

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'un bâtiment R+6 en béton  
armé à usage d'habitation  
contreventé par des voiles à  
MEFTAHA. BLIDA**

*Encadré par :*

*M. AMEUR Boualem*

*Présenté par :*

*OULAD HADJOU Brahim  
LAKEHAL Ahmed*

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENTS

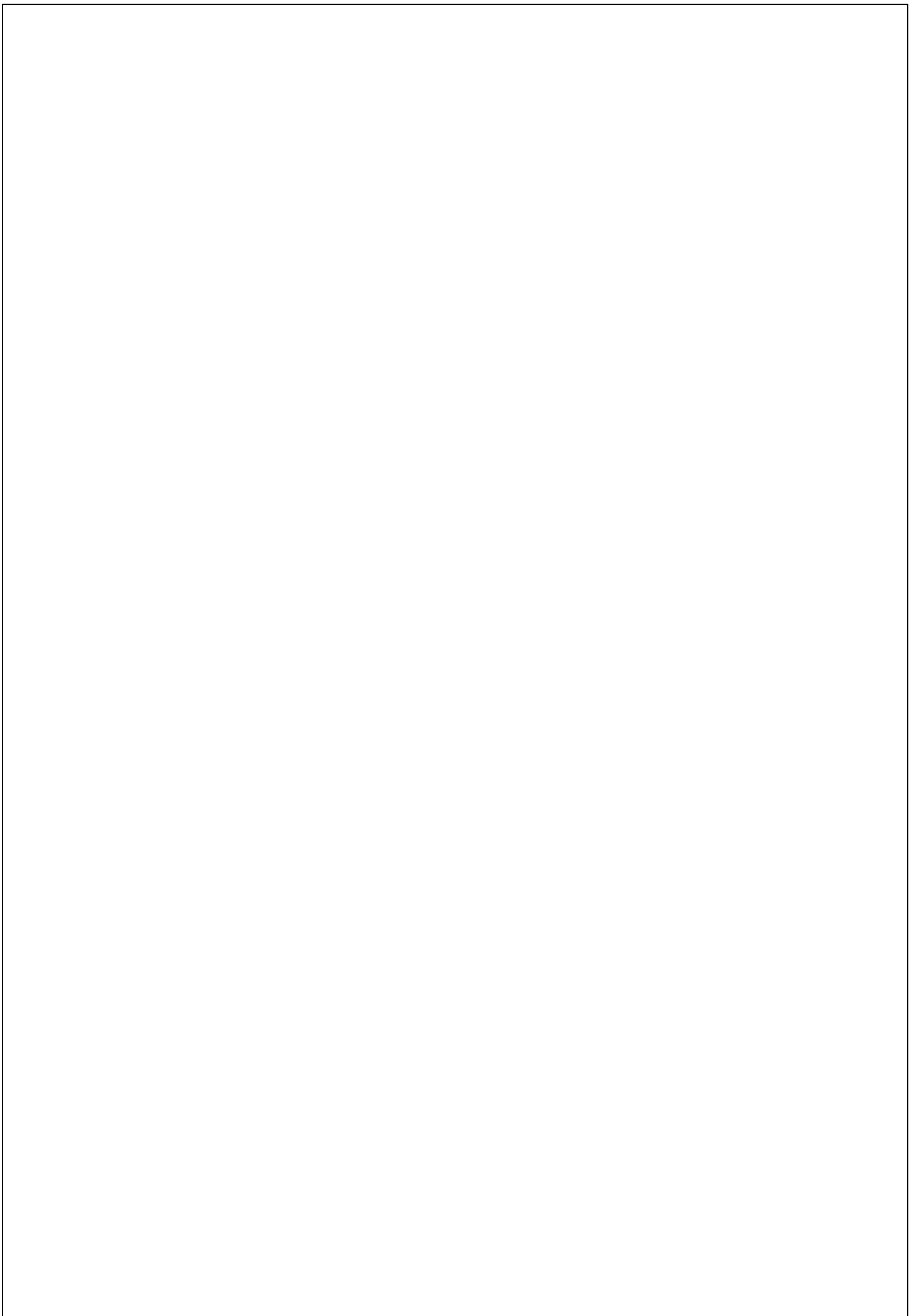
*Nous remercions, en premier lieu, Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force de mener à bien ce modeste travail*

*Nous remercions vivement nos parents pour leurs encouragements et leur soutien.*

*Nous exprimons nos profonds remerciements à notre encadreur M<sup>r</sup>. AMEUR Boualem pour sa patience, son aide et ses précieux conseils durant l'élaboration de ce travail.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce modeste travail.*



# DEDICACE

*Je tiens à dédier ce travail :*

*A mes très chères parents qui m'ont toujours soutenus durant toute ma vie et qui ont sacrifiés énormément afin de me voir devenir ce que je suis, pour vous mes chères parents je dédie ce mémoire, que dieu vous garde en bonne santé.*

*A mes chers Grands-parents que dieu les protège et les garde en bonne santé.*

*A mes frères et ma petite sœur.*

*A ma fiancée.*

*A toute ma famille.*

*A mon binôme LAKEHAL Ahmed qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

*A mes amis BENKORTBI Mohamed, SITAYEB Oussama, KAMEL Hamza, KAOUA Lyes, BENCHAREF Ayoub et BELKADI Med Walid.*

*A mes meilleurs amis, le groupe FRIENDS COMPANY que je les remercie vivement pour leur soutien.*

*A toute la promotion ENSTP 2012.*

**Brahim OULAD HADJOU**  
**Juin 2012**



## Résumé

Nous étudions dans le présent mémoire un bâtiment en béton armé R+6 à usage d'habitation contreventé par des voiles, implanté en zone sismique III, fondé sur un site meuble (S3) ayant une capacité portante de 1.5 bars, le bâtiment présente une irrégularité en plan ce qui nécessite la mise en place d'un système de contreventement adéquat pour assurer une bonne stabilité de la structure en tenant compte des caractéristiques du sol, et pour mener à bien ce travail on a utilisé dans le présent mémoire le logiciel de calcul des structures ETABS qui nous a facilité énormément l'étude en envisageant des différentes dispositions des voiles jusqu'à trouver la bonne qui présente le meilleur comportement du bâtiment.

<b>INTRODUCTION</b> .....	1
---------------------------	---

## **CHAPITRE I : GENERALITES**

I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	2
I.2. Les règlements utilisés:.....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:.....	3
I.3.1. Le béton :.....	3
I.3.2. L'Acier :.....	8

## **CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT**

II.1. Introduction :.....	11
II.2. Les charges réglementaires :.....	11
II.2.1. Les charges permanentes G :.....	11
II.2.2. Les charges d'exploitation Q :.....	11
II.3. Descente de charges :.....	11
II.4. Le pré dimensionnement :.....	14
II.4.1. Pré dimensionnement du plancher :.....	14
II.4.2. Pré dimensionnement des poutres :.....	16
II.4.3. Pré dimensionnement des poteaux :.....	17
II.4.4. Pré dimensionnement des voiles :.....	22
II.5. Calcul du poids des éléments de la structure :.....	25
II.5.1. Poids des voiles :.....	25
II.5.2. Poids des poutres :.....	26
II.5.3. Poids des poteaux :.....	26

II.5.4. Poids des planchers :	26
II.5.5. Poids des murs périphériques :	26
II.5.6. Poids de l'acrotère :	27
II.5.7. Poids des séchoirs :	27
II.5.8. Poids de l'escalier :	27

### **CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

III.1. Calcul de l'escalier :	28
III.1.1. Evaluation des charges :	28
III.1.2. Combinaisons d'actions:	28
III.1.3. Calcul des sollicitations de l'escalier (volée + palier) :	28
III.1.4. Ferrailage de l'escalier :	30
III.1.5. Calcul de la poutre palière :	32
III.2. Calcul de l'acrotère:	38
III.2.1. Introduction :	38
III.2.2. Evaluation des charges :	38
III.2.3. Vérification au séisme :	38
III.2.4. Sollicitations :	39
III.2.5. Le ferrailage vertical :	39
III.2.6. Condition de non fragilité :	43
III.2.7. Les armatures de répartition:	43
III.3. Calcul des planchers :	44
III.3.1. Introduction :	44

III.3.2. Définition :	44
III.3.3. Le plancher en corps creux :	44
III.3.4. Calcul des poutrelles :	45
III.3.5. Ferrailage de la dalle de compression :	49

## CHAPITRE IV : ETUDE AU VENT

IV.1. Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :	51
IV.2. Détermination de la pression dynamique du vent $q_{dyn}$ :	51
IV.3. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :	52
IV.3.1. Parois verticales Sens x :	52
IV.3.2. Parois verticales Sens y :	54
IV.3.3. Toitures plates :	55
IV.4. Détermination du coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ :	57
IV.5. Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$ :	57
IV.5.1. pour $C_{pi}=0.8$ :	57
IV.5.2. Pour $C_{pi}= -0.5$ :	57
IV.6. Calcul de la pression due au vent :	58
IV.6.1. Calcul de la pression Pour $C_{pi} = 0.8$ :	58
IV.6.2. Calcul de la pression Pour $C_{pi} = - 0.5$ :	59
IV.7. Calcul des forces de frottement :	59
IV.8. Détermination de la force résultante :	60
IV.8.1. Excentricité de la force globale horizontale :	61
IV.9. Vérification de la stabilité:	61

## CHAPITRE V : ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction :	62
V.2. Objectifs de l'analyse dynamique :	62
V.3. Modélisation :	62
V.3.1. Modélisation mathématique :	62
V.3.2. Modélisation de la structure étudiée :	62
V.3.3. Description du logiciel ETABS :	63
V.3.4. Avantages que présente le logiciel ETABS :	64
V.3.5. Modélisation des éléments structuraux :	64
V.3.6. Modélisation de la masse :	64
V.4. Calcul dynamique du bâtiment :	64
V.4.1. Hypothèses de calcul :	64
V.4.2. Analyse de la structure :	65
V.4.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :	66
V.4.4. Résultats de l'analyse dynamique par <i>ETABS</i> :	68
V.4.5. Interprétation des résultats :	69
V.5. L'étude sismique :	72
V.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	72
V.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :	72
V.5.3. Calcul de la résultante des forces sismiques :	73
V.5.3.1. Méthode statique équivalente :	73
V.5.3.2. Calcul de la force sismique totale :	73

V.5.3.3. Estimation empirique de la période fondamentale :.....	74
V.5.3.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : .....	76
V.5.3.5. Distribution horizontale des forces sismiques :.....	77
V.5.4 Vérifications règlementaires :.....	78
V.5.4.1 Période fondamentale théorique :.....	78
V.5.4.2 Résultante des forces sismiques :.....	78
V.5.4.3. Les déplacements latéraux inter- étage :.....	78
V.5.4.4. Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ :.....	80

## **CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

VI.1. Introduction :.....	82
VI.2.Ferraillage des poteaux :.....	82
VI.2.1.Calcul des armatures longitudinales :.....	82
VI.3. Ferraillage des poutres :.....	91
VI.3.1. Introduction :.....	91
VI.3.2. Combinaisons des charges :.....	91
VI.3.3. Recommandations du RPA 99 version 2003 :.....	92
VI.3.4. Présentation des résultats :.....	92
VI.3.5. Exemple de ferraillage :.....	92
VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES :.....	97
VI.4.1. Ferraillage vertical :.....	97
VI.4.2. Ferraillage horizontal :.....	98
VI.4.3. Les règles communes :.....	98

VI.4.4. Exemple d'application :	99
VI.4.5. Armatures minimales du RPA 99 version 2003 :	101
VI.4.6. Le pourcentage minimal d'armatures verticales :	101
VI.4.7. Calcul des armatures transversales :	102
VI.4.8. Exemple d'application :	103

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VII.1. INTRODUCTION :	104
VII.2. Choix de fondation :	104
VII.2.1. Réactions à la base de la structure :	105
VII.3. Pré dimensionnement du radier :	105
VII.3.1. Epaisseur du radier :	105
VII.3.2. Vérification du radier:	108
VII.4. Ferrailage du radier :	111
VII.4.1. Méthode de calcul :	111
VII.4.2. Evaluation des charges et surcharges:	111
VII.4.3. Calcul du ferrailage :	112
VII.4.4. Ferrailage du radier :	114

<b>CONCLUSION</b>	<b>116</b>
-------------------	------------





# INTRODUCTION

Dans le cadre de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics de l'ENSTP nous sommes tenus à présenter un projet de fin d'études dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus d'études en étudiant un projet réel.

Notre projet donc porte sur l'étude d'un bâtiment R+6 en béton armé à usage d'habitation implanté en zone III, fondé sur un site meuble par l'intermédiaire d'un radier général, et pour la bonne présentation du travail fourni, nous avons opté pour le plan de travail suivant :

CHAPITRE I : présentation du bâtiment et des règlements en vigueur et définition des matériaux utilisés.

CHAPITRE II : La descente de charges et le pré dimensionnement des éléments constituant le bâtiment pour déterminer leurs poids et leurs sections.

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires (Acrotère, escalier et le plancher).

CHAPITRE IV : étude au vent qui nous permet d'étudier l'impact du vent qui est, bien entendu, une charge horizontale sur le bâtiment et déterminer les sollicitations engendrées.

CHAPITRE V : L'analyse dynamique de la structure pour déterminer ses caractéristiques modales et son comportement vis-à-vis des charges horizontales dynamiques dans les trois directions et l'étude sismique qui a pour objet le calcul de la force sismique agissant sur le bâtiment et sollicitations engendrées et faire les vérifications nécessaires conformément au RPA 99 Version 2003.

CHAPITRE VI : ferrailage des éléments résistants et ce dans le but de déterminer les sections finales nécessaires pour reprendre les sollicitations calculées précédemment agissant sur ces éléments (poteaux, poutres et voiles).

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure qui a pour but d'envisager le système de fondations adéquat pour assurer la stabilité de la structure.

# **CHAPITRE I**

# **GENERALITES**

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment objet de l'étude a les caractéristiques géométriques suivantes :

Largeur en plan.....**18.45m.**

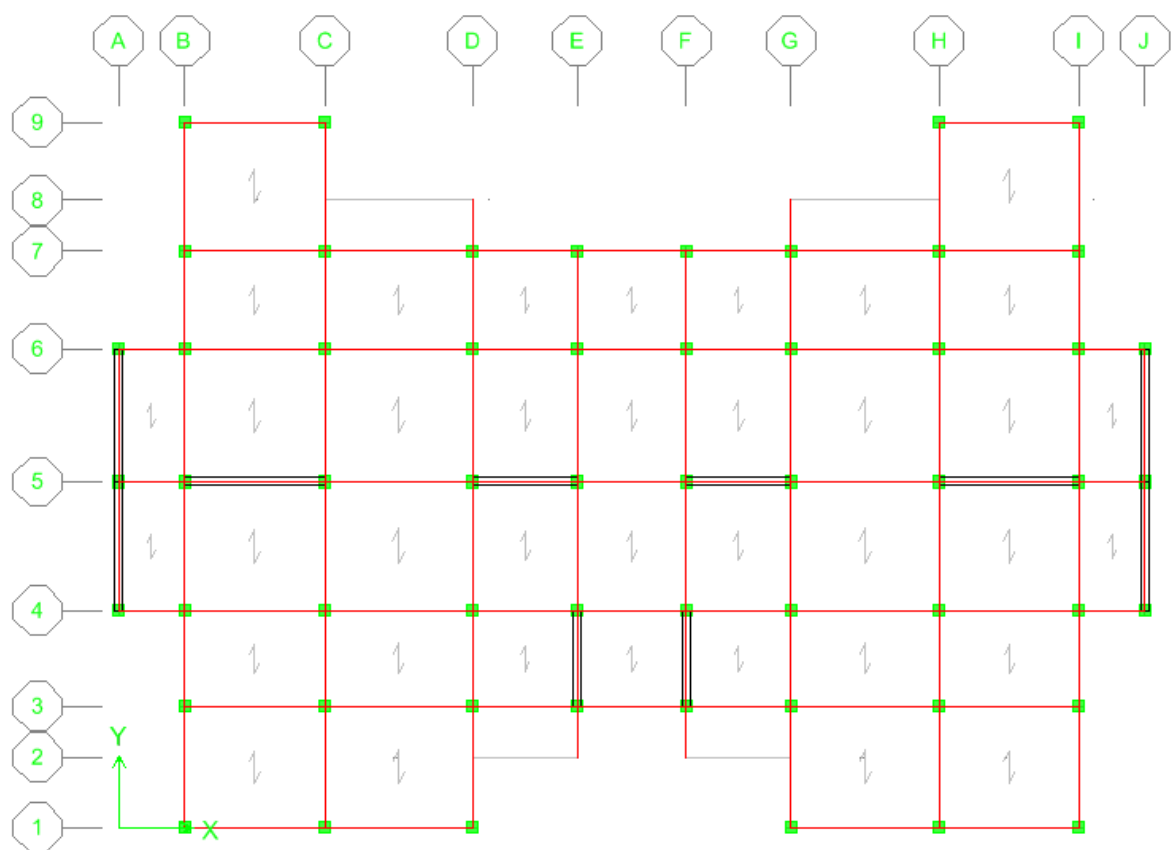
Longueur en plan.....**26.70m.**

La hauteur du RDC.....**3.06m.**

La hauteur d'étage courant.....**3.06m.**

La hauteur totale (sans acrotère).....**21.42m.**

Le bâtiment présente une irrégularité en plan à cause des décrochements et une régularité en élévation, (L'architecture du bâtiment est la même pour tous les étages).



