condition non vérifiée pour les armatures de travée, alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 7,5 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$4 \text{ HA14} + 2 \text{ HA12} = 8,42 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage longitudinal des tous les sections des poutres sont donne dans le tableau suivant :

Tableau(VI.9) de ferrailage longitudinal des poutres

Poutre	Position	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min}}(\text{CNF}) (\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min}}(\text{RPA}) (\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopté} (\text{cm}^2)$
Principale 30×50cm²	En travée	3,36	1,63	7,5	4HA14+2HA12=8,42
	Sur appuis	18,91	1,63	7,5	4HA20+2HA25=22,39
Secondaire 30×60cm²	En travée	4,4	1,96	9	6HA14=9,24
	Sur appuis	10,20	1,96	9	6HA16=12,06
Secondaire 30×40cm²	En travée	4,5	1,3	6	6HA12=6,79
	Sur appuis	13,20	1,3	6	4HA16+2HA20=14,32

VI.4.4.2. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003. s.b \quad \text{RPA99(2003). 7.5.2.2}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de (h/4, 12Ø)
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.4.4.3. Vérification au cisaillement du béton :

Et d'après C.B.A (A.5.1.2.1) on a la condition :

$$\tau_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{bd} < \bar{\tau} \quad \text{C.B.A (A.5.1.2.1)}$$

τ_{max} : contrainte de cisaillement

V_{max} : effort tranchant maximum sous combinaison sismique de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,27f_{c28}/\gamma_b ; 7\text{MPa}) = 5,87\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

Tableau (VI.10) les vérifications de cisaillement des poutres

Poutre	V_{max} (KN)	τ_{max} (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	Condition $\tau_{max} < \bar{\tau}$
Principale 50×30cm ²	353,92	2,62	5,87	Vérifié
Secondaire 60×30cm ²	125,86	0,777	5,87	Vérifié
Secondaire 40×30cm ²	200,57	1,88	5,87	Vérifié

$\tau_{max} < \bar{\tau}$ vérifié pour tous les poutres

Dispositions constructives :

Exemple de calcul :

Poutre principale 50×30cm²

✓ Selon le C.B.A93, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4. b. St / f_e$$

b : largeur de la poutre

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

- $St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}); d = 0,45 \text{ cm.}$

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

✓ Le RPA99/version 2003 impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 L ; 30 \text{ cm}) = 10\text{cm} ;$

- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10\text{cm} ;$

- En zone courante : $St = 20\text{cm}$

D'après CBA93 On aura alors :

$$A_{t1} \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400$$

Soit : $A_t = 0,6 \text{ cm}^2$

- La quantité d'armatures transversales minimales RPA99(2003) doit vérifier :

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > A_{t1}$$

Le choix des barres est le suivant : 4HA8.

$$A_t = \text{cadreT8} + \text{étrierT8} = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\phi_{8\text{mm}}$ ».

VI.4.4.4. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

a/ Appui de rive :

✓ *Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :*

L'effort tranchant au niveau des appuis est repris par les armatures longitudinales A_s si :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e$$

$$V_{\text{max}} \cdot \gamma_s / f_e = 0,354 \times 1,15 / 400 = 10,17 \text{ cm}^2 \leq A_s = 22,39\text{cm}^2$$

La condition est donc vérifiée

✓ *L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :*

$$V_{\text{max}} \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$b = 0,30 \text{ m};$$

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

$$a = l_a - 2 \text{ cm}; \text{ et } l_a: \text{ est longueur d'ancrage.}$$

On choisit un crochet à 90°

$$l_a = l_s - 24,69 \phi_L;$$

ϕ_L : diamètre des armatures longitudinales ;

l_s : longueur de scellement droit telle que :

$$l_s = 35 \phi_L \text{ (} f_{c28} = 25 \text{ MPa, } f_e \text{ E400 , } \psi_s = 1.5)$$

Donc :

$$L_a = (35 - 24,69) \phi_L = 10,31 \times 2,5 = 25,77\text{cm}$$

$$a = 25,77 - 2 = 23,77\text{cm}$$

La longueur (a) doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75 V_{\text{max}}}{b \times f_e} \leq a \leq 0,9.d$$

$$1,11\text{cm} \leq a = 23,77\text{cm} \leq 40,5 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Alors on a : } 0,267.a.b.f_{c28} = 0,48 \text{ MN} > V_{\text{max}} = 0,354\text{MN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

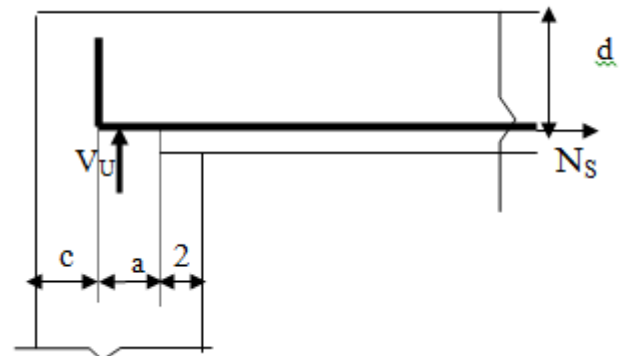
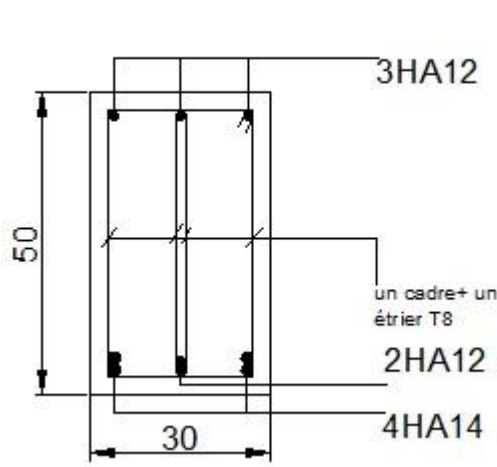
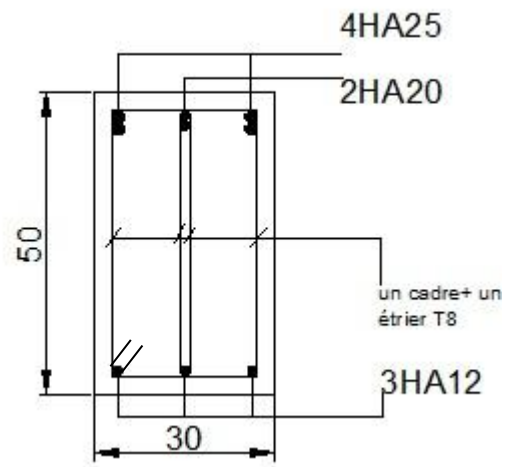