**FIG I : VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE**

## I.2. Les règlements utilisés :

L'étude du projet se fera à l'aide des règlements et documents suivants :

- **RPA99 version 2003**, règlement parasismique Algérien, est un document réglementaire de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- **DTR C 2-4.7-RNV99**, document technique réglementaire, neige et vent.
- **BAEL91 version 99**, béton arme aux états limites.
- **DTRBC2-2**, document technique réglementaire des charges permanentes et d'exploitation.
- **CBA93**

## I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.3.1. Le béton :

Il se définit par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci notée  $f_{c28}$  est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de  $200 \text{ cm}^2$  de section avec une hauteur double du diamètre.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

#### I.3.1.1. La composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau.

##### a- ciment:

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange. (Liant hydraulique).

##### b- granulats:

Les granulats comprennent les sables et le gravier :

##### ❖ Sables :

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

❖ **Gravier :**

Il est constitué par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Il doit être dur, propre et non gélif, il peut être extrait du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenu par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**I.3.1.2. Dosage du béton :**

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

**I.3.1.3. Résistance mécanique du béton :****A- résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 90 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 90 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

La figure I.1 montre le schéma d'évolution de la résistance du béton en compression en fonction de son âge

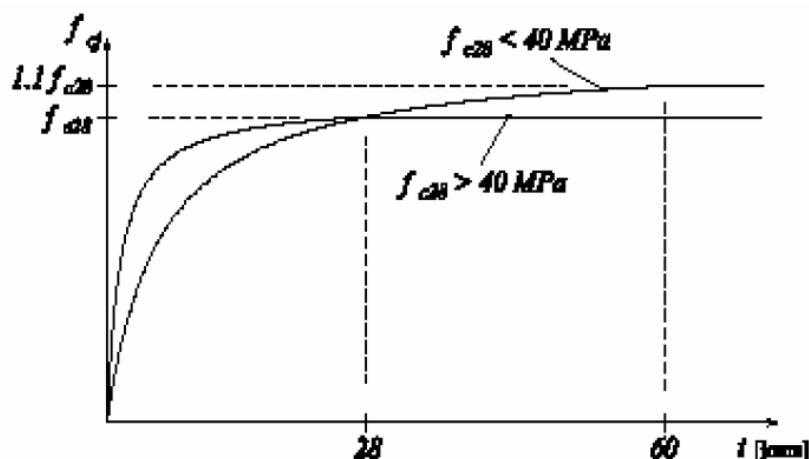


Figure I.1: Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

**B- résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

La figure I.2 montre le schéma d'évolution de la résistance à la traction du béton.

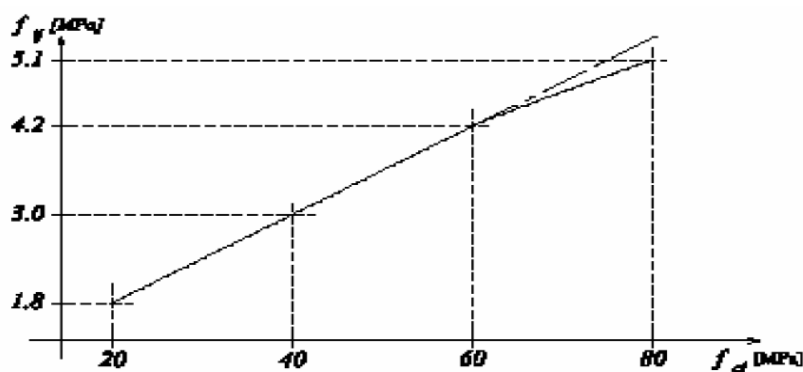


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton en traction  $f_{tj}$  en fonction de celle en compression  $f_{cj}$ .

### C- modules de déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de J jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}=11000 \times (f_{cj})^{1/3}$  ( $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en MPa).

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

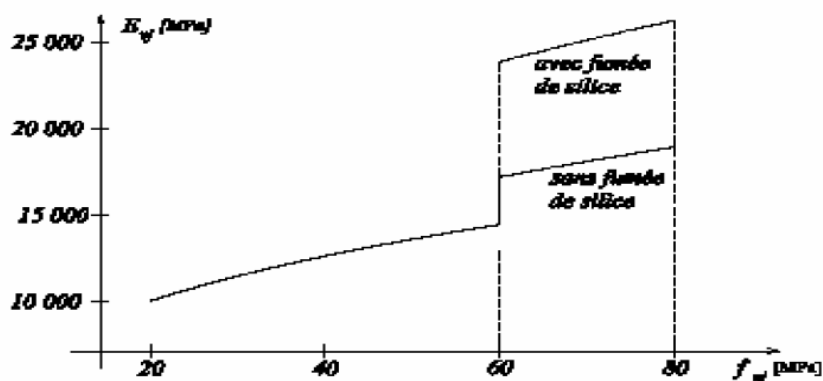
Elle n'est pas valable pour les vérifications à l'état limite ultime de stabilité de forme pour lesquelles des règles particulières sont donnée.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation : A défaut de mesures, on admet que, sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contrainst supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule :  $E_{vj}=3700 \times (f_{cj})^{1/3}$  ( $E_{vj}$  et  $f_{cj}$  en MPa).

A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas des pièces non massives à l'air libre (compte tenu d'un pourcentage moyen d'armatures).

La figure I.3 montre le schéma d'évolution du module de young.



**Figure I.3 : Evolution du module de Young différé  $E_{vj}$  en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$ .**

**D- coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 pour le calcul des sollicitations.

**E- contraintes limites :****E-1) Etat limite ultime :**

- **Contrainte ultime du béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contrainte déformation donnée dans la Figure I.4.

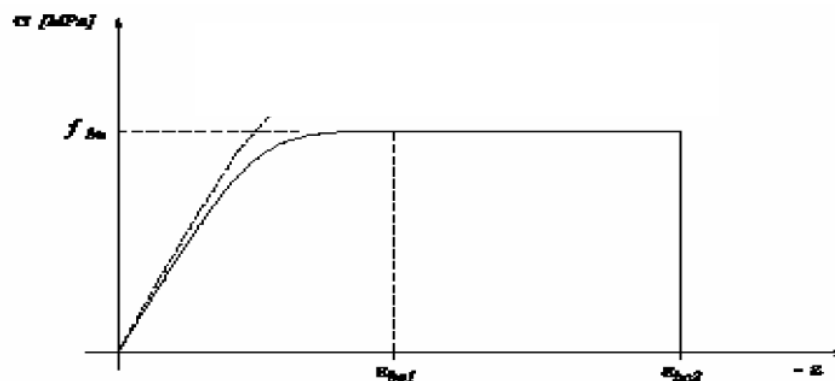
- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,

-  $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges:  $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h  $\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h et  $\theta = 0,85$  dans les autres cas.

La figure I.4 montre la contrainte de déformation de calcul conventionnelle à l'ELU.



**Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.**

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \bar{\tau}$  :

$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$ . Fissuration préjudiciable.

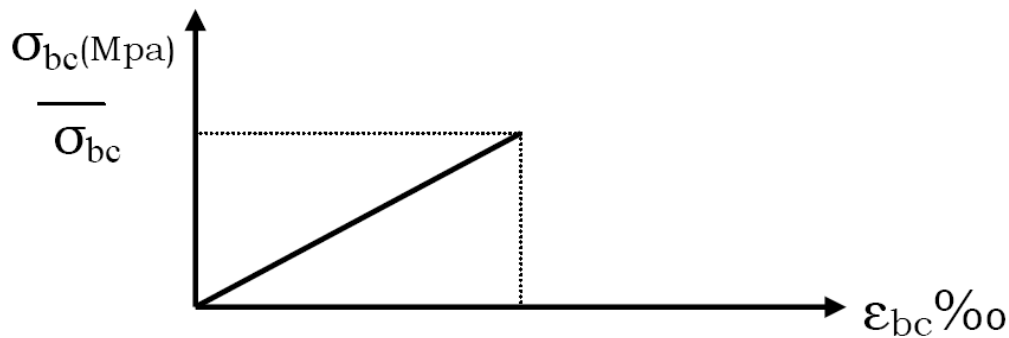
$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa})$ .fissuration peu nuisible.

**E-2) Etat limite de service :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte pour cela, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

La figure I.5 montre le diagramme du béton à l'ELS.



**Figure I.5 : Diagramme du béton à l'ELS.**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

**I.3.2. L'Acier:**

Comme le béton n'a pas une bonne résistance à la traction, on est conduit à associer à ce dernier un matériau possédant une meilleure résistance à la traction.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa. Lorsqu'aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre d'une dizaine de %).

**I.3.2.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont présentées dans le tableau I.1 ci après.

Type	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité Garantie $f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E22 Fe E24	215 235	Emploi courant épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA 1, 2, 3,4	Fe E40 Fe E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfilés HA (type 3)	Fe TE40 Fe TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses -HA	TSL TSHA	500	Emploi courant.

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier  $f_e$ .

### I.3.2.2. Contrainte limite :

#### A- Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'E L U vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit dans la figure I.6 ci-dessous.

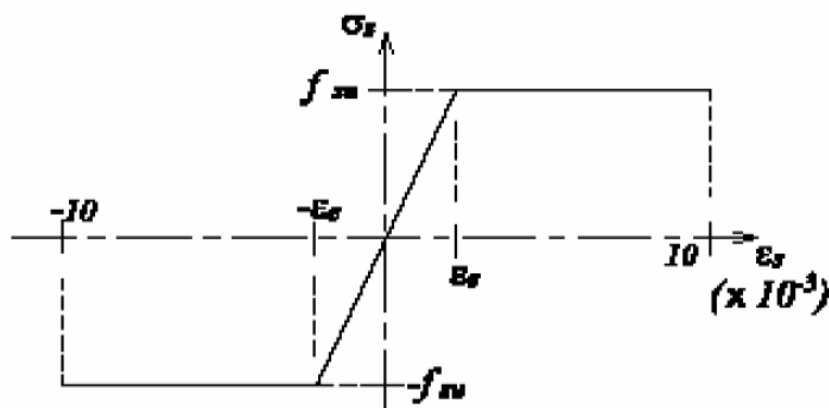


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{si} \quad \varepsilon_s < \varepsilon_{es}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{si} \quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_{es}$$

Avec 
$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$E_s = 200000$  Mpa.

$\gamma_s$  est un Coefficient de sécurité égal à : 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

1,00 dans le cas général.

### ***B- Etat limite de service :***

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de la contrainte de l'acier.
- Fissuration préjudiciable :
  - ronds lisses  $\sigma_{st} = 2/3 f_e$
  - Barres HA  $\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \}$
- Fissuration très préjudiciable :
  - ronds lisses  $\sigma_{st} = 0,8(2/3) f_e$
  - Barres HA  $\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{ij}} \}$

$\eta$  : coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris TSL et 1,6 pour les armatures à haute adhérence.





## **CHAPITRE II**

# **DESCENTE DE CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT**

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003 et du CBA93.

## II.2. Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires prises en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

### II.2.1. Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

### II.2.2. Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

## II.3. Descente de charges :

### Plancher terrasse inaccessible :

1. Gravillon de protection (0.05m)
2. Etanchéité multicouche (0.01m)
3. Isolation thermique (0.04m)
4. Forme de pente (0.10m)
5. Dalle en corps creux (0.20m)
6. Enduit Plâtre (0.02m)

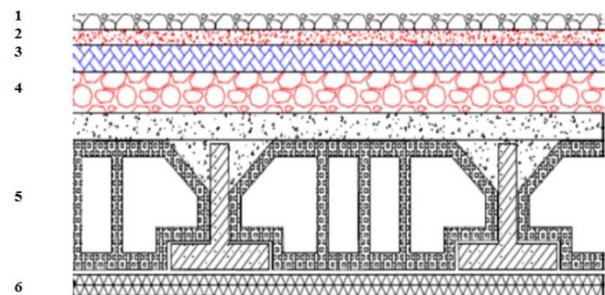


Schéma d'un plancher terrasse

Protection en gravillons roulés .....	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
Etanchéité multicouches .....	$0.01 \times 200 = 2 \text{ kg/m}^2$
Béton forme de pente .....	$0.10 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
Isolation thermique en liège .....	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux .....	$0.20 \times 1360 = 272 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre .....	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

**G = 615 kg/m<sup>2</sup>.      Q = 100 kg/m<sup>2</sup>**

**Plancher courant à usage d'habitation :**

1. Carrelage (0.02m)
2. Chape de mortier (0.02m)
3. lit de sable ( 0.02m)
4. Dalle en corps creux (0.20m)
5. Enduit Plâtre (0.02m)

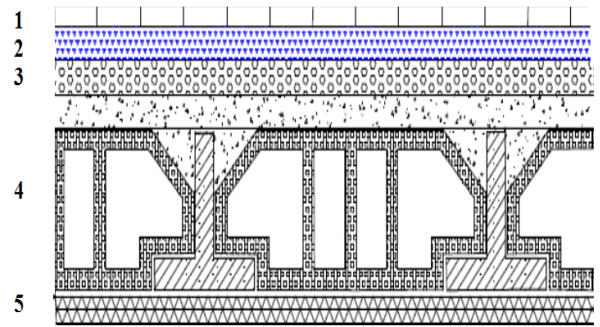


Schéma d'un plancher d'étage courant

Revêtement en carrelage .....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose .....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable .....	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux .....	$0.20 \times 1360 = 272 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre .....	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
Cloisons légères .....	$= 100 \text{ kg/m}^2$

**G = 512 kg/m<sup>2</sup>.      Q = 150 kg/m<sup>2</sup>**

**Séchoir étage courant :**

Le séchoir sera pris en compte comme un balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$L / 15 < e < (L / 20) + 7$

on a :  $L = 1.3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 8.66 < e < 13.5$

On opte pour **e =12 cm.**

Carrelage(e =2cm).....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose (e =2cm).....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable(e =2cm).....	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
Dalle en béton armé(e =12cm).....	$0.12 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$
Enduit ciment(e =2cm).....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

**G = 460kg/m<sup>2</sup>.      Q = 350kg/m<sup>2</sup>**

**Séchoir terrasse :**

L'épaisseur du séchoir terrasse est la même que celle de l'étage courant c à d : **e = 12 cm**