Figure (VI.2) vérification de l'effort tranchant

VI.4.5. Croquis de ferrailage :



Figure(VI.3) ferrailage des poutres principales 30x50 en travée



Figure(VI.4) ferrailage des poutres principales 30x50 sur appuis

VI.5. Ferrailage des voiles :

VI.5.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI .5.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI .5.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l’effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l’effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d’exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI .5.3.1.Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA99version2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

VI .5.3.2.Ferrailage vertical et horizontal :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [h_0/2 ; (2/3).L'] \text{ Article 7.7.4 RPA 99(version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé la structure en quatre zones :

- ✓ Zone 1 : RDC-3^{ème} étage.
- ✓ Zone 2 : 4^{ème}-7^{ème} étage.
- ✓ Zone 3 : 7^{ème} -14^{ème} étage.

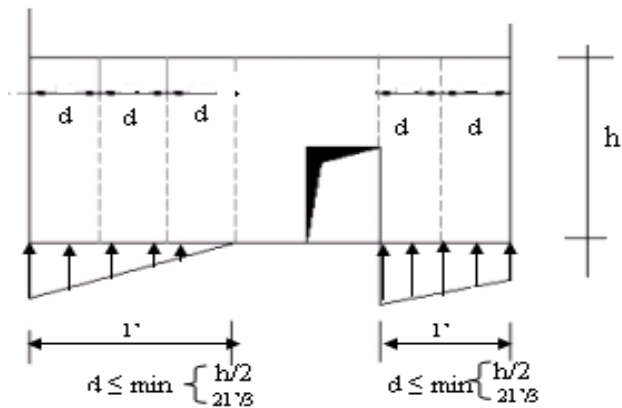


Figure (VI.5): Schéma de voile

VI .5.3.3 Exemple d’application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 ($L=5,7m$) en zone I :

-Détermination des sollicitations sous la combinaison E.L.A $G + Q+ EX$

$M= 6259,173KN .m$

$I=(0,2 \times 5,7^3)/12= 3,08 m^4$

$N= -1717,37 KN$ (traction)

$\Omega =1,14m^2$

$v = h/2 = 2,85 m.$

✓ **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{-1717,37}{1,14} + \frac{6259,173 \times 2,85}{3,08}$$

$$\sigma_1 = 4,28 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{-1717,37}{1,14} - \frac{6259,173 \times 2,85}{3,08}$$

$$\sigma_2 = -7,30 \text{ MPa.}$$

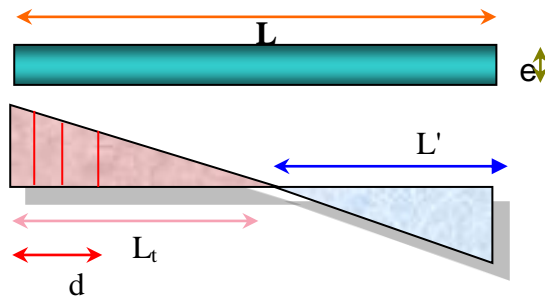


Figure (VI.6) Diagramme des contraintes

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 5,7 \cdot \left(\frac{7,3}{4,28 + 7,3} \right) = 3,59 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 5,7 - 3,59 = 2,11 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3/2 ; (2/3) \times 2,11) = 1,407 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1,407 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -7,3 / 3,59 = -2,03$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -4,43 \text{ Mpa}$$

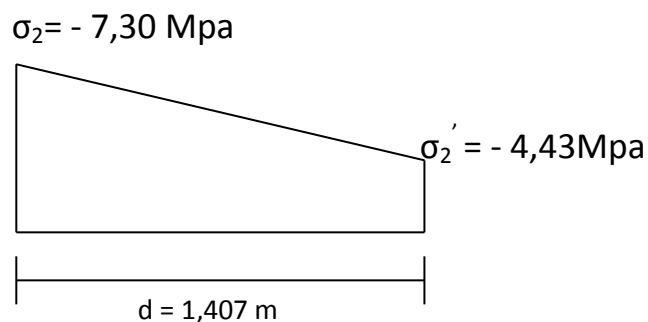


Figure (VI.7) Diagramme des contraintes pour la bonde d

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = -4,43 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} - \frac{M_1.v_1'}{I} = -7,30 \text{ Mpa}$$

$$I' = (0,2 \times 1,407^3) / 12 = 0,046 \text{ m}^4$$

$$v' = 1,407/2 = 0,7035\text{m}$$

$$\Omega' = 0,2 \times 1,407 = 0,281\text{m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2' + \sigma_2) \Rightarrow N_1 = -1,648\text{MN.}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 0,094\text{MN.}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,057\text{m} < d/6 = 0,25 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement}$$

tendue).

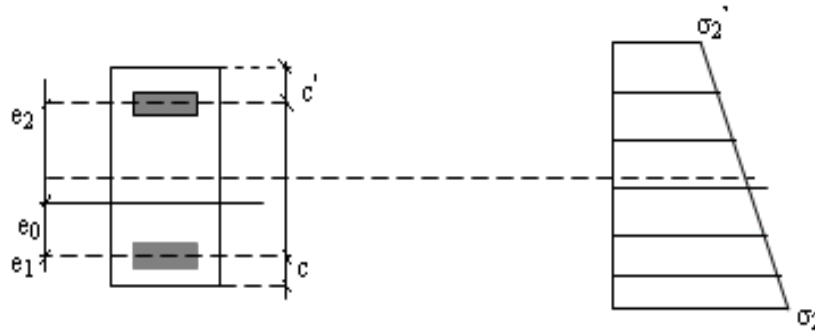


Figure (VI.8) les contraintes de traction sur la section de voile

Soit : $c = c' = 5 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,596\text{m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,710\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times \sigma_{10} = 22,40\text{m}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times \sigma_{10} = 18,80\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 41,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 14,64\text{cm}^2$$

Armatures minimales de RPA 99:

✓ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:**

$$A_{s \text{ RPA}} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0,002 \times 0,2 \times 3,59 = 14,36\text{cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{ml}/\text{face} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face.}$$

✓ **Le pourcentage minimal D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 5,7 = 17,1\text{cm}^2$$

$A_{min}/ml/face = 16,2/(2 \times 5,7) = 1,5 \text{ cm}^2/ml/face.$

Donc : $A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = \max(14,64 ; 2 ; 1,5) = 14,64 \text{ cm}^2/ml/face$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$A_s = (14,64 \times 5,7)/2 = 41,72 \text{ cm}^2$ par face

➤ **Choix des barres :**

- ✓ En zone courante : soit 11H20. ($A_s = 34,54 \text{ cm}^2$)
- ✓ En zone d'about : soit. 6HA16 ($A_s = 12,06 \text{ cm}^2$)

➤ **espacement :**

- ✓ En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}.$
Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$
- ✓ En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}.$

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical des tous les voiles

Tableau (VI.11) Le ferrailage des voiles par ml/face pour la zone 1 :

Voile	e(m)	L(m)	M(KN.m)	N(KN)	As(cm ²)	AsRPA(cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	barres z. d'about	barres z. courante
V1,V11, V2,V12	0,2	5,7	6259,2	-1717,4	14,64	2	1,5	14,64	6HA16	11HA20
V3,V13	0,2	3,10	1927,1	1499,3	4,48	2	1,5	4,48	3HA12	6HA12
V4,V14	0,2	3,95	2480,8	2671,5	1,75	2	1,5	1,75	4HA10	8HA10
V5,V6, V15,V16	0,2	4,00	3796,6	2572,0	4,87	2	1,5	4,87	4HA10	8HA14
V7,V17	0,2	3,60	1683,0	1599,4	2,10	2	1,5	2,10	4HA10	7HA10
V8,V18	0,2	2,33	59,7	-1047,0	5,62	2	1,5	5,62	2HA10	4HA14
V9,V19	0,2	2,60	1051,9	312,1	5,78	2	1,5	5,78	2HA12	5HA14
V10,V20	0,2	7,10	11596,3	1766,1	10,50	2	1,5	10,50	7HA14	14HA16

Tableau (VI.12) Le ferrailage des voiles par ml/face pour la zone 2

Voile	e(m)	L(m)	M(KN.m)	N(KN)	As(cm ²)	AsRPA(cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	barres z. d'about	barres z. courante
V1,V11, V2,V12	0,2	5,7	4556,5	-1065,1	11,10	2	1,5	11,10	6HA14	11HA16
V3,V13	0,2	3,10	684,5	1043,7	0,95	2	1,5	2,00	3HA10	6HA10
V4,V14	0,2	3,95	1319,4	1760,5	0,71	2	1,5	2,00	4HA10	8HA10
V5,V6, V15,V16	0,2	4,00	1292,2	1829,8	0,46	2	1,5	2,00	4HA10	8HA14
V7,V17	0,2	3,60	991,7	-648,2	7,83	2	1,5	7,83	4HA10	7HA10
V8,V18	0,2	2,33	670,6	441,3	4,51	2	1,5	4,51	2HA10	4HA14
V9,V19	0,2	2,60	776,5	289,9	5,24	2	1,5	5,24	2HA12	5HA14
V10,V20	0,2	7,10	7497,2	960,1	7,71	2	1,5	7,71	7HA14	14HA16

Tableau (VI.13) Le ferrailage des voiles par ml/face pour la zone 3 :

Voile	e(m)	L(m)	M(KN.m)	N(KN)	As(cm ²)	AsRPA(cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	barres z. d'about	barres z. courante
V1,V11, V2,V12	0,2	5,7	1420,0	900,5	0,78	2	1,5	2,00	6HA10	11HA10
V3,V13	0,2	3,10	239,5	1050,2	0	2	1,5	2,00	3HA10	6HA10
V4,V14	0,2	3,95	418,8	1211,9	0	2	1,5	2,00	4HA10	8HA10
V5,V6, V15,V16	0,2	4,00	491,2	553,1	0,41	2	1,5	2,00	4HA10	8HA10
V7,V17	0,2	3,60	353,5	633,3	0,02	2	1,5	2,00	4HA10	7HA10
V8,V18	0,2	2,33	247,9	437,4	0,91	2	1,5	2,00	2HA10	4HA10
V9,V19	0,2	2,60	318,5	392,8	1,18	2	1,5	2,00	2HA10	5HA10
V10,V20	0,2	7,10	2390,2	1451,5	0,60	2	1,5	2,00	7HA10	14HA10

Remarque : A_sadopté est pour 1ml/face et le choix des barres est pour la moitié de voile par face à cause de la symétrie

VI.5.3.4. Ferrailage transversal vis-à-vis de l'effort tranchant:

a .Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{max}/b_0d$

Avec :

V_{\max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28}$. L'article 7.7.2 RPA 99version2003

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,8 \cdot f_e} \quad \text{C.B.A 93 Art A.5.1.2.3}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$.

D' autre part le RPA 99version2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

c. Exemple d'application :

Voiles V1:

$$V_{\max} = 608,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,4 V_{\max} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1,4 \times 0,608) / (0,2 \times 0,9 \times 5,7) = 0,830 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} > 0,830 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm}) \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99}).$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t \geq (0,830 \times 0,2 \times 0,2) / (0,8 \times 400) \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min}(\text{RPA}) = 0,15\% \times b_0 \times L = 17,1 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres

$$A_t = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{pour la moitié de voile } A_t = 11 \text{ HA}10 = 8,69 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Pour les résultants des ferrailrages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux et pour la moitié de voile. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Tableau (VI. 14) : Résultat de ferrailage horizontal