- Protection en gravillons roulés: ..... $0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
- Etanchéité multicouches : ..... $0.01 \times 200 = 2 \text{ kg/m}^2$
- Béton forme de pente : ..... $0.10 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
- Dalle en béton armé(e = 12cm) : ..... $0.12 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$
- Enduit ciment(e = 2cm) : ..... $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

**G = 647 kg/m<sup>2</sup>.      Q = 100kg/m<sup>2</sup>**

**Murs extérieurs en maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec **30%** d'ouvertures :

- Enduit extérieur : ..... $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
- Briques creuses : ..... $0.2 \times 900 = 180 \text{ kg/m}^2$
- Enduit intérieur : ..... $0.015 \times 1000 = 15 \text{ kg/m}^2$

**Σ = 231 kg/m<sup>2</sup>**

**G = 231 kg/m<sup>2</sup>**

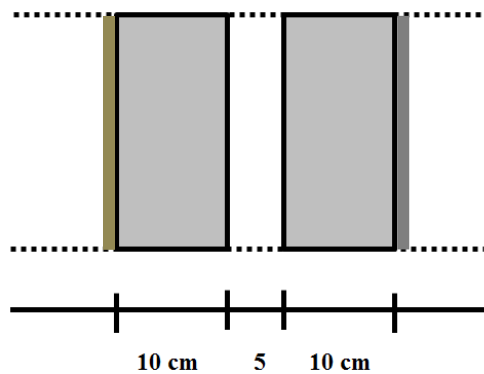


Schéma du mur en double cloisons

**Acrotère :**

$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5)$

$S = 0.068 \text{ m}^2/1$

$G = 0.068 \times 2500 = 170 \text{ kg/ml.}$

**G = 170 kg/ml.**

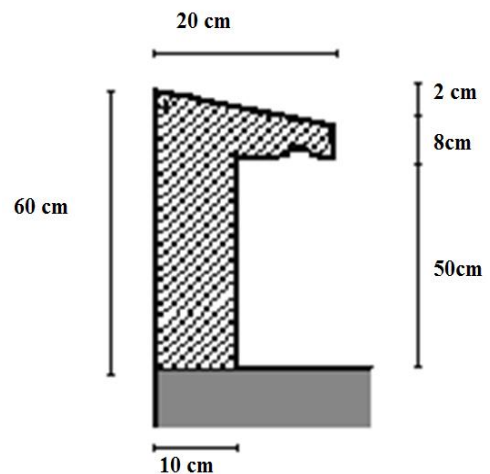


Schéma de l'acrotère

**Escalier :****Paliers :**

Carrelage :	.....0.02 × 2200 = 44 kg/m <sup>2</sup>
Mortier de pose :	.....0.02 × 2000 = 40 kg/m <sup>2</sup>
Lit de sable :	.....0.02 × 1800 = 36 kg/m <sup>2</sup>
Dalle pleine (BA):	.....0.12 × 2500 = 300 kg/m <sup>2</sup>
Enduit ciment:	.....0.02 × 1800 = 36 kg/m <sup>2</sup>

$$G = 396 \text{ kg / m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg / m}^2$$

**Volée (paillese) :**

Carrelage:	.....0.02 × 2200 = 44kg/m <sup>2</sup>
Mortier de pose :	.....0.02 × 2000 = 40kg/m <sup>2</sup>
Poids des marches :	.....0.17 × 2200 / 2 = 187kg/m <sup>2</sup>
Paillese :	.....0.12 × 2500 / cos33.45 = 359.55kg/m <sup>2</sup>
Enduit plâtre :	.....0.02 × 1000 = 20kg/m <sup>2</sup>
Garde corps :	.....15kg/m <sup>2</sup>

$$G = 478.55 \text{ kg / m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg}$$

**II.4. Le pré dimensionnement :****II.4.1. Pré dimensionnement du plancher :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.8m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

**II.4.1.1 Epaisseur du plancher :**

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

**Résistance au feu :**

e = 7cm	pour une heure de coupe feu.
e = 11cm	pour deux heures de coupe feu.
e = 17.5 cm	pour quatre heures de coupe feu.
On choisit	<b>e = 16 cm</b>

**Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **e = 12cm**

**Résistance à la flexion :**

Dalles reposant sur deux appuis :  $L/35 < e < L/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $L/50 < e < L/40$ .

L : est la petite portée du panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :  $L = 3.1\text{m}$

Donc on a :  $6.2\text{cm} \leq e \leq 7.75\text{cm}$

On prend : **e = 7 cm**

**Condition de flèche :**

Nous devons vérifier que la flèche maximale  $f_{\max}$  subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

- $f_{\max} < L_{\max} / 500$  ; si la portée L est au plus égale à 5m.
- $f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$  ; si la portée L est supérieur à 5m.

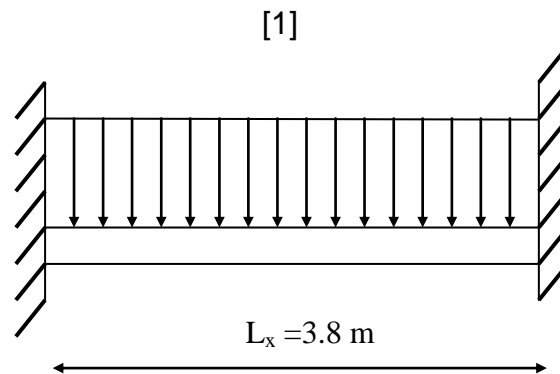
Dans notre cas ( $L_{\max} < 5\text{m}$ ), on doit vérifier la condition suivante :

$$f_{\max} < L_{\max} / 500$$

Tel que:

$f_{\max}$  : flèche maximale de la poutrelle

$L_{\max}$  : portée maximale de la poutrelle



*Schéma statique de la poutrelle - Poutre bi encastée*

Comme il est schématisé dans la figure (2.5), on suppose que la poutrelle travaille comme une poutre encastée aux deux extrémités en considérant une bande de 1m de largeur et de 3.8 m de longueur. La valeur maximale de la flèche sera donnée par :

$$\left. \begin{aligned} f_{\max} &\leq \frac{L_x}{500} \\ f_{\max} &= c \frac{5 \cdot q \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} \\ I &= \frac{b \cdot e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e \geq 3 \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot L_x^3}{384 \cdot b \cdot E}}$$

avec :

$$E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa} = 321640 \text{ kg/cm}^2$$

En considérant le Plancher du RDC (cas le plus défavorable) :

$$G = 512 \text{ kg/m}^2. \quad \text{Charge Permanente}$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2. \quad \text{Charge d'exploitation}$$

$$\Rightarrow q = 1.35G + 1.5Q = 916.2 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow e \geq 0.092 \text{ m} \quad \text{on choisit } e = 12 \text{ cm}$$

Après la vérification de l'ensemble des conditions l'épaisseur finale du plancher est déduite de l'équation :

$$e = \max \{16, 16, 8, 12\} \text{ (cm)}$$

on opte pour une épaisseur de **16 cm**

En ajoutant une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, on aura un plancher d'une épaisseur totale de **20 cm** (16+4).

#### II.4.2. Pré dimensionnement des poutres :

D'après les RPA99/Version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} = 1.5h_1 + b_1$

Nous avons adopté pour les dimensions suivantes :

##### A/- Le Sens longitudinal

$$L_{\max} = 3.8 \text{ m} \quad 0.25 \leq h_t \leq 0.38$$

On prend:  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

$$12 \leq b \leq 28, \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}.$$

$$h/b = 1.3 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$

##### B/- Le Sens transversal

$$L_{\max} = 3.4 \text{ m} \quad 0.23 \leq h_t \leq 0.34$$

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

$12 \leq b \leq 28$ , On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

$h/b = 1.6 < 4 \quad \Rightarrow \quad$  conditions vérifiées.

### II.4.3. 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, elles 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  $\text{cm}^2$ ).

$A$  : 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

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$- \quad \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$- \quad \beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée on a :  $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version 2003 :

$$A/B_r = 0.9\% \quad (\text{zone III})$$

$$B_r \geq 0.0652 N_u$$

**II.4.3.1. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :**

**Surface offerte aux poteaux de rive et d'angle :**

Poteau d'angle	Surfaces (m2)
<b>1B</b>	<b>2.4467</b>
<b>D1</b>	<b>2.5237</b>
<b>A3</b>	<b>1.1625</b>
<b>A5</b>	<b>1.2</b>
<b>B7</b>	<b>2.635</b>
<b>C7</b>	<b>2.5575</b>

Poteau de rive	Surfaces (m2)
<b>C3</b>	<b>4.9285</b>
<b>B2</b>	<b>4.2075</b>
<b>E2</b>	<b>4.7262</b>
<b>B3</b>	<b>5.385</b>
<b>A4</b>	<b>2.2875</b>
<b>B5</b>	<b>5.545</b>
<b>B6</b>	<b>4.42</b>
<b>D6</b>	<b>4.715</b>
<b>E6</b>	<b>2.695</b>

**❖ Surface offerte aux poteaux centraux :**

Poteau de central	Surfaces (m2)
<b>C2</b>	<b>8.415</b>
<b>D2</b>	<b>7.2413</b>
<b>C3</b>	<b>8.755</b>
<b>D3</b>	<b>7.5962</b>
<b>E3</b>	<b>6.3087</b>
<b>B4</b>	<b>7.735</b>
<b>C4</b>	<b>10.37</b>
<b>D4</b>	<b>8.9975</b>
<b>E4</b>	<b>7.4725</b>
<b>C5</b>	<b>9.01</b>
<b>D5</b>	<b>7.8175</b>
<b>E5</b>	<b>6.4925</b>
<b>C6</b>	<b>8.5775</b>

❖ **Majoration des surfaces :**

- Les poteaux centraux C4:  $S_1 = 10.37 \times 1.1 = 11.407 \text{ m}^2$
- Les poteaux de rive B5:  $S_2 = 5.545 \text{ m}^2$
- Les poteaux d'angle B7:  $S_3 = 2.635 \text{ m}^2$

**II.4.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant pour chaque poteau :**

❖ **Poteau central :**

Le poteau central supportant la plus grande surface est **C4** →  $S_1 = 11.407 \text{ m}^2$

✓ **Niveau terrasse :**

Plancher : .....  $0.615 \times 11.407 = 7.02 \text{ t}$   
 Surcharges : .....  $0.1 \times 11.407 = 1.14 \text{ t}$   
 Poutres .....  $6.75 \times (0.3 \times 0.4) \times 2.5 = 2.03 \text{ t}$   
**G = 9.05 t      Q = 1.14 t**

✓ **Niveau étage courant :**

Plancher : .....  $0.515 \times 11.407 = 5.87 \text{ t}$   
 Surcharges : .....  $0.150 \times 11.407 = 1.71 \text{ t}$   
 Poutres .....  $6.75 \times (0.25 \times 0.4) \times 2.5 = 2.03 \text{ t}$   
**G = 7.9t      Q = 1.71 t**

❖ **Poteau de rive :**

Le poteau de rive supportant la plus grande surface est : **B5** →  $S = 5.545 \text{ m}^2$

✓ **Niveau terrasse :**

Plancher : .....  $0.613 \times 5.545 = 3.4 \text{ t}$   
 Surcharges : .....  $0.1 \times 5.545 = 0.56 \text{ t}$   
 Acrotère : .....  $0.170 \times 2.1 = 0.357 \text{ t}$   
 Poutres : .....  $5.3 \times (0.3 \times 0.4) \times 2.5 = 1.59 \text{ t}$   
**G = 5.35t      Q = 0.56t**

✓ **Niveau étage courant :**

Plancher : .....  $0.515 \times 5.545 = 2.86 \text{ t}$   
 Surcharges : .....  $0.150 \times 5.545 = 0.84 \text{ t}$   
 Murs extérieurs: .....  $0.231 \times 2.66 \times 2.1 = 1.29 \text{ t}$   
 Poutres : .....  $5.3 \times (0.3 \times 0.4) \times 2.5 = 1.59 \text{ t}$   
**G = 5.74t      Q = 0.84t**

❖ **Poteau d'angle :**

Le poteau d'angle supportant la plus grande surface est : **B7** →  $S = 2.635 \text{ m}^2$

✓ **Niveau terrasse :**

Plancher : .....  $0.615 \times 2.635 = 1.62\text{t}$   
 Surcharges : .....  $0.1 \times 2.635 = 0.37\text{t}$   
 Acrotère : .....  $0.170 \times 3.45 = 0.586\text{t}$   
 Poutres : .....  $3.45 \times (0.3 \times 0.4) \times 2.5 = 1.035\text{t}$   
**G = 3.241t    Q = 0.37t**

✓ **Niveau étage courant :**

Plancher : .....  $0.515 \times 2.635 = 1.36\text{t}$   
 Surcharges : .....  $0.150 \times 2.635 = 0.4\text{t}$   
 Murs extérieurs .....  $0.231 \times 3.66 \times 3.45 = 2.12\text{t}$   
 Poutres .....  $3.45 \times (0.3 \times 0.4) \times 2.5 = 1.035\text{t}$   
**G = 4.515t    Q = 0.4t**

Avec :

$N_u = (1.35 \cdot N_G + 1.5 \cdot N_Q)$  et  $\beta = 1.15$  :

**II.4.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :**

✓ **Poteau central :**

Niveau	G(t)	NG(t)	Q(t)	NQ(t)	NU(MPa).β	Br (cm2)	a (cm)	b
6	9,05	9,05	1,14	1,14	0,16	104,43	12,22	14,66
5	7,9	16,95	1,71	2,85	0,31	203,63	16,27	19,52
4	7,9	24,85	1,71	4,56	0,46	302,82	19,41	23,28
3	7,9	32,75	1,71	6,27	0,62	402,02	22,05	26,46
2	7,9	40,65	1,71	7,98	0,77	501,22	24,34	29,26
1	7,9	48,55	1,71	9,69	0,92	600,42	26,50	31,80
RDC	7,9	56,45	1,71	11,4	1,07	699,62	28,45	34,14

✓ Poteau de rive :

Niveau	G(t)	NG(t)	Q(t)	NQ(t)	NU(t).β	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b
6	5,35	9,05	0,56	0,56	0,15	97,91	11,89	14,27
5	5,74	14,79	0,84	1,4	0,25	165,45	14,86	17,84
4	5,74	20,53	0,84	2,24	0,36	233,00	17,26	20,72
3	5,74	26,27	0,84	3,08	0,46	300,55	19,34	23,20
2	5,74	32,01	0,84	3,92	0,56	368,10	21,19	25,42
1	5,74	37,75	0,84	4,76	0,67	435,65	22,87	27,45
RDC	5,74	43,49	0,84	5,6	0,77	503,20	24,43	29,32

✓ Poteau d'angle :

Niveau	G(t)	NG(t)	Q(t)	NQ(t)	NU(t).β	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b
6	3,241	0,37	0,56	0,56	0,015	10,04	5,17	6,20
5	4,515	0,4	0,84	1,4	0,030	19,79	6,45	7,74
4	4,515	0,4	0,84	2,24	0,045	29,24	7,41	8,89
3	4,515	0,4	0,84	3,08	0,059	38,69	8,22	9,86
2	4,515	0,4	0,84	3,92	0,074	48,14	8,94	10,73
1	4,515	0,4	0,84	4,76	0,088	57,58	9,59	11,51
RDC	4,515	0,4	0,84	5,6	0,103	67,03	10,19	12,22

#### II.4.3.4. Vérification des conditions de RPA99/Version 2003

L'article 7.4.1 des RPA 99/Version 2003 exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4.$

Cependant pour respecter les conditions du RPA et pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralise l'utilisation aux poteaux les plus sollicités soit les poteaux centraux d'ou :

Nous adopterons des sections de poteaux uniformes présentées dans le tableau suivant :

Niveau	Section
6	30x30
5	30x30
4	35x35
3	35x35
2	40x40
1	40x40
RDC	40x40

#### II.4.4. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/Version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les efforts horizontaux sont ceux dus au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte (ceux de la rotation ne sont pas pris en compte dans le cadre du pré dimensionnement).

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/Version 2003, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante :

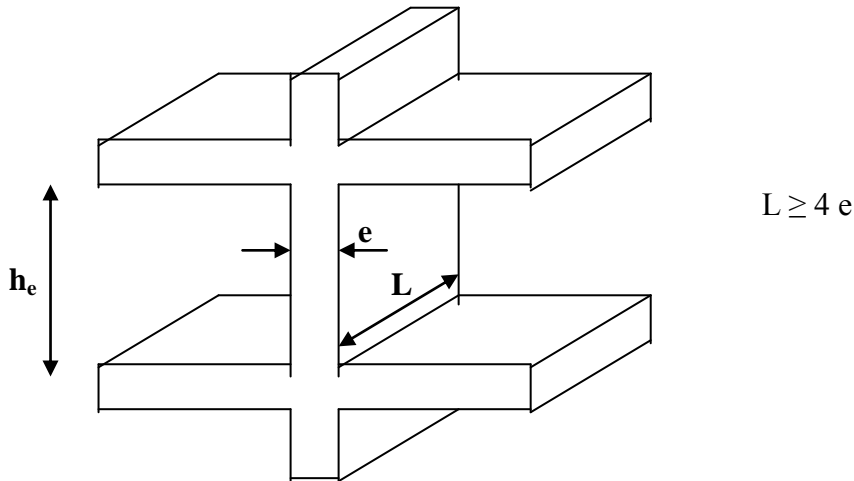
$$L \geq 4 e$$

Avec :

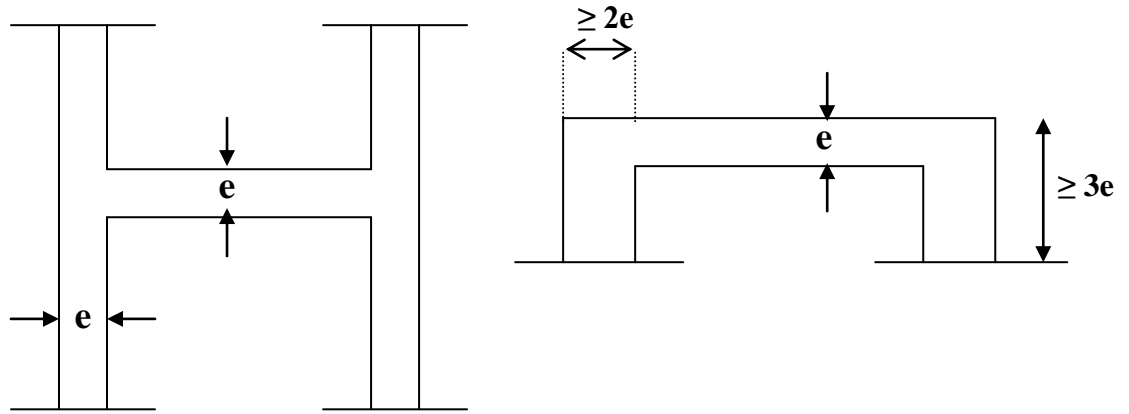
**L** : Portée du voile.

**e** : Epaisseur du voile.

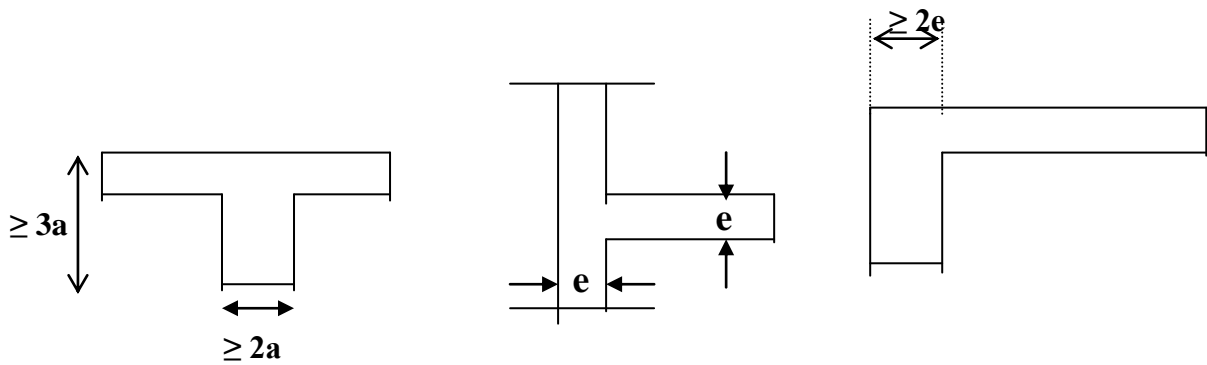
L'article 7.7.1 du RPA99/Version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:



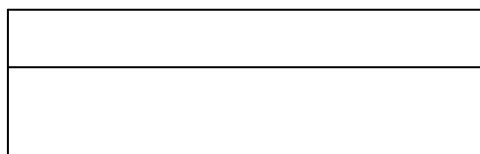
- Schéma des voiles



$$e \geq \frac{h_e}{25}$$



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$



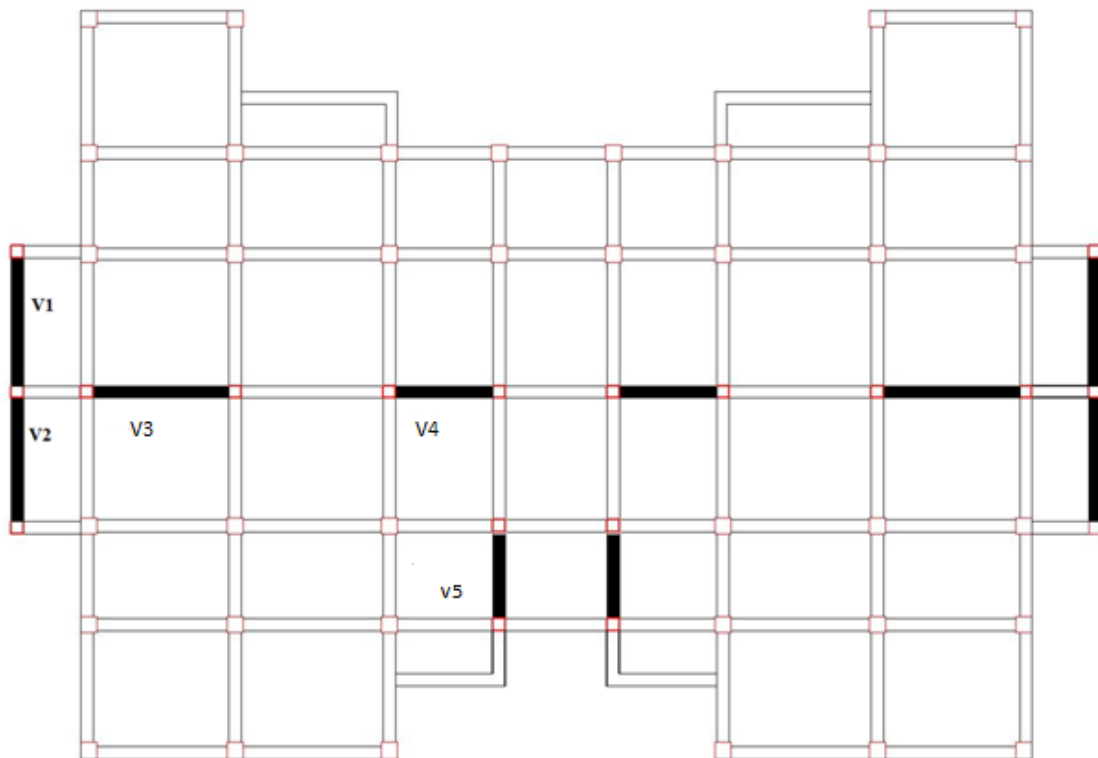
$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

- $e \geq \max ( e_{\min} , h_e/25, h_e/22, h_e/20)$
- $e \geq \text{Max} (15 ; 12.24; 13.90; 15.3)$

On choisit une épaisseur des voiles : **e = 20 cm.**

## II.5. Calcul du poids des éléments de la structure :

### II.5.1. Poids des voiles :



#### *La disposition des voiles dans la structure*

##### ❖ Sens transversal :

voile	n	L(m)	H(m)	e(m)	V(m <sup>3</sup> )	P (t)
V1	2	3,1	2,66	0,2	1,649	8,246
V2	2	3	2,66	0,2	1,596	7,980
V5	2	2,15	2,66	0,2	1,144	5,719

##### ❖ Sens longitudinal :

voile	n	L(m)	H(m)	e(m)	V(m <sup>3</sup> )	P (t)
V4	2	2,3	2,66	0,2	1,224	6,118
V3	2	3,2	2,66	0,2	1,702	8,512

**II.5.2. Poids des poutres :**

Section des poutres :  $S = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$

Poids d'une poutre :  $W = S \times L \times \gamma_b$

Etage	Poutres (t)
6	85,74
5	85,74
4	85,74
3	85,74
2	85,74
1	85,74
R.D.C	85,74
total	600.18

**II.5.3. Poids des poteaux :**

poteaux	n	s(m2)	H(m)	P(t)
RDC, 1er, 2eme	38	0,16	2,66	40,432
	18	0,09	2,66	10,773
3eme, 4eme	38	0,1225	2,66	30,956
	18	0,09	2,66	10,773
5eme, 6eme	56	0,09	2,66	33,516

**II.5.4. Poids des planchers :**

$W = W_G + 0.2W_Q$  ou  $W = S \times (G + 0.2Q)$

❖ **Plancher terrasse :**

$S = 396.695 \text{ m}^2$

$W = 252.047 \text{ t}$

❖ **Plancher étage courant et RDC :**

$S = 379 \text{ m}^2$

$W = 205.418 \text{ t}$

**II.5.5. Poids des murs périphériques :**

$L = 19.34 \text{ m}$

$W = 19.34 * 2.66 * 2.31 = 11.883 \text{ t}$

**II.5.6. Poids de l'acrotère :**

$$W = G \times L$$

$$L = 103.57 \text{ m}$$

$$W = 0.17 \times 103.57 = 17.6069 \text{ t}$$

**II.5.7. Poids des séchoirs :**

$$W = S (G + 0.2Q)$$

$$S = 17.818 \text{ m}^2$$

$$w = 9.443 \text{ t}$$

**II.5.8. Poids de l'escalier :****a- Palier :**

$$S = 1.55 \times 2.5 = 3.875 \text{ m}^2$$

$$W = 3.875 \times 0.446 = 1.728 \text{ t}$$

**b- Volée :**

$$S = 2.4 \times 2.4 = 5.76 \text{ m}^2$$

$$W = 5.76 \times 0.529 = 3.047 \text{ t}$$

# **CHAPITRE III**

## **CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

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

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 2.50m et de longueur de volée de 3.00m, avec un palier de 1.30m de largeur posé sur une poutre palière.

**III.1.1. Evaluation des charges :**

Volée  $G_1 = 0,77934 \times 1,2 = 0,935 \text{ t/m}$        $Q = 0,250 \times 1,2 = 0,3 \text{ t/m}$

Palier  $G_2 = 0,540 \times 1,2 = 0,648 \text{ t/m}^2$        $Q = 0,250 \times 1,2 = 0,3 \text{ t/m}$

**III.1.2. Combinaisons d'actions :**

• **ELU :**

Volée :  $q_{u1} = (1,35G_1 + 1,50 Q) = 17.12 \text{ KN/ml}$

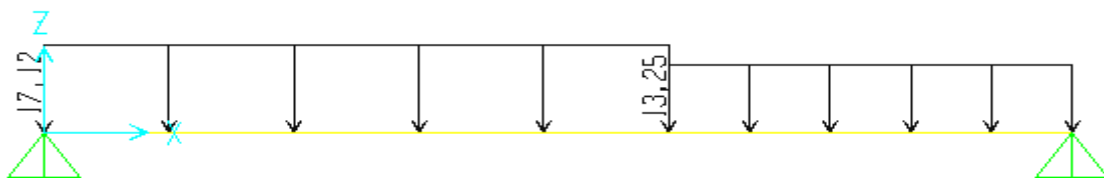
Palier :  $q_{u2} = (1,35 G_2 + 1,50 Q) = 13.25 \text{ KN/ml}$

• **ELS :**

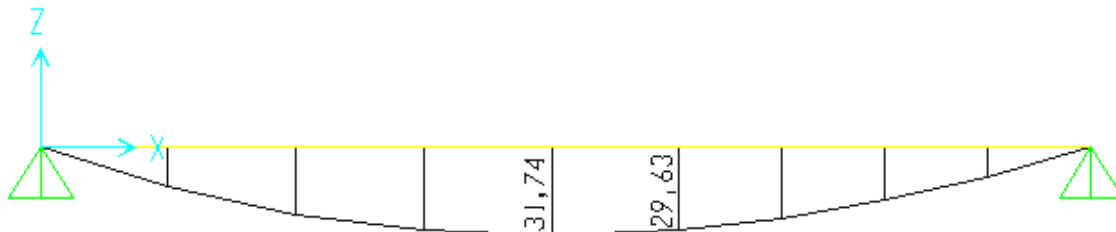
Volée :  $q_{ser1} = (G_1 + Q_1) = 12.35 \text{ KN/ml}$

Palier :  $q_{ser2} = (G_2 + Q_2) = 9.48 \text{ KN/ml}$

**III.1.3. Calcul des sollicitations de l'escalier (volée + palier) :**

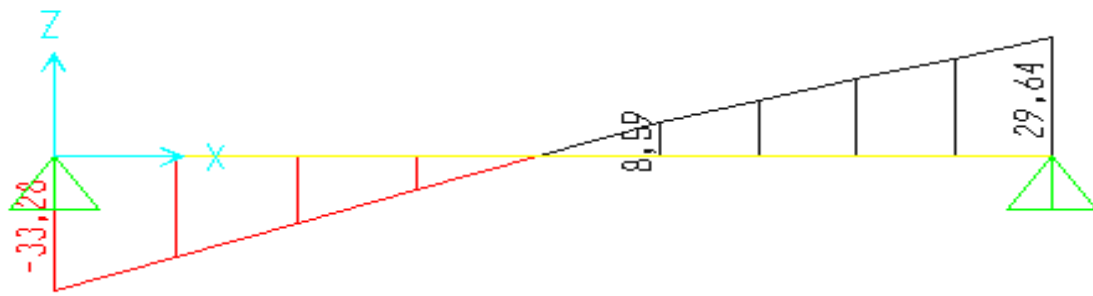


**\*Le moment à l'ELU :**



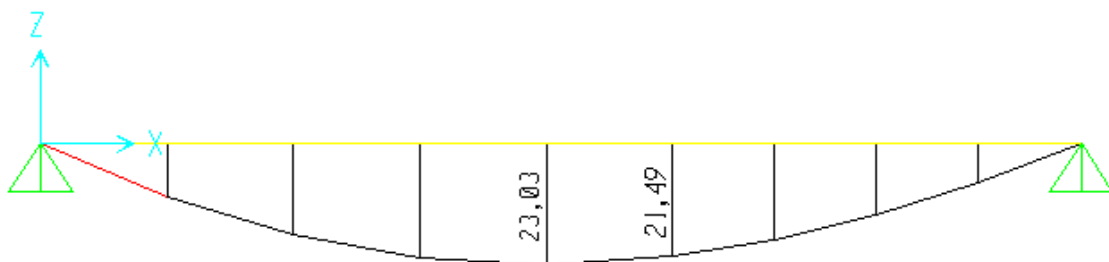
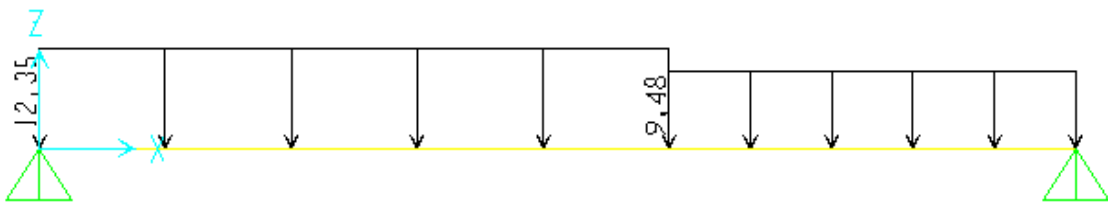
$M_{u_{max}} = 31,74 = 32 \text{ KN.m}$

\*L'effort tranchant à l'ELU :



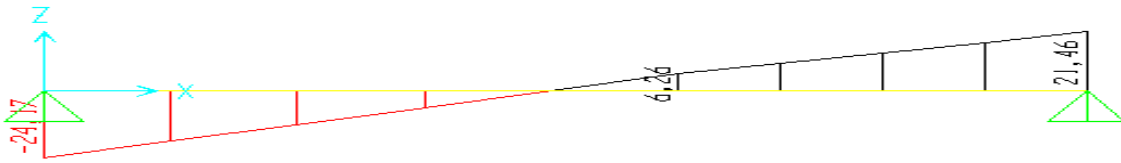
$V_{u_{max}} = 33,28 \text{ KN.}$

\*Le moment à l'ELS:



$M_{s_{max}} = 23,03 \text{ KN.m}$

\*L'effort tranchant à l'ELS :



$V_{S_{max}} = 24,17 \text{ KN.}$

	M (KN.m)	V (KN)
ELU	32	33,28
ELS	23	24,17

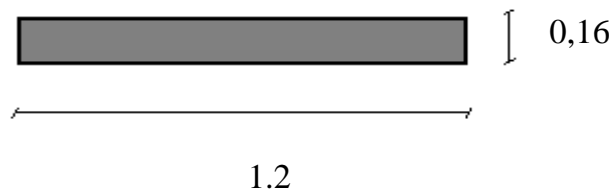
Tableau III.1. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

III.1.4. Ferrailage de l'escalier:

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1\text{cm}$  soit  $C = 2,5\text{cm}$

❖ Calcul des armatures :



$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

fc28 (Mpa)	ft28 (Mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (m)	bu (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	fe (Mpa)
25	2,1	1,5	1,15	0,144	14,17	348	400

Tableau III.2. Caractéristiques géométriques et mécaniques.