Voile	L(m)	V _{max} (KN)	τ _u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Condition τ _u ≤ $\bar{\tau}$ _u	A _t (cm ²)	A _{t,min} (cm ²)	A _{t,adopté} cm ² /ml	A _t cm ²	Choix des barres
V1,V11	5,7	608,21	0,830	5	vérifié	1,04	3	3	8,55	11HA10
V2,V12	3,65	285,71	0,609	5	vérifié	0,76	3	3	5,48	8HA10
V3,V13	3,10	248,79	0,624	5	vérifié	0,78	3	3	4,65	7HA10
V4,V14	3,95	193,45	0,381	5	vérifié	0,48	3	3	5,93	6HA10
V5,V6, V15,V16	4,00	327,34	0,636	5	vérifié	0,80	3	3	6,00	8HA10
V7,V17	3,60	338,75	0,732	5	vérifié	0,91	3	3	5,40	7HA10
V8,V18	2,33	360,41	1,203	5	vérifié	1,50	3	3	3,50	6HA10
V9,V19	2,60	473,13	1,415	5	vérifié	1,77	3	3	3,90	6HA10
V10,V20	7,10	462,76	0,507	5	vérifié	0,63	3	3	10,65	14HA10

VI.5.4.Croquis de ferrailage :

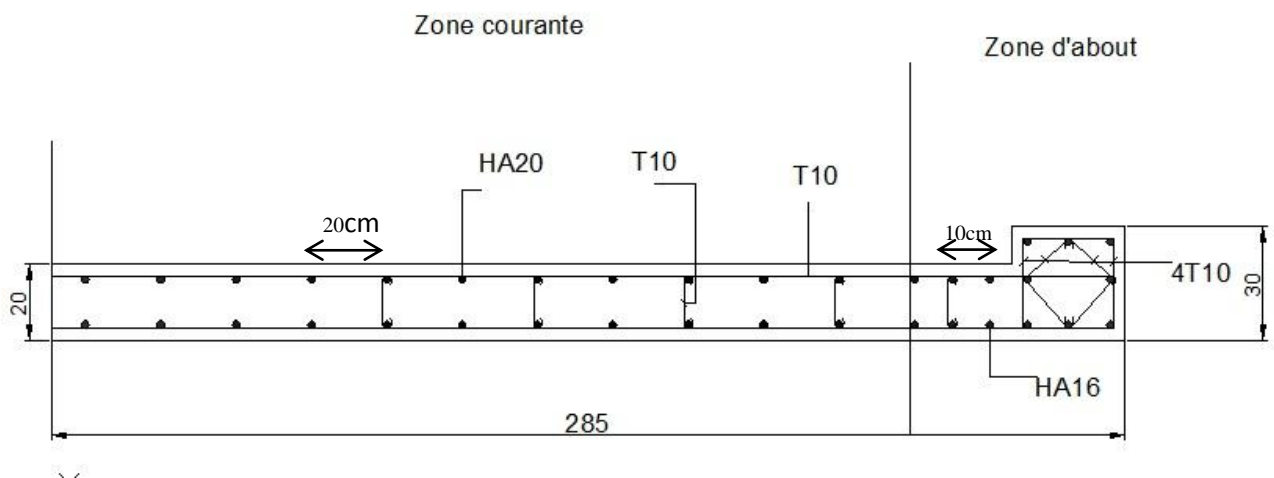


Figure (VI.9) croquis de ferrailage de voile V1 en zone 1

CHAPITRE VII :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE



VII .1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, 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.

VII.2.Etude de la fondation :

VII.2.1.Généralité :

La fondation d'un bâtiment est la partie d'ouvrage qui repose sur le bon sol ou le substratum et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges, surcharges, efforts de renversement, etc.) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure. Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.2.2.Choix et type de fondations :

Le choix de type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigide)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie (ferraillage)

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 3 bars (sol meuble).

Avec cette capacité portante , Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

- **Réactions à la base de la structure :**

Les efforts globaux obtenus par le logiciel ETAPS à la base de l'ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau(VII.1) : réaction à la base de la structure

combinaisons	Effort normal N(KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
G+Q+E	91209,28	694974,924	1500349,27
0,8G+E	64269,13	687996,72	1318962,48

VII.2.2.1.Semelles filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ bars} = 0,3 \text{MN/ m}^2$$

Nous avons une surface globale du bâtiment : $S_b = 437,51 \text{ m}^2$

$$S_s = \frac{91209,28 \times 10^{-3}}{0.3} = 304,03 \text{m}^2.$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 0,69 > 0,5$$

 $S_s > 0,5 S_b$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d’emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l’ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L’augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d’exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l’action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

VII.2.2.2.Radier général :

1. Predimensionnement du radier :

La surface de notre radier est composée de la surface totale du bâtiment plus un débord de 1m choisi de façon à rapprocher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment (point d’application de l’effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

2. Calcul de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + L_{\text{périphérique}} \cdot D$$

$$S_{\text{radier}} = 544,455 + 99,3 \cdot 1 = 643,755 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 643,755 \text{ m}^2$$

3. Calcul de l'épaisseur du radier:

✓ **Condition forfaitaire :**

$$L_{\text{max}}/8 < h_r < L_{\text{max}}/5$$

Telle que : $L_{\text{max}} = 5,4 \text{ m}$ entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a : $67,5 \text{ cm} < h_r < 180 \text{ cm}.$

On choisit $h_r = 120 \text{ cm}.$

✓ **Condition de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

L'effort normal maximal revenant au radier est $N = 124763,46 \text{ KN}$

$$L_{\text{max}} = 5,4 \text{ m}$$

$$S_{\text{rad}} = 643,755 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow T_{\text{max}} = 523,27 \text{ KN}$$

$$d = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot \tau_b} \geq 0,34 \text{ m} \text{ donc } h \geq \frac{d}{0,9} = 0,37 \text{ m}$$

✓ **Condition forfaitaire pour nervure :**

$$h_n \geq L_{\text{max}}/10 \quad ; \quad L_{\text{max}} = 5,4 \text{ m}$$

$$h_n \geq 0,54 \text{ m}$$

✓ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\text{max}} / \pi$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{\text{max}} = 5,4 \text{ m}$).

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen ($K = 40000\text{KN/m}^3$).