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu / 0,8}$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Mmax (MN.m)	$\mu$	A	Z (m)	$\varepsilon_s$	$\sigma_s$ (mpa)	As (cm <sup>2</sup> )
0,032	0,1	0,13	0,13	10,10 <sup>-3</sup>	348	7,07

Tableau III.3. Calcul de la section des armatures.

❖ **Condition de non fragilité :**

On a :

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. (f_{t28}/f_e) = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.91 \text{ cm}^2$$

As  $\geq$  A<sub>min</sub> condition vérifiée.

❖ **Choix des barres :**

On prend 7 HA12 espacées de 18cm. **As=7,92cm<sup>2</sup>**

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit 10HA6=2.82 cm<sup>2</sup> espacés de 30 cm.

❖ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_{u'}$ ,

$$\tau_u = V_{u_{\max}}/bd$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u'} = \min(0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_{u'}$  condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

- Détermination de la profondeur de l'axe neutre :

$$1/2bx^2 + nAs'(x-c) - nAs(d-x) = 0$$

$$As' = 0; As = 7.92 \text{ cm}^2, n = 15. \quad \mathbf{x = 4.6cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = 12486.7 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 24 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.x/I = 8.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6.fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

- **Calcul des contraintes d'acier:**

$$\sigma_{st} = nM_{ser}(d-x)/I = 282.54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

### III.1.5. Calcul de la poutre palière :

Selon le CBA93 et le RPA99/version 2003, la section de la poutre palière est dimensionnée par les formules empiriques :

$$L/15 \leq h \leq L/10, \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h \quad b \geq 20 \text{ cm}, \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$2.80/15 \leq h \leq 2.80/10 \Rightarrow 0.19 \leq h \leq 0.28$$

On prend :  $h = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend :  $b = 25 \text{ cm}$

$$h/b = 30/25 = 1.2 < 4$$

Les dimensions choisies respectent les minimums du RPA

#### III.1.5.1. Sollicitations :

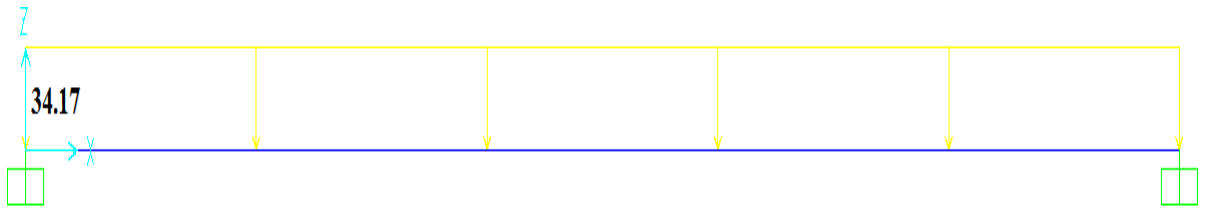
$$G = 0.3 \times 0.25 \times 25 \times 1 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ Combinaisons de charges :

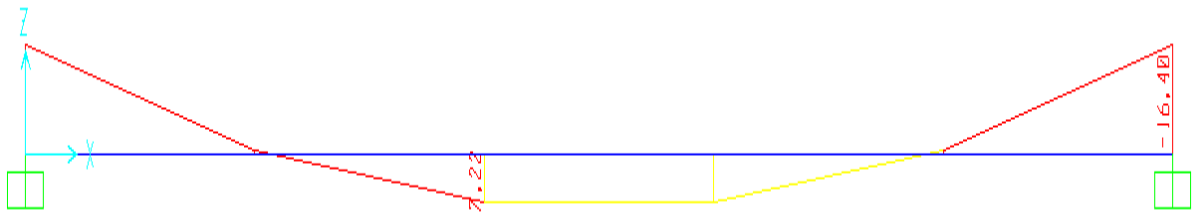
$$\text{ELU} : q_{u1} = 1.35 \times 1.875 + 30.12 = 34.17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{u2} = 3 + 30.12 = 33.12 \text{ KN/ml}$$

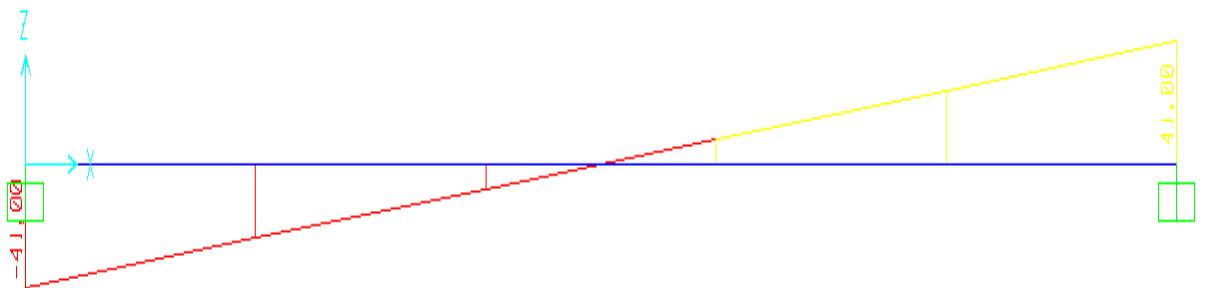
✓ Schéma statique à l'ELU:



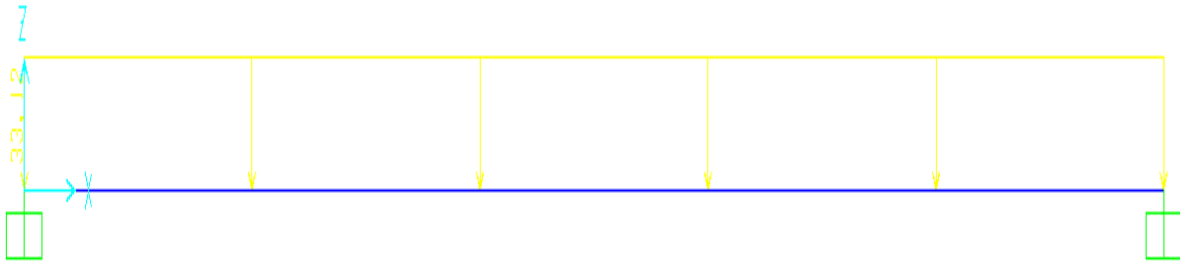
✓ Diagramme du moment :



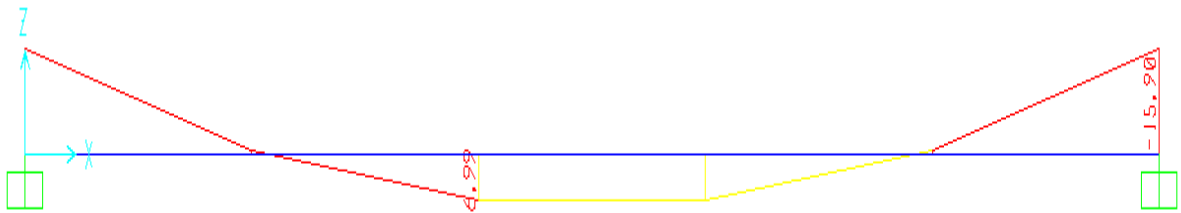
✓ Diagramme de l'effort tranchant :



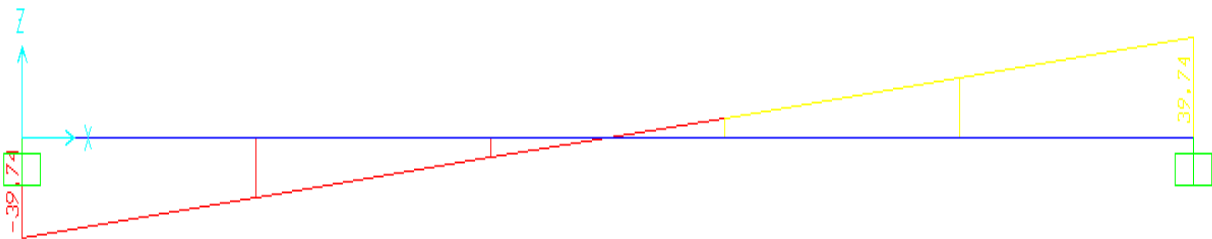
✓ Schéma statique à l'ELS:



✓ Diagramme du moment :



✓ Diagramme de l'effort tranchant :



	ELU	ELS
$M_{\max}$ sur appui (KN.m)	16.40	15.90
$M_{\max}$ en travée(KN.m)	7.22	6.99

Tableau III.4. Le moment fléchissant dans la poutre palière.

### III.1.5.2. Ferrailage de la poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu nuisible.

#### A/- Sur appui :

##### ✓ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.06$$

$$\mu_r = 0.312$$

$$\mu < \mu_r \text{ ( domaine 1 ou 2-a )}$$

$$\mu < 0.186, \text{ domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10^{-2}, \quad \varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.08$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.26 \text{ m}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.81 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$  : condition vérifiée.

✓ **Choix des barres**

On prend : 3HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.

**B/- En travée :**✓ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,028$$

$$\mu < \mu_r \text{ ( domaine 1 ou 2-a )}$$

$$\mu < 0.186, \text{ domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,035$$

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

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,26$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 0.78 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{min}$  : condition non vérifiée

✓ **choix des barres**

On prend : 3HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b_0 d}$$

	ELU	ELS
<b>M<sub>max</sub> sur appui (kN.m)</b>	<b>16.40</b>	<b>15.90</b>
<b>V<sub>max</sub> (kN)</b>	<b>41.00</b>	<b>39.74</b>

*Tableau III.5. Les efforts maximums dans la poutre palière.*

$$V_u = 41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_{u_{\max}}/bd$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min(0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u'$  condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

- Détermination de la profondeur de l'axe neutre :

$$1/2bx^2 + nAs'(x-c) - nAs(d-x) = 0$$

$$As' = 0, \quad As = 2.53 \text{ cm}^2, \quad n = 15$$

$$x = 7.43 \text{ cm.}$$

- Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = 16954 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 15.9 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.x/I = 6.975 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

- Calcul des contraintes d'acier:

$$\sigma_{st} = n M_{ser} (d-x) / I = 275.2 \text{ MPa}$$

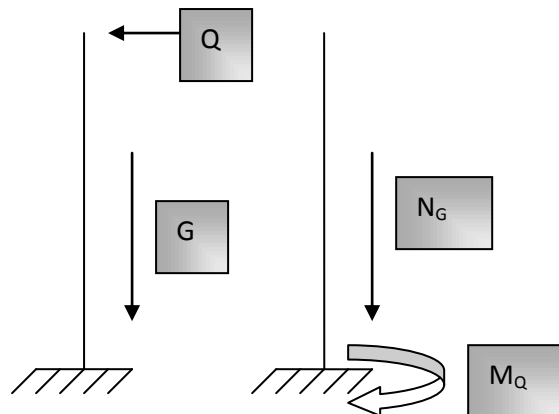
$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

## III.2. Calcul de l'acrotère :

### III.2.1. Introduction :

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

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.



**Schéma statique**

### III.2.2. Evaluation des charges :

-poids propre de l'acrotère ;  $G = 170 * 1 \text{ m} = 0.170 \text{ t/ml}$

-surcharge (la main courante) ;  $Q = 0.100 \text{ t/ml}$

### III.2.3. 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.

$A = 0.25$  (groupe 2, zone III).

$C_p = 0.80$  (élément en console)

$W_p = 0.170 \text{ t/ml}$

D'où ;

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 0.170 = 0.136 \text{ t/ml} > Q = 0.1 \text{ t/ml}$$

Donc on prend la valeur de  $F_p$  dans notre calcul.

### III.2.4. Sollicitations :

G ; crée un effort normal  $N_G = 0.170 \text{ t/ml}$ , et un moment  $M_G = 0 \text{ t.m}$

Q ; crée un effort normal  $N_Q = 0$  et un moment maximum  $M_Q = 0.136 \times 0.6 = 0.082 \text{ t.m/ml}$

#### a/Etat limite ultime :

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 0.170 = 0.232 \text{ t/ml}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.082 = 0.123 \text{ t.m/ml}$$

#### b/Etat limite service :

$$N_{ser} = N_G = 0.170 \text{ t/ml}$$

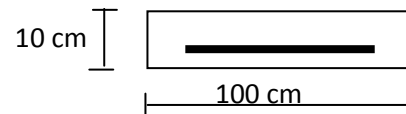
$$M_{ser} = M_Q = 0.082 \text{ t.m/ml}$$

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.2.5. Le ferrailage vertical :

#### III.2.5.1. 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 due aux effets du second ordre liée à la déformation du second ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$l_f$ : Longueur de flambement.

$h$  : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$\alpha$  : Moment du premier ordre.

$\phi \approx 2$  : Rapport de la déformation finale due au fluage et à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

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

❖ Calcul de l'élancement :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## ❖ La sollicitation corrigée

$$N'_u = 0.232t$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0.232 \times 0,559 = 0.13 \text{ t.m}$$

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

$$M_{ua} = 0.13 + 0.232 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0.139 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

1<sup>ère</sup> étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.139}{0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-2} = 0.012 \Rightarrow \mu = 0.012 < 0.186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0.186$  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<sup>ème</sup> étape : Retour à la section réelle :

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

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

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

$$A_u = 0.45 \times 10^{-4} \cdot \frac{0.232 \times 10^{-2}}{348} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III.2.5.2 Calcul à l'ELS :**

$$M_{ser} = 0.082 \text{ t.m/ml}$$

$$N_{ser} = 0.172 \text{ t/ml.}$$

❖ **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.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.082 + 0.172 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.089 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

La contrainte de l'acier: Selon la rectification 99du 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)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.089 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.596 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.596 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.51 \text{ cm}^2$$

### III.2.6. Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23b_o df_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$A_s > \max (0.45; 0.51; 1.09)$

On adopte 3HA8 ( $A_s=1.51.\text{cm}^2$ ) espacées de 50 cm.

### III.2.7. Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 0,38 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA6 espacées de 25 cm.

#### III.2.7.1 .Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times F_p = 0.206 \text{ t / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{0.206}{1 \times 0.09} \cdot 10^{-2} = 0.023\text{MPa}$$

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

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

### III.3. Calcul des planchers :

#### III.3.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure, ils supportent les charges verticales et ils les transmettent aux éléments porteurs.

En dehors des planchers préfabriqués qui répondent à une technologie industrialisée bien particulière, les planchers rencontrés dans les bâtiments de distinctions diverses ou dans les constructions industrielles peuvent se subdiviser au plan constructif, en quatre grandes catégories :

- 1- Planchers avec dalle, poutres secondaires et poutres principales.
- 2- Planchers à poutrelles parallèles rapprochées.
- 3- Planchers à hourdis creux.
- 4- Planchers champignons et planchers – dalles.

#### III.3.2. Définition :

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- ✓ Assurer une bonne isolation phonique et thermique.
- ✓ Plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure.

#### III.3.3. Le plancher en corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation et industriels, consiste à utiliser des hourdis creux ou corps creux, il s'agit d'éléments de remplissage de dimensions (16\*20\*60) cm<sup>3</sup> et d'éléments porteurs (poutrelle), pour avoir une bonne liaison entre le béton et les hourdis creux, il est essentiel d'humidifier convenablement ces derniers avant le bétonnage.

La dalle supérieure a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un simple quadrillage d'armatures constitué en général par une nappe de treillis soudé, les actions minimales et les espacements maximums sont définis dans les règles BA.

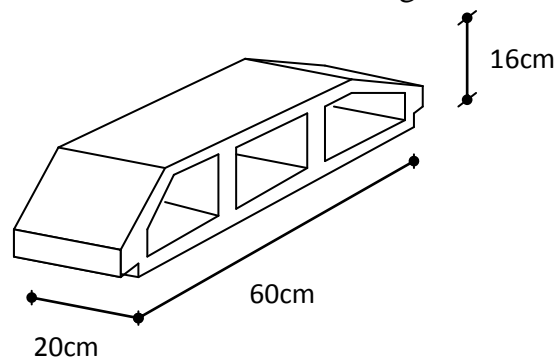


Figure : Corps Creux

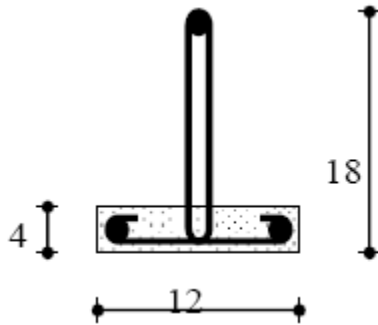
**III.3.4. Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1<sup>ère</sup> étape : avant le coulage de la dalle de compression.

2<sup>ème</sup> étape : après le coulage de la dalle de compression.



✓ *Charges permanentes :*

- poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 2.5 = 0.012$  t/ml.

- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.095 = 0.0618$  t/ml.

$$G = 0.0738 \text{ t/ml.}$$

✓ *Surcharges d'exploitation du chantier:*

$0.1 \times 0.65 = 0.065$  t/ml.  $Q = 0.065$  t/ml.

✓ *Combinaisons d'actions:*

- E.L.U :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.074 + 1.5 \times 0.065$

$$P_u = 0.197 \text{ t/ml.}$$

- E.L.S :  $P_{ser} = G + Q = 0.074 + 0.065$

$$P_{ser} = 0.139 \text{ t/ml.}$$

Le moment maximum isostatique, est donné par :

$$M_{\max} = PL^2/8 \text{ (dans notre cas } L_{\max} = 3.8 \text{ m)}$$

D'ou: à

- l'E.L.U:

$$M_u = P_u L^2/8$$

$$M_u = 0.355 \text{ t/ml.}$$

- l'E.L.S :

$$M_{ser} = P_{ser} L^2/8$$

$$M_{ser} = 0.251 \text{ t/ml.}$$

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{u_{max}} = P_u.L/2$$

$$T_{u_{max}} = 0.374 \text{ t.}$$

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

- ✓ *Ferraillage des poutrelles :*

Ces éléments de constructions travaillent souvent en flexion simple pour laquelle on fera le calcul :

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}) = 0.355 / [0.12.(0.9.0.04)^2.14,17] = 1.61$$

$\mu > \mu_c = 0.303$ , d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M, mais on est limité par la section du béton (12×4 cm<sup>2</sup>). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la dalle de compression.

Après le coulage de la dalle de compression, les poutrelles supporteront les planchers et des charges d'exploitations modérées.

	G(t/m)	Q(t/m)	P <sub>u</sub>	P <sub>ser</sub>
plancher terrasse	0,398	0,065	0,634	0,463
plancher étage courant	0,332	0,097	0,593	0,429

*Tableau III.6 : Sollicitations sur les poutrelles.*

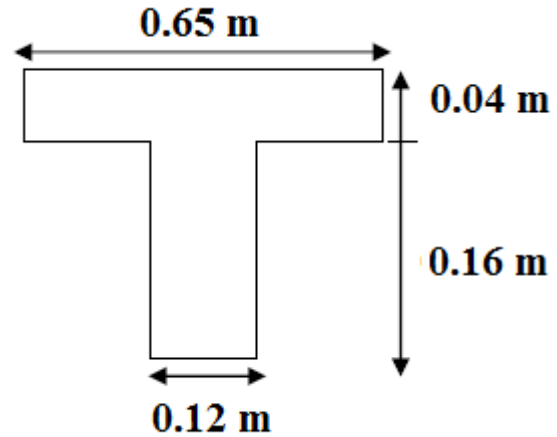
Notre poutrelle sera sollicitée par un chargement uniformément réparti :

- $P_u = 0.634 \text{ t/ml}$

- $P_s = 0.463 \text{ t/ml}$

**Ferraillages des poutrelles :**

• **En travée :**



$M_{max} = 0,505 \cdot 10^{-2} (\text{MN}\cdot\text{m})$

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

D'où :

$b = 0.60\text{m} \quad , \quad h_0 = 0.04\text{m} \quad , \quad h = 0.2\text{m}$

$d = 0.9h = 0.18\text{m}$

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

$M_t = 0.60 \times 0.04 \times 14.17 (0.18 - 0.02) = 5.4 \times 10^{-2} \text{MN}\cdot\text{m}$

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

$S = (b \cdot h) = 65 \times 20 \text{ cm}^2$ .

M(MN,m)	$\mu$	A	Z	$\sigma_s$	$A_s$	$A_{min}$	choix	As adopté
$0,505 \cdot 10^{-2}$	0,018	0,022	0,174	348,00	0,84	0,26	2HA8	1

• **Sur appuis :**

$M_{max} = 0,928 \cdot 10^{-2} (\text{MN}\cdot\text{m})$

$M_t = 0,60 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18 - 0,02) = 5,4 \cdot 10^{-2} \text{MN}\cdot\text{m}$  adopté

$M_{max} < M_t$

Le calcul se fait de la même manière que pour une section rectangulaire

$S = (b \cdot h) = 65 \times 20 \text{ cm}^2$ .

M(MN,m)	$\mu$	A	Z	$\sigma_s$	$A_s$	$A_{min}$	choix	As adobté
$0,928 \cdot 10^{-2}$	0,033	0,041	0,172	348,00	1,55	0,26	2HA10	1,57

**Armatures transversales :**

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = V_u / b_0 d$$

Avec :

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm} \quad , \quad V_u = 14,44 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 14,44 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,18) = 0,668 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4M_a) = \min (0,13 \times 25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,25 \text{ Mpa}$$

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

Pour l'espacement :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ti} K}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Puisqu'on a des armatures droites  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$ Avec reprise du bétonnage  $\Rightarrow K = 0$ 

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{\tau_u}{0,8 f_e}$$

On choisit :  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ . $f_{e24} = 235 \text{ Mpa}$ .  $\tau_u = 0,916 \text{ MPa}$ 

$$S_t \leq 0,8 \cdot A_t \cdot f_e / (\tau_u \cdot b_0) = 0,8 \times 235 \times 0,57 \times 10^{-4} / (0,688 \times 0,12) = 0,13 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 13 \text{ cm}$$

On a aussi,  $S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = 0,162 \text{ m}$ Soit :  $S_t = 13 \text{ cm}$ .✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \leq (0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{c28}) / F_e$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**  $A_s = 1 \text{ cm}^2$  , (Condition vérifiée).• **Sur appuis :**  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$  , (Condition vérifiée).✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

L'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$V_u = 1444 \text{ kg} = 14,44 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times 0,9 \times d \times b_0 \times f_{c28} = 0,267 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 25 = 0,129 \text{ MN}$$

 $V_u < \bar{V}_u$  (condition vérifiée).

✓ *Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :*

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = V_u (b-b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0$$

$$\tau_u = 14.44 \times 10^{-3} \times (0.60 - 0.12) / (1.8 \times 0.60 \times 0.18 \times 0.04)$$

$$\tau_u = 0.891 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

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

✓ *Vérification de la flèche :*

$$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9.6 \cdot E \cdot I$$

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

• **Calcul du moment d'inertie de la section totale :**

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

$$I = (0.65 \times 0.04^3) / 12 + (0.65 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.12 \times 0.16^3 / 12) + (0.12 \times 0.16 \times 0.066^2)$$

$$I = 1.643 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11696.07 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (0.634 \times 3.8^2) / 8 = 1.14 \text{ t.m} , \quad M_{\max} = 11.4 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la flèche :**

$$f = 11.4 \times 3.8^2 / (9.6 \times 11696.07 \times 1.643 \cdot 10^{-4}) = 3.02 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f^{\text{`}} = L / 500 = 3.8 / 500 = 0.0076 \text{ m.}$$

$$f = 3.02 \times 10^{-5} < f^{\text{`}} = 0.0094 \text{ m. (Condition vérifiée).}$$

### III.3.5. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrillage est en treillis soudé (BAEL 91 B.6.8.4).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

1. Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
2. Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) comme suit
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.  
(A en : cm<sup>2</sup> pour mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axes des nervures) ≤ 50 cm

⇒ A > 200/fe.

Si : 50 ≤ L ≤ 80

⇒ A = 40.L / fe. (Avec L en cm).

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2).

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : Ecartement entre nervures = 65 cm.

fe = 5200 bars pour les treillis soudés de Φ6.

$$D'où : A_{per} = \frac{40L}{fe} = \frac{(40 * 0,65)}{5200} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour la section des armatures parallèle aux nervures on prend :

$$A_{por} = A_{per} / 2 = 0.25 \text{ cm}.$$

## **CHAPITRE IV**

# **ETUDE AU VENT**

**IV.1. Détermination du 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 bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51) du RNV99:

Sens X:

$h = 21.42$  m;  $b = 26.7$  m.

Après l'interpolation :  $C_d = 0.929$

Sens Y:

$h = 21.42$  m;  $b = 18.45$  m.

Après l'interpolation :  $C_d = 0.941$

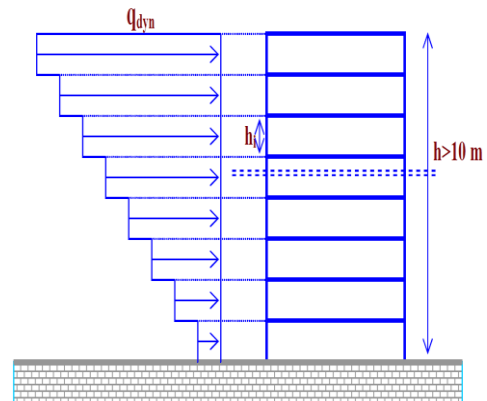
$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

**IV.2. Détermination de la pression dynamique du vent  $q_{dyn}$  :**

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de la 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.



- La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (2.12 RNV99).

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

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

$q_{ref}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{ref}$  : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

**Zone I**  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

$C_e$  : peut-être calculé par la formule :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

$C_T$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau 2.5 (RNV99).

Site plat →  $C_T(Z_{eq}) = 1$

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

- $K_T$  : facteur de terrain.
- $Z_0$  (en m) : paramètre de rugosité.
- $Z_{\min}$  (en m) : hauteur minimale.
- $\epsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$  (cf. chapitre 3).

D'après le tableau 2.4 (RNV99) on a :

$$h_{ec} = 3.06\text{m.}$$

$$K_T = 0.22, Z_0 = 0.3 \text{ m}, Z_{\min} = 8 \text{ m}, \epsilon = 0.37 \text{ (Zones industrielles ou suburbaines)}$$

Etage	$Z_j$	$C_r$	$C_e$	$q_{\text{dyn}}$
RDC	1,53	0,86	2,14	801,56
1	4,59	1,04	2,86	1073,12
2	7,65	1,13	3,23	1211,17
3	10,71	1,19	3,48	1306,19
4	13,7	1,23	3,67	1377,78
5	16,83	1,26	3,84	1438,94
6	19,89	1,29	3,97	1489,48
Toiture	21,42	1,30	4,03	1512,16

Tableau IV.1 : Répartition de la pression dynamique

### IV.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:

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

où  $S$  (en  $\text{m}^2$ ) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

$$S = 26.4 \times 18.05 = 476,52 \text{ m}^2$$

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

#### IV.3.1. Parois verticales Sens x :

$$h = 21.42 \text{ m}; b = 26.4 \text{ m}; d = 18.05 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

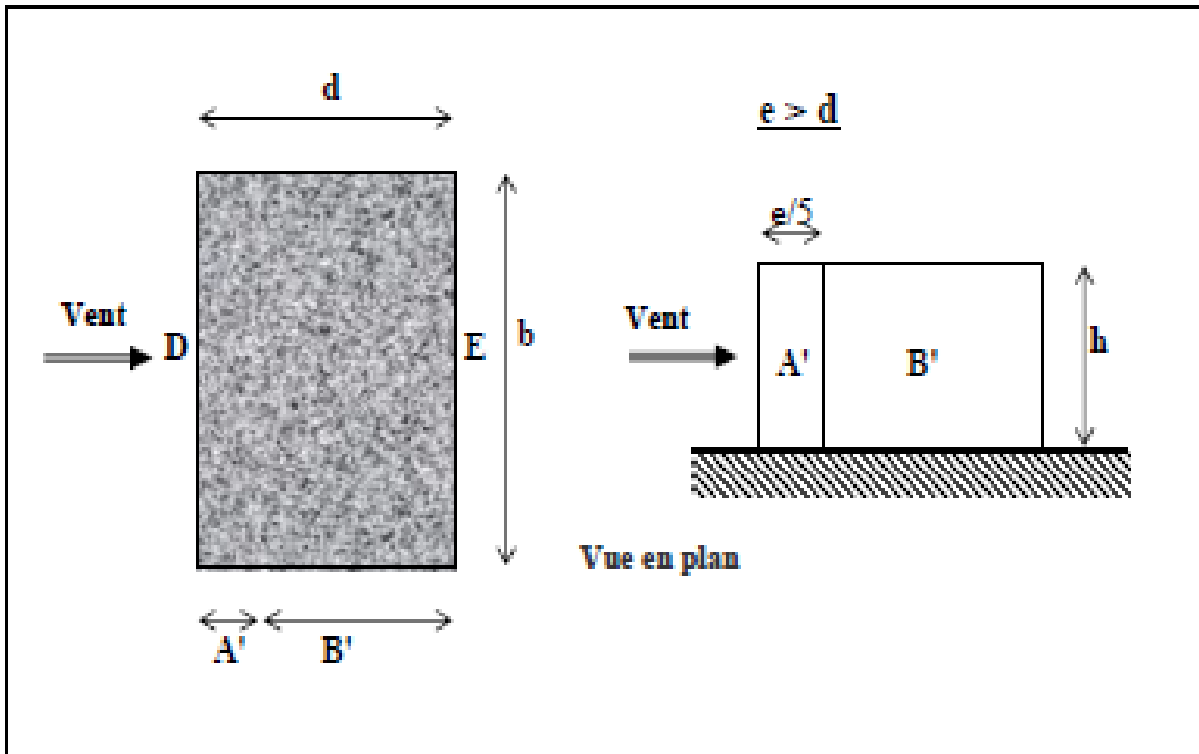
=>  $e = \text{Min} (26.4 ; 2 \times 21.42)$ .