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_r \geq 78,23\text{cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 120\text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_r = 120\text{cm}$ Hauteur total du radier

$h_d = 60\text{cm}$Hauteur de la dalle

$b = 50\text{ cm}$ Largeur de la nervure

5. Vérification du radier:

➤ **Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 91209,28 + 11265,7 = \mathbf{102475\text{KN}}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4,02\text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 643,755\text{m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 10 \times 4,02 \times 643,755 = 38818,4\text{KN}$$

$$38818,4\text{KN} < 102475,1\text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

➤ **Vérification au non poinçonnement :**

D'après les règles des BAEL91 ;

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile (V6) de longueur 6.8 m

$$Nu = 1,35 N_g + 1,5N_q$$

$$N_u = 10107,32 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 10107,32 / 6,8 = 1486,4 \text{ KN/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 1,4864 \text{ MN/ml}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile .

$$\mu_c = 2 \times (6,8 + 0,2 + (2 \times 1,2)) = 16,8 \text{ m}$$

$$0,045 \times 16,8 \times 1,1 \times 25 = 13,23 \text{ MN}$$

$$13,23 \text{ MN} > N_u = 1,4864 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

6. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = 17,65 \text{ m} \\ Y_G = 10,62 \text{ m} \end{cases}$$

- Centre de masses du bâtiment (superstructure) :

$$\begin{cases} X_C = 16,45 \text{ m} \\ Y_C = 10,649 \text{ m} \end{cases}$$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 1,2 \text{ m}$$

$$e_y = 0,029 \text{ m}$$

- Inerties du radier :

$$I_x = b \cdot h^3 / 12 + A \cdot D_x^2$$

$$I_y = b^3 \cdot h / 12 + A \cdot D_y^2$$

Les inerties sont :

- Sens x - x : $I_x = 28228,23 \text{ m}^4$
- Sens y - y : $I_y = 77894,4 \text{ m}^4$

7. Vérification de la stabilité du radier:

➤ **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier:
$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$N_T = N + N_{radier}$

N : effort normal dû aux charges verticales.

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

$N_T = 80377,76 \text{ KN}$

$$\sigma = \frac{80377,76}{490,79} = 163,8 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier au renversement :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

- 0.8 G ± E
- G+Q ± E

D'après le RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau [VII.2] les résultats pour la combinaison la plus défavorable

0,8G+E_x

▪ **Réactions à la base de la structure :**

Les efforts globaux obtenus par le logiciel ETAPS à la base de l'ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau (VII.2): Résultats de calcul de la stabilité du radier

	N(KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4(m)	L _y /4(m)	Obs.
0,8G +E_x	223070, 38	689044,804	875348,784	3,089	3,92	8,825	5,31	Vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

.Calcul des contraintes :

il faut vérifier que : $\sigma_{\max} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,45 \text{MPa}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ avec } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \text{ et } \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

V : Centre de gravité du radie

1. Sous G + Q + E :

$$N = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 91209,28 \text{ KN}$$

Tableau (VII.3) : Résultats de calcul

	sensX	sensY
S_{rad}(m)	643,755	643,755
Centre de gravité(m)	17,65	10,62
Moment d'inertie (m⁴)	28228,23	77894,4
N(KN)	91209,28	91209,28
M(KN.m)	783455,13	-1501283,52
σ₁(MPa)	0,611	-0,083
σ₂(MPa)	-0,368	0,326
σ_m(MPa)	0,366	0,019

Les contraintes **σ₁ suivant y** **σ₂ suivant x** sont minimales et négatives mais nous pouvons les négligés car elles sont petites.

2. Sous 0,8 G + E :

Tableau (VII.4) : Résultats de calcul

	sensX	sensY
S_{rad}(m)	643,755	643,755
Centre de gravité(m)	17,65	10,62
Moment d'inertie(m⁴)	28228,23	77894,4
N(KN)	64269,13	64269,13
M(KN.m)	689044,804	-875348,784
σ₁(MPa)	0,516	-0,034
σ₂(MPa)	-0,345	0,205
σ_m(MPa)	0,301	0,026

Les contraintes **σ₁ suivant y** **σ₂ suivant x** sont minimales et négatives mais nous pouvons la négliger car elles sont petite.

$$\sigma_m < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 0,45 \text{ MPa} \text{ donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.}$$

8. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

❖ Méthodes de calcul :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que : $\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0,2 à 1 'ELS ; 0 à l'ELU)

(Cours béton armé BAEL 91).

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3 (1.9 - 0.9\alpha)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx}=0,75.M_x$; $M_{ty}=0,75.M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,5.M_x$; $M_{ay}=0,5.M_y$).

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Les valeurs des charges ultimes.

ELU

$N_u = 71361,4\text{KN}$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rod}} = \frac{71361,4}{643,755} = 95,49\text{KN} / m^2$$

ELS

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{52154,15}{643,755} = 69,79\text{KN} / m^2$$

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité:

1. Détermination des efforts :

Tableau (VII.5) : les efforts à l'ELU $v = 0$

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	μ_y	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
6,7	6,8	0,985	0,038	162,89	122,168	81,445	0,968	157,68	118,26	78,64

Tableau (VII.6) : les efforts à l'ELS $v = 0,2$

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_a (KN.m)	μ_y	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
6,7	6,8	0,985	0,038	119,05	89,288	59,525	0,968	115,24	86,43	57,62

❖ **Calcul des armatures avec vérification :**

A. Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité est la suivante :

Sens y-y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8.\text{epaisseur}$$

pour $F_c = 400$

Sens x-x
$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) / 2$$

D'après les tableaux qui précèdent, on remarque que la condition est vérifiée.

B. Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité
$$\begin{cases} \delta_i \leq \min(3h; 33\text{cm}) \\ \delta_i \leq 33\text{cm} \dots \text{c'est vérifiée} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1. Détermination des armatures à L'ELU:

Tableau(VII.7) : Le ferrailage a L'ELU. v = 0

	sens x- x		sens y-y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
M_u(MN.m)	0,122	0,0595	0,118	0,057
d(m)	0,765	0,765	0,765	0,765
f_{bu}(MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17
μ	0,0147	0,015	0,0072	0,0068
σ_s(MPa)	348	348	348	348
α	0,0185	0,01889	0,009	0,00853
Z(m)	0,759	0,759	0,762	0,762
As (cm²/ml)	4,61	2,25	4,45	2,15
As_{min} (cm²/ml)	9,2374	9,2374	9,2374	9,2374
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
As choisi (cm²)	10,05	10,05	10,05	10,05
St (cm)	20	20	20	20

2. Détermination des armatures à L'ELS:

Tableau(VII.8) : Le ferrailage a L'ELS. $\nu = 0.2$

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_{ser}(MN.m)$	0,089	0,0595	0,086	0,0576
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st}(MPa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$d(m)$	0,765	0,765	0,765	0,765
$X(m)$	0,40345	0,40345	0,40345	0,40345
$Z(m)$	0,63	0,63	0,63	0,63
$M1(MN.m)$	1,907865	1,907865	1,907865	1,907865
$A_s (cm^2/ml)$	7	4,68	6,77	4,53
$A_{s\ min} (cm^2/ml)$	9,2374	9,2374	9,2374	9,2374
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
$A_s\ choisi (cm)$	10,05	10,05	10,05	10,05
$St (cm)$	20	20	20	20

9. Débord :

FERRAILLAGE DE DEBORD :

$b = 1m$

$h = 85cm$

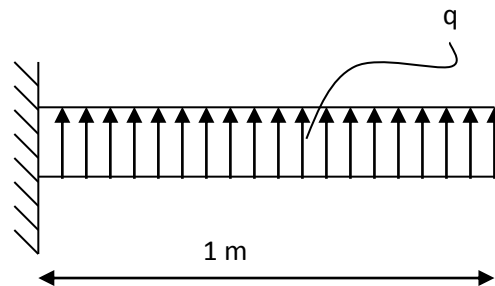
$d = 76,5cm$

$L = 1m$

$q_u = 95,49 KN/m^2 \times 1ml$

$q_{ser} = 69,79 KN/m^2 \times 1ml$

$f_{bc} = 14,17MPa$



1. Calcul à l'ELU :

$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 47,745KN.m$

Tableau(VII.9) : le ferrailage de débord à l'ELU

$M_u (MN.m)$	$d(m)$	μ	α	$Z (m)$	$A_s (cm^2)$
0,04774	0,765	0,0058	0,0727	0,7616	1,8

2. Calcul à l'ELS :

$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 34,9KN.m$

Tableau(VII.10) : le ferrailage de débord à l'ELS

M_{ser} (MN.m)	d(m)	X(m)	Z(m)	M_1 (MN.m)	Nature de section	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	A_s (cm ²)
0,0349	0,765	0,403	0,6307	1,9063	SSAC	201,63	15	2,74

B. La vérification :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} \quad \text{Tel que} \quad A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{ij}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 7,60cm$$

Choix des barres du débord :

Tableau(VII.11) : le ferrailage de débord à la condition de non fragilité

A_s (ELU) (cm ²)	A_s (ELS) (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des barres	Esp (cm)	A_s^{rep} (cm ²)	Esp (cm)
1,8	2,74	7,60	4HA16 ($A_s = 8,04cm^2$)	20cm	4HA16 ($A_s^{rep} = 8,04 cm^2$)	20cm

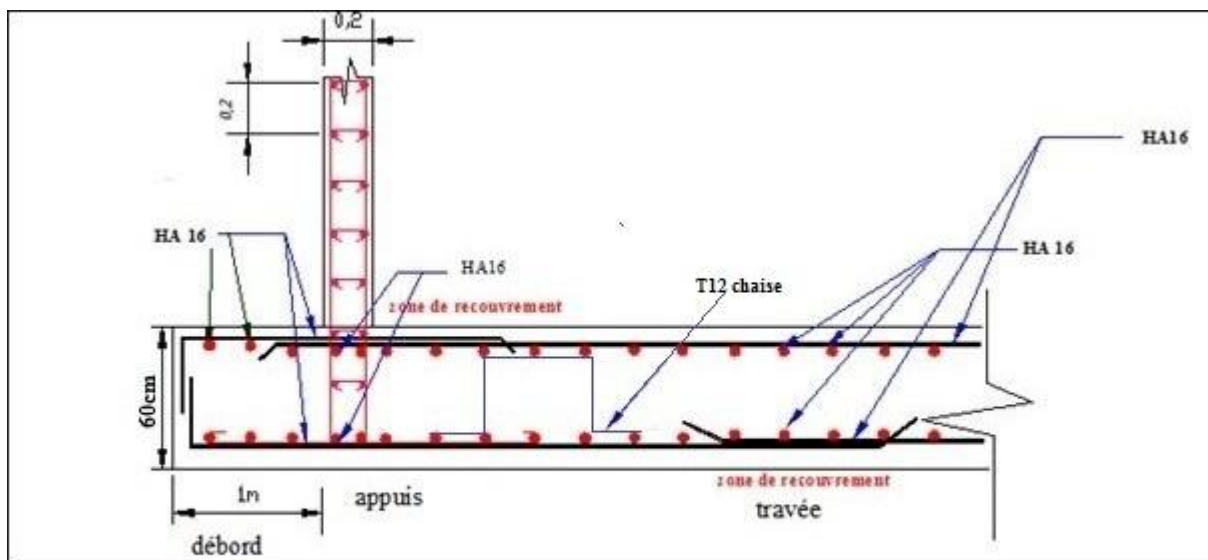


Figure (VII.1): Ferrailage du radier sens x à l'ELS.

10. Ferrailage de la nervure :

✓ **Ferrailage longitudinal :**

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend: $L_{max} = 5,4m$.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel SAP2000.

Avec : $h_f = 1,2m$

$$B = 50 \text{ cm}$$

Tableau (VII.11) Récapitule les résultats des sollicitations de calcul

	Moment(KN.m)	Effort tranchant(KN)
En appui	923,1	1686.5
En travée	523.8	/

✓ **Ferrailage sur appui:**

$$B = 50 \times 120 \text{ (cm}^2\text{)} \quad F_c = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = 923,1 \text{ KN.m} \quad (\text{E.L.S}) \quad \text{D'après B.A.E.L 91 :}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,923}{0.5 \times 1,08^2 \times 14.17} = 0.11 < 0.186 \Rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.146$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,01m$$

$$\epsilon_s > \epsilon_{es} = 0,10^{-3} ; \text{ donc: } \sigma_s = 202 \text{ MPa E.L.S } (\gamma_s = 1.15)$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{0,923}{1,01 \times 202} = 45,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 15\text{HA}20 = 47,1 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage sur travée**

$$M_{ser} = 523,8KN.m \quad (E.L.S)$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.063 < 0.186 \Rightarrow \text{dommaine 1}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.08$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,04m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{0.523}{1,04 \times 202} = 24,09cm^2$$

Soit : 10HA20+2HA16 = 24,02 cm²

✓ **Armatures transversales**

$$Vu_{max} = 1686,5KN$$

$$\tau_{u_{max}} = \frac{1,6865}{0.5 \times 1,08} = 3,12 MPa$$

$$\bar{\tau}_{u_{max}} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_{u_{max}} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

✓ **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (30; 24) = 24 \text{ cm. (zone nodal)}$$

$$S_t \leq h/2 = 30cm \text{ (zone courante)}$$

D'après le C.B.A l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions.

Donc on choisit :

✓ Dans les zones courantes : $S_t = 30cm$

✓ Dans les zones nodales : $S_t = 20cm$

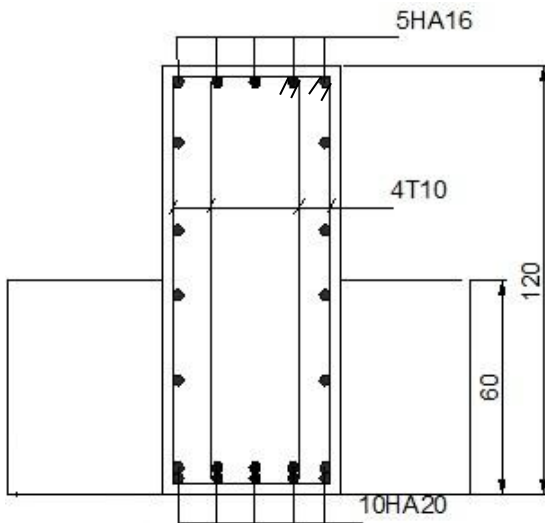
Calcul des armatures

D'après CBA93 $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$

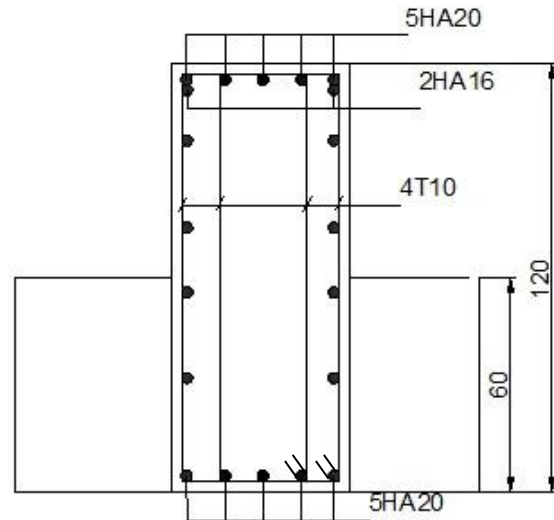
$$A_t = (0,4 \times 0,5 \times 0,2) / 400 = 1 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

✓ **Croquis de Ferrailage:**



Figure(VII.2) ferrailage des nervure 120x50cm² sur appuis



Figure(VII.3) ferrailage des nervure 120x50cm² en travée

VII.3. Etude du voile périphérique:

VII.3.1. Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

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

La hauteur du voile périphérique = 4,02 m.

VII.3.2. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles périphériques ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et semi encastéré de l'autre côté. Les voiles sont

soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie sur le long du voile.

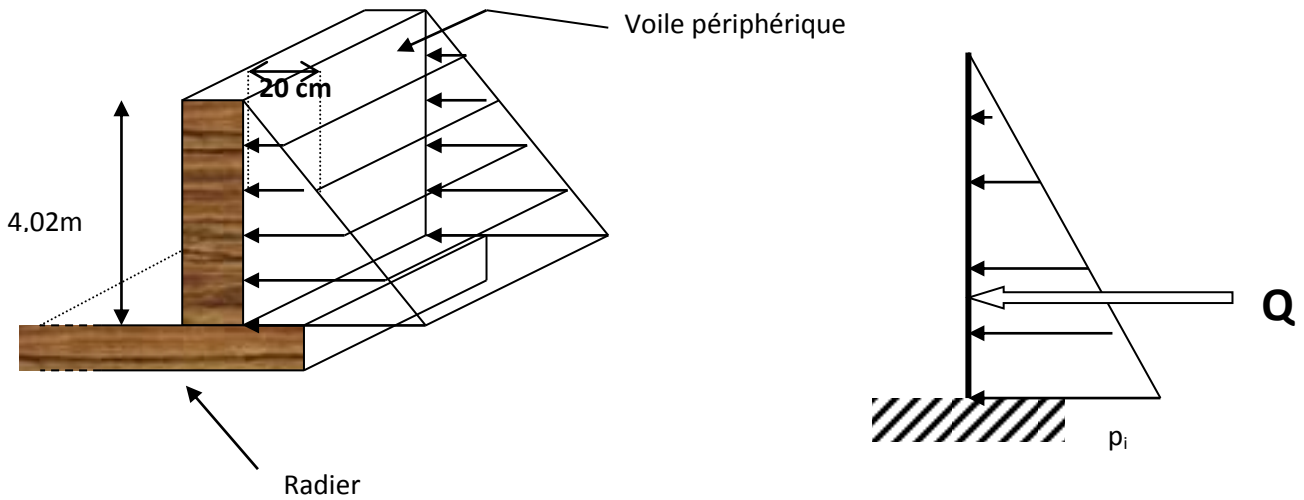


Figure (VII.4) : la poussée des terres sur le voile périphérique.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}}$$

Avec:

$$Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot K_0.$$

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]. \text{ Avec } K_0, \text{ coefficient de poussée.}$$

$$h = 4,02\text{m.}$$

$$\gamma_d : \text{ poids spécifique du remblai} = 1,80 \text{ t/m}^2.$$

$$\phi : \text{ angle de frottement interne du remblai} = 30^\circ.$$

$$K_0 = 0,33$$

$$\Rightarrow P_i = 23,8 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Q = 47,8 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } M = 12,3 \text{ KN.m.}$$

VII.3.3. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{ser} = 1,23 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm².