$e = 26.4 \text{ m}$

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

**h** : La hauteur totale de la construction.

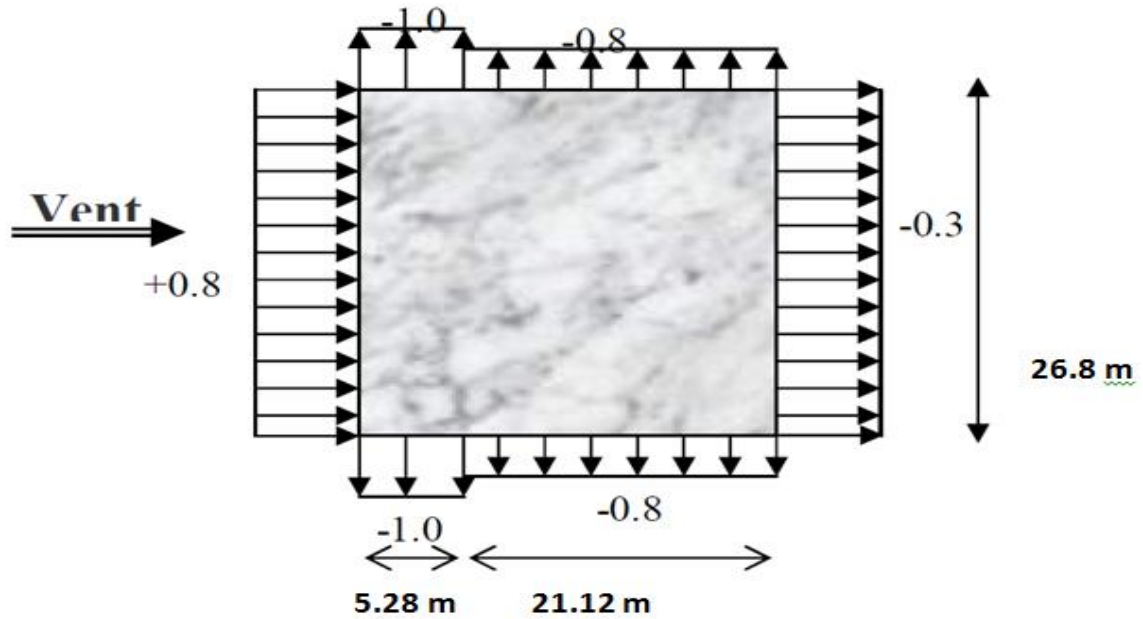
**d** : la dimension parallèle au vent.



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A'	B'	D	E
<b>Cpe.10</b>	<b>Cpe.10</b>	<b>Cpe.10</b>	<b>Cpe.10</b>
-0.1	-0.8	+0.8	-0.3

*TableauIV.2 : Valeurs du coefficient de pression intérieure dans le sens X.*

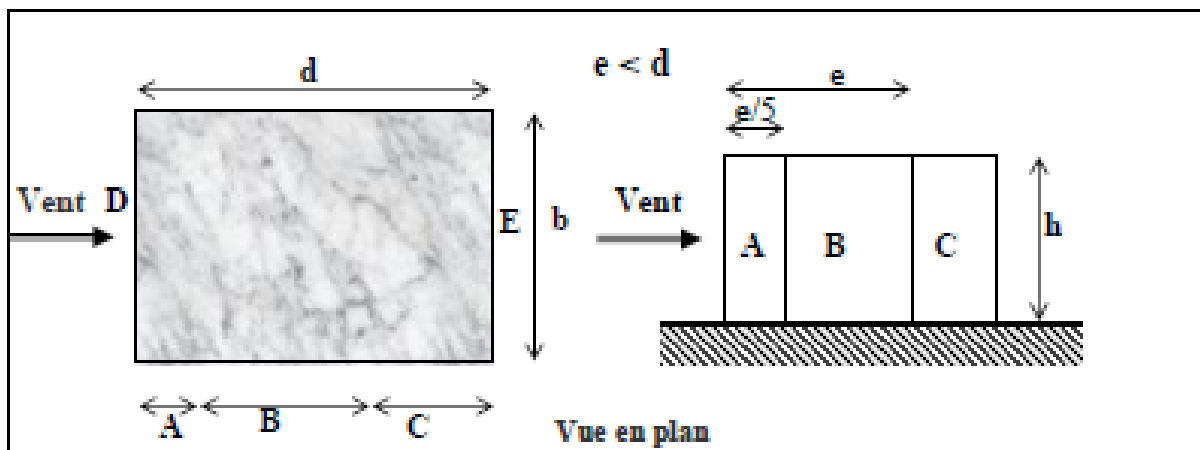


**IV.3.2. Parois verticales Sens y :**

$h = 21.42 \text{ m}$ ;  $b = 18.05 \text{ m}$  ;  $d = 26.8 \text{ m}$

$e = \text{Min} (18.05, 2 \times 21.42)$

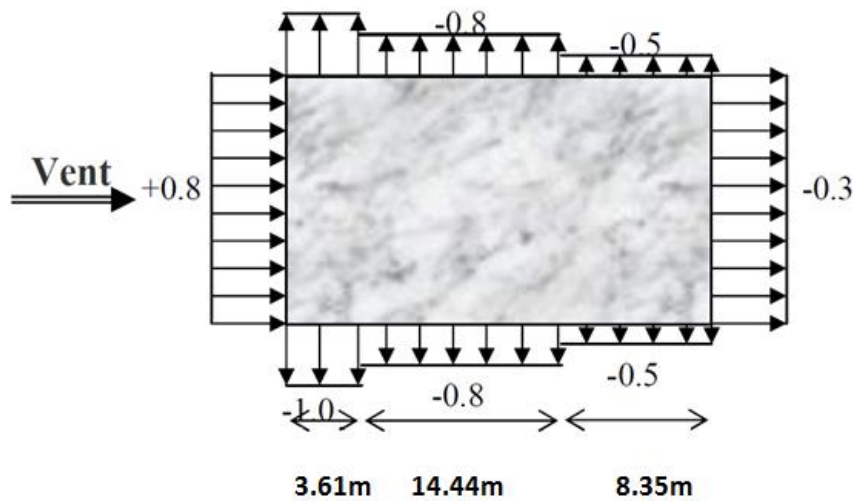
$e = 18.05 \text{ m}$



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-0.1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau IV3 : Valeurs du coefficient de pression intérieure dans le sens Y.**



**IV.3.3. Toitures plates :**

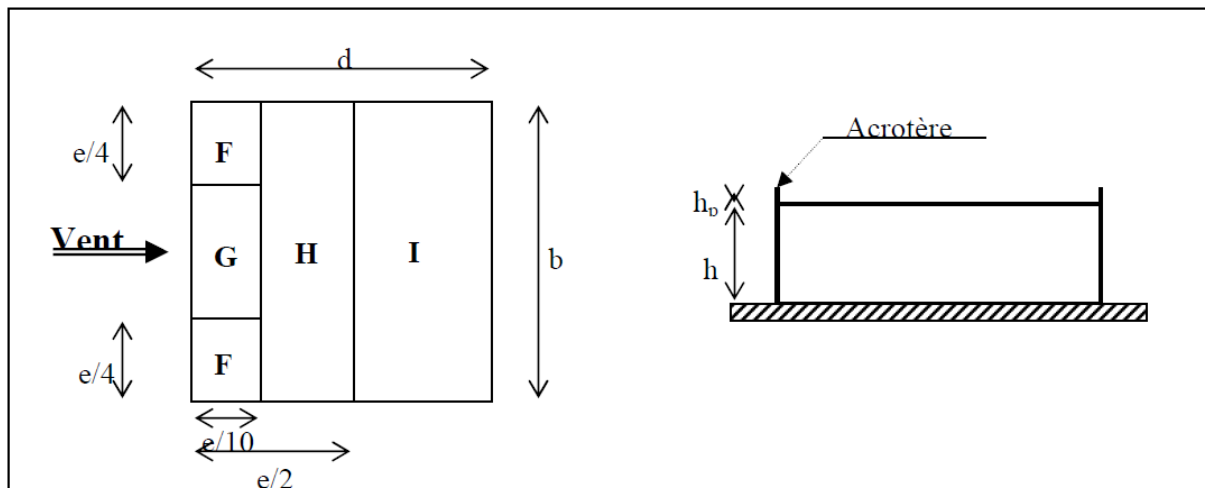
Nous avons une toiture plate puisque la pente est de 2% alors  $\alpha=1,14^\circ < 4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe.10}$  est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h]=26.4\text{m}$

**b:** Dimension du côté perpendiculaire au vent.

**h :** Hauteur totale.

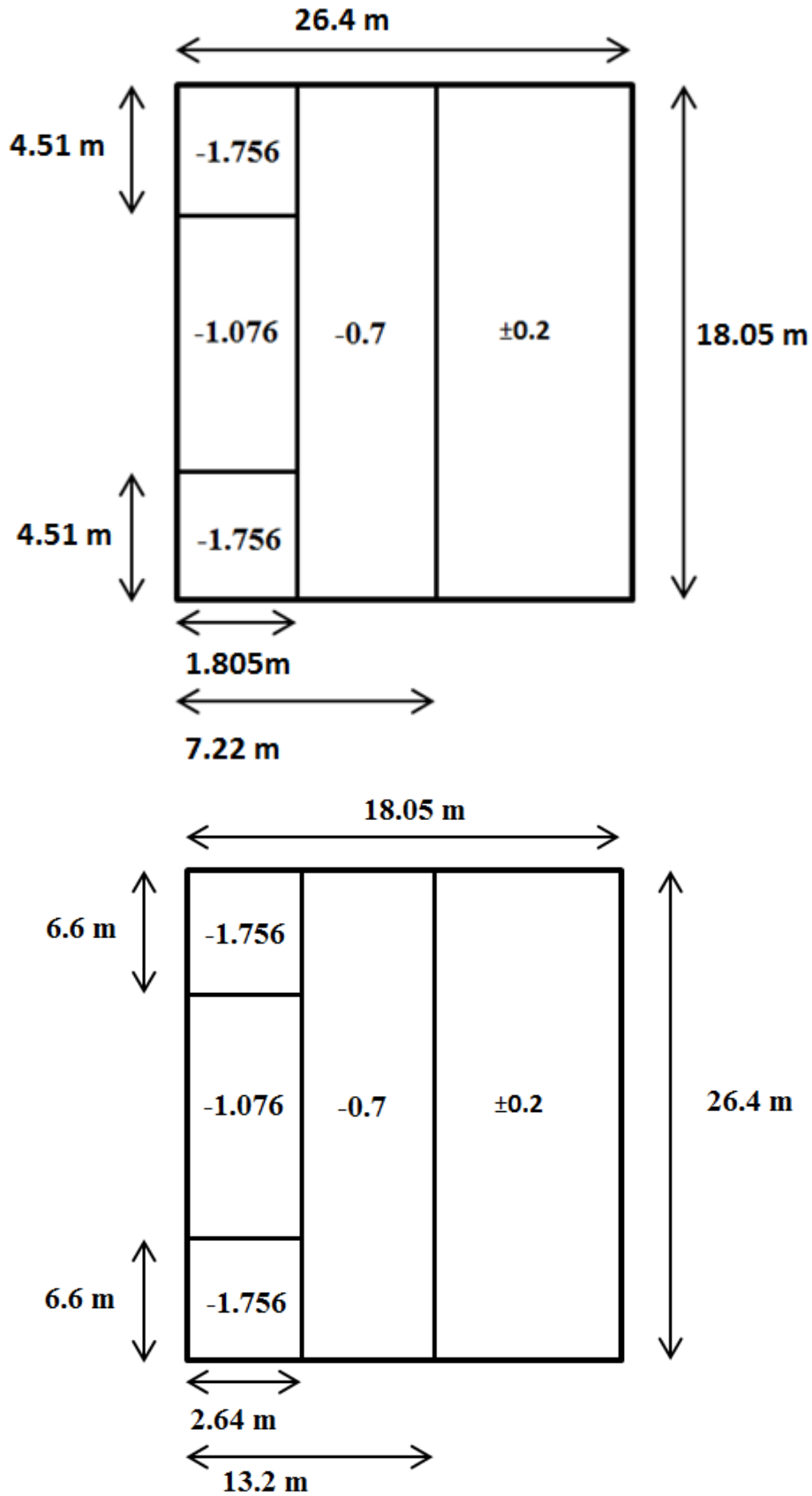
**hp :** Hauteur de l'acrotère.



		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	$\pm 0.2$

Tableau VI.4 : Valeurs du coefficient de pression extérieure de la toiture plate.

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/21.42 = 0,028$ .



#### IV.4. Détermination du coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  RNV99 (art 2.2 P78).

#### IV.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 :

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

On a donc les deux cas suivants :

##### IV.5.1. 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	-1,756	-2,556
G	0,8	-1,076	-1,876
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	$\pm 0,2$	-1 0,6

##### IV.5.2. 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	-1,756	-1,256
G	-0,5	-1,076	-0,576
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	$\pm 0,2$	-0,7 -0,3

**IV.6. Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule 2.1 (RVN99 P.40):

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

$C_d$  : 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 la formule suivante :

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

**IV.6.1. Calcul de la pression Pour  $C_{pi} = 0.8$  :**

étage	Zj	Cp	Sx	Sy	q dyn	Qj(x)	Qj(y)	R(x)	R(y)
RDC	1,53	-1,1	80,784	55,233	255,173	-260,761	-264,129	-21065,325	-14588,658
1	4,59	-1,1	80,784	55,233	481,631	-492,179	-498,536	-39760,177	-27535,660
2	7,65	-1,1	80,784	55,233	601,850	-615,031	-622,975	-49684,637	-34408,783
3	10,71	-1,1	80,784	55,233	686,211	-701,239	-710,297	-56648,876	-39231,823
4	13,7	-1,1	80,784	55,233	750,547	-766,984	-776,891	-61960,014	-42910,018
5	16,83	-1,1	80,784	55,233	806,001	-823,653	-834,292	-66537,945	-46080,435
6	19,89	-1,1	80,784	55,233	852,153	-870,815	-882,063	-70347,901	-48718,996
F	21,42	-2,556	17,424	7,31	872,951	-2072,842	-2099,617	-36117,202	-15348,202
G	21,42	-1,876	34,848	16,3	872,951	-1521,382	-1541,034	-53017,113	-25118,849
H	21,42	-1,5	278,784	97,74	872,951	-1216,457	-1232,170	-339128,654	-120432,273
I	21,42	-1	128,04	346,2	872,951	-810,971	-821,447	-103836,741	-284384,783
	21,42	0,6	128,04	346,2	872,951	486,583	492,868	62302,044	170630,870

IV.6.2. Calcul de la pression Pour  $C_{pi} = - 0.5$  :

étage	Zj	Cp	sx	sy	q dyn	Qj(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
RDC	1,53	0,2	80,784	55,233	255,173	47,411	48,024	3830,059	2652,483
1	4,59	0,2	80,784	55,233	481,631	89,487	90,643	7229,123	5006,484
2	7,65	0,2	80,784	55,233	601,850	111,824	113,268	9033,570	6256,142
3	10,71	0,2	80,784	55,233	686,211	127,498	129,145	10299,796	7133,059
4	13,7	0,2	80,784	55,233	750,547	139,452	141,253	11265,457	7801,821
5	16,83	0,2	80,784	55,233	806,001	149,755	151,689	12097,808	8378,261
6	19,89	0,2	80,784	55,233	852,153	158,330	160,375	12790,527	8857,999
F	21,42	-1,256	17,424	7,31	872,951	-1018,580	-1031,737	-17747,733	-7541,996
G	21,42	-0,576	34,848	16,3	872,951	-467,119	-473,153	-16278,175	-7712,397
H	21,42	-0,2	278,784	97,74	872,951	-162,194	-164,289	-45217,154	-16057,636
I	21,42	-0,7	128,04	346,2	872,951	-567,680	-575,013	-72685,718	-199069,348
	21,42	-0,3	128,04	346,2	872,951	-243,291	-246,434	-31151,022	-85315,435

## IV.7. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de 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.

$Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément j en (m).