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Max} (0,4f_e ; 88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 161,31 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$x = (n \times \bar{\sigma}_{bc} \times d) / n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}$$

$$x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,2) / 15 \times 15 + 161,31$$

$$x = 0,105$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,9 \times 0,2 - \frac{0,105}{3} = 0,145$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,105 \times 15 \times 0,145$$

$$\bar{M}_1 = 0,114 \text{ MPa.}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées.

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \cdot z}$$

$$A_s = 5,26 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_1 = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal).}$$

Choix des barres: **8HA10/ml** soit $A_s=6,28\text{cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Condition de non fragilité (C.N.F) .

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,2 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s \text{ (vérifiée).}$$

VII.3.4. Calcul du ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximale, soit $L = 5.4\text{m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (2,38 + 0) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = 11,9 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \cdot L^2 / 8$$

$$M_0 = 43,4 \text{ KN.m}$$

M_t : Moment en travée.

$M_e = M_w =$ moment aux appuis.

$$M_t = 0,75 \times M_0$$

$$M_e = M_w = 0,5 \times M_0$$

$$M_t = 32,6 \text{ KN.m}$$

$$M_e = M_w = 21,7 \text{ KN.m}$$

- **Vérification :**

$$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1,25 \times M_0$$

$$1,25 M_0 = 1,25 \times 4,34 = 54,2 \text{ KN.m}$$

$$3,26 + (2,17 + 2,17) / 2 = 54,3 \text{ KN.m} \text{ (la condition est vérifiée).}$$

A. Ferrailage en travée :

$$M_t = 0,75 M_0 = 32,6 \text{ KN.m.}$$

$$b_0 = 1\text{ml} \quad ; \quad h = 0,2\text{m} \quad ; \quad d = 0,9 h = 0,18\text{m}$$

$$M_t < M_1$$

⇒ Section sans armatures comprimées

$$Z = 0,145\text{m}$$

$$A_s = M_t / Z \times \sigma_{st}$$

$$A_s = 13.94 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s, \min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_s.$$

Soit **7HA16 /ml (=14,07cm²)**. Avec **St = 20cm**.

B. Ferrailage sur appuis :

$$M_e = 21,7 \text{ KN.m.}$$

$$A_s = M_u / Z \times \sigma_s$$

$$A_s = 9,28 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s, \min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_s$$

Soit **9AH12 /ml (A_s=10,18cm²)**. Avec **St = 20cm**

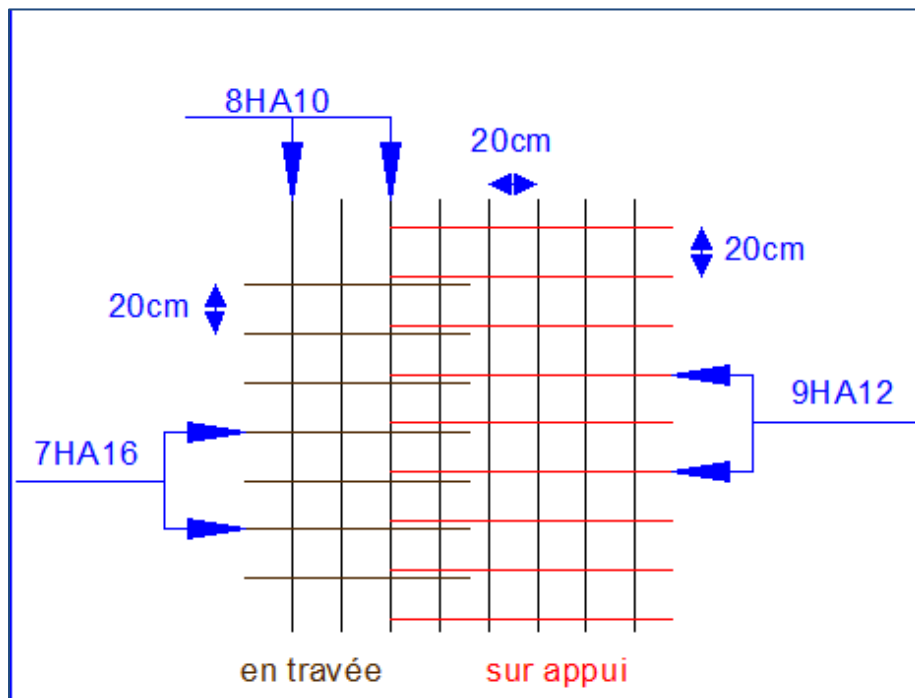


Figure (VII.5): Ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE :

Au terme de notre projet de fin d'études, nous tenons à indiquer que ce travail nous a permis d'appréhender les différentes étapes de calcul d'une structure en béton armé.

Nous avons saisi, combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. Cette procédure est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure n'engendre pas systématiquement, une bonne résistance vis-à-vis des séismes, car ceux-ci lorsqu'ils sont mal placés peuvent nuire à la stabilité de la structure.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et les connaissances acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception, la mise en application des codes en vigueur, et l'utilisation des logiciels comme : **ETABS ; SOCOTEC, AUTOCAD ...etc.**

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais une avancée concrète vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENTS TECHNIQUE :

- ✓ Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/VERSION 2003).
- ✓ Règles de conception et de calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- ✓ Règles de calcul de béton aux états limites BAEL91.
- ✓ Règles définissant les effets de la neige et du vent D.T.R –C2-47-RNV99.
- ✓ règlement DTRBC2-2 : charges permanentes et d'exploitations

COURE ENSTP :

- ✓ Béton armé 4^{ème}année.....M^r. BEN REDOUANE
- ✓ Dynamique des structures.....M^r. TAHER. BOUCHAKOUR
- ✓ Structure Bâtiment.....M^{me} OUMOUSA

LOGICIELS :

- ✓ Logiciel d'analyse des structures **ETAPS**
- ✓ Logiciel d'analyse des structures **SAP 2000version 14**
- ✓ Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
- ✓ EXCEL 2010
- ✓ WORD 2010
- ✓ AUTO CAD 2010

**THESES DE PFE : Etude d'une tour d'affaire R +12 avec 2sous –sol
promotion 2009(ENSTP)**