$S_{fr,j}$  : Aire de l'élément de surface j en ( $m^2$ ).

$C_{fr,j}$  : 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  $\frac{b}{d} \geq 3$

et le rapport  $\frac{h}{d} \geq 3$ , soient vérifiés.

b : la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent.

h : la hauteur de la construction.

d : la dimension de la construction parallèle au vent.

**Sens x:**

$b = 26.8\text{ m}; d = 18.45\text{ m}; h = 18.36\text{ m}.$

$$\frac{b}{d} = \frac{26.8}{18.45} = 1.45 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{18.36}{18.45} \approx 1 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

**Sens y:**

$b = 18.45\text{ m}; d = 26.8\text{ m}; h = 18.36\text{ m}.$

$$\frac{b}{d} = \frac{18.45}{26.8} = 0.69 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{18.36}{26.8} = 0.68 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

**IV.8. Détermination de la force résultante :**

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

$F_W$  : 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

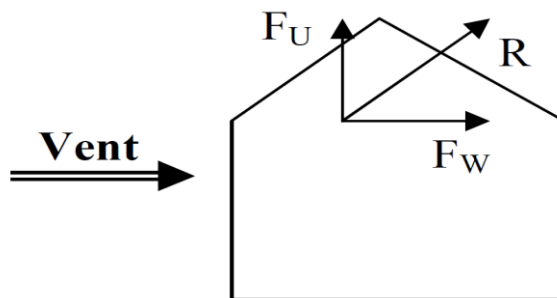
$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj}$$

$\Sigma$  : la 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.



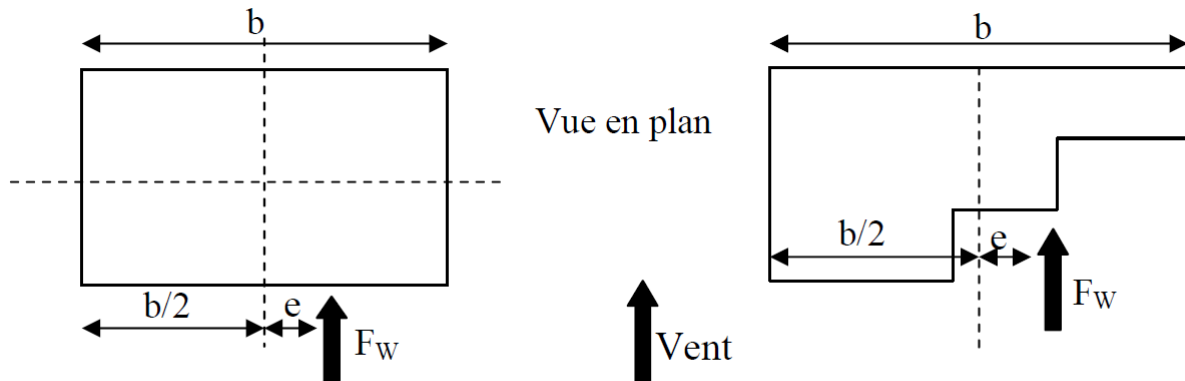
### IV.8.1. Excentricité de la force globale horizontale :

Une excentricité "e" de la force globale horizontale  $F_w$  doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale  $F_w$  doit être prise égale à :

$$e = b/10 \text{ m}$$

Avec b est la dimension à la base du maître couple. (Ch. 2 paragraphe 2.2.2)



*Excentricité de la force globale*

$$L_x = 26.4 \text{ m}$$

$$L_y = 18.05 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } e = \pm 2,64 \text{ m}$$

#### ❖ **Commentaire:**

Le R N V 99 prend en compte l'effet du vent:

- Diffusion de vent.
- Les zones plus excitées par le vent.
- La force du frottement.
- Les directions.

### IV.9. Vérification de la stabilité:

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

# **CHAPITRE V**

## **ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE**

### V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent notre pays, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

### V.2. Objectifs de l'analyse dynamique :

L'objectif de l'analyse 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 voir impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### V.3. Modélisation :

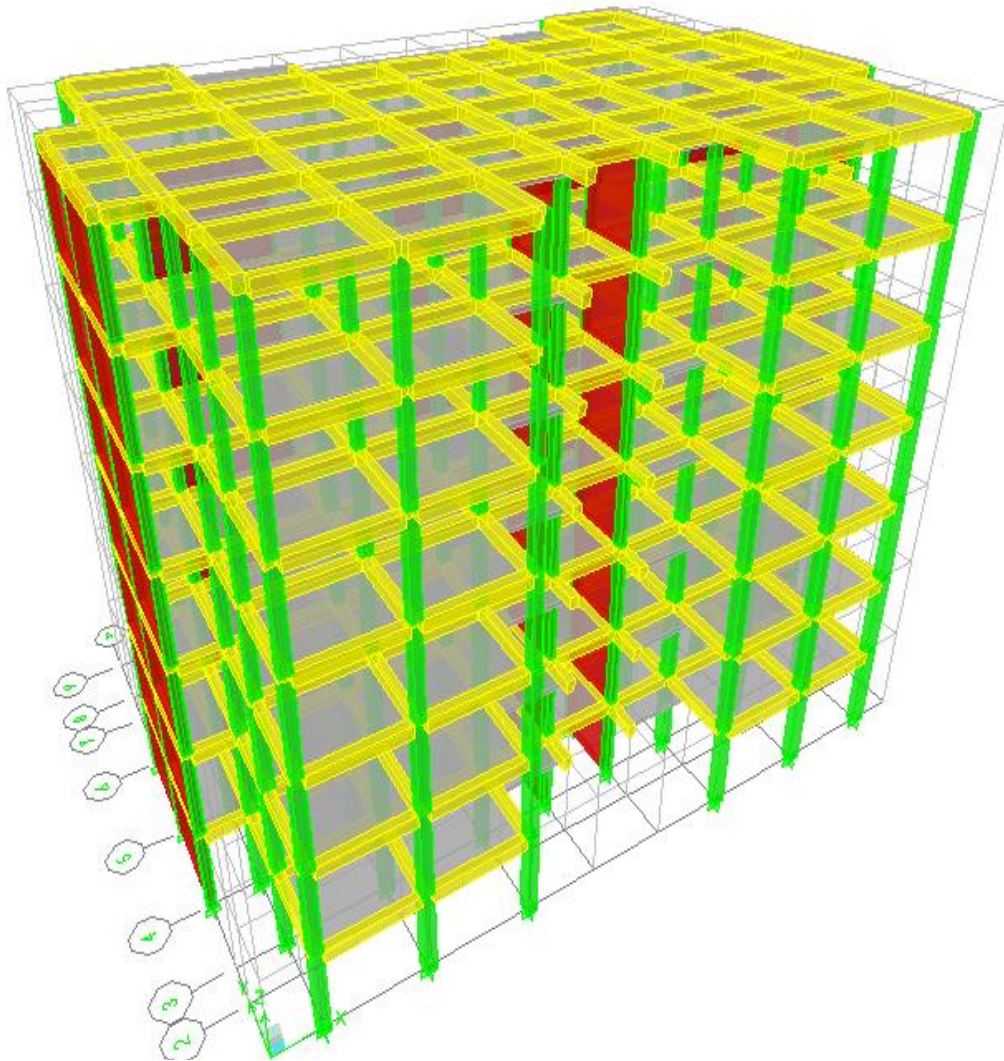
#### V.3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés 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.3.2. 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 à savoir les poteaux, les poutres, les voiles...etc, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé pour faciliter les calculs et qui nous permet de reproduire le plus possible le comportement réel de la structure.



*Figure V.1 : Vue en 3D de la structure*

### **V.3.3. Description du logiciel ETABS :**

Pendant presque 30 ans, ETABS ont été reconnus comme le standard de l'industrie pour construire le Logiciel de design (conception) et de l'Analyse. Aujourd'hui, continu dans la même tradition, ETABS s'est développé dans une analyse de construction (bâtiment) complètement intégrée et un environnement de design (conception). Le système construit autour d'un objet physique a basé l'interface utilisateur graphique, faite fonctionner par des nouveaux algorithmes de buts spéciaux ciblés pour l'analyse et le design (la conception), avec des interfaces pour rédiger et fabriquer, redéfinit les normes (standards) d'intégration, la productivité et l'innovation technique. Le modèle intégré peut inclure le moment résistant aux cadres, des cadres renforcés, des systèmes de botte stupéfiés, des cadres avec des sections de rayon(poutre) réduites ou des petites assiettes, des planchers(étages) rigides et flexibles, des toits inclinés, des rampes et des structures de stationnement, des planchers(étages) de mezzanine, des gratte-ciel multiples et a marché des systèmes de diaphragme avec le béton complexe, des systèmes de cadrage de plancher(d'étage) de solive composés(composites) ou

d'acier. Des solutions de problèmes complexes comme des déformations de zone de panneau (jury), le diaphragme tond des tensions et le chargement d'ordre de construction.

#### V.3.4. Avantages que présente le logiciel ETABS :

- ✓ Une descente de charges automatique rapide.
- ✓ Un calcul automatique du centre de masse et du centre de rigidité ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.
- ✓ Le logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).
- ✓ **ETABS** permet également le transfert des données vers d'autres logiciels tels que : Auto CAD, SAP2000 et SAFE.

#### V.3.5. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

#### V.3.6. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  ( $\beta$  : coefficient de pondération, dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

### V.4. Calcul dynamique du bâtiment :

#### V.4.1. 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.4.2. 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 un bâtiment à usage d'habitation qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, elle rentre dans la catégorie des systèmes mixtes (portiques autostables contreventés par des voiles) et elle présente une même architecture (vue en plan) dans tous les niveaux. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles qui 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.
- ✓ La disposition des voiles doit se faire dans les deux directions (en plan) perpendiculaires (X-X et Y-Y).

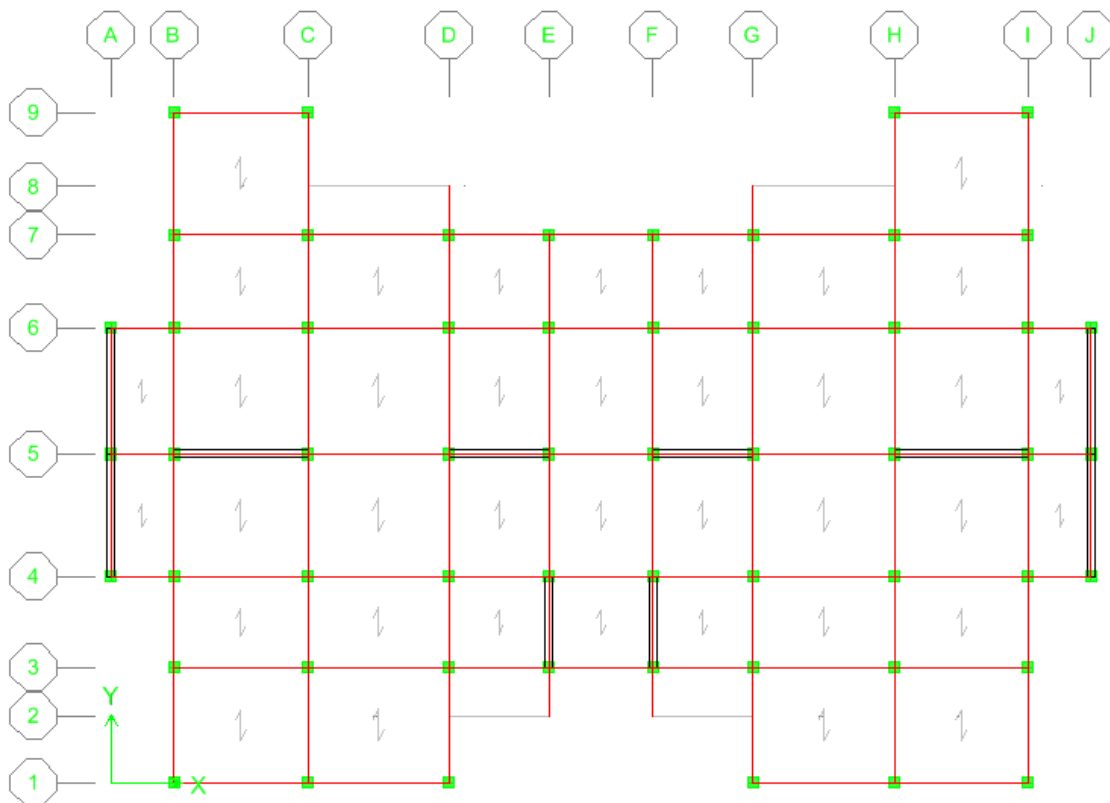


Figure V.2 : Vue en plan de la structure

### V.4.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

#### ❖ Centre de masse :

Le centre de masse est le point d'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.

$X_{CR}, Y_{CR}$  : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

#### Note :

Lorsque le centre de masse et le centre de rigidité sont confondus, les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre eux il y a des mouvements de translation et de rotation (excentricité fois la force=moment).

Les coordonnées des centres de masse et de rigidité pour chaque étage sont résumées dans le tableau ci-après :

Etage	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
6	13,208	8,518	13,2	8,67
5	13,215	8,542	13,2	8,688
4	13,213	8,535	13,2	8,712
3	13,213	8,54	13,2	8,741
2	13,213	8,545	13,2	8,774
1	13,213	8,551	13,2	8,806
RDC	13,213	8,551	13,2	8,838

Tableau V.1 : Centre de masse et Centre de rigidité de chaque étage

❖ **Calcul des excentricités :**

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.

✓ **L'excentricité théorique :**

$e_x$ : excentricité théorique suivant x

$e_y$ : excentricité théorique suivant y

✓ **L'excentricité accidentelle du RPA99 version 2003 :**

Sens X :  $e_{acc} = 0.05 \times 26.70m = 1,335m$

Sens Y :  $e_{acc} = 0.05 \times 18.45m = 0,92 m$

Etage	Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		Excentricité théorique (m)		Excentricité accidentelle (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM - XCR	YCM - YCR	$e_{x_{acc}}$	$e_{y_{acc}}$
6	13,208	8,518	13,2	8,67	0,008	-0,152	1,335	0,92
5	13,215	8,542	13,2	8,688	0,015	-0,146	1,335	0,92
4	13,213	8,535	13,2	8,712	0,013	-0,177	1,335	0,92
3	13,213	8,54	13,2	8,741	0,013	-0,201	1,335	0,92
2	13,213	8,545	13,2	8,774	0,013	-0,229	1,335	0,92
1	13,213	8,551	13,2	8,806	0,013	-0,255	1,335	0,92
RDC	13,213	8,551	13,2	8,838	0,013	-0,287	1,335	0,92

Tableau V.2: Excentricités Théoriques et Accidentelles

✓ **Excentricités retenues :**

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 on prend le cas le plus défavorable qui correspond à la plus grande excentricité en valeur absolue dans chacune des deux directions:

1-  $e_x = e_{xth} + e_{ax}$ .

2-  $e_x = e_{xth} - e_{ax}$ .

3-  $e_y = e_{yth} + e_{ay}$ .

4-  $e_y = e_{yth} - e_{ay}$ .

Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes:

- ✓ Pour palier les erreurs de calcul du centre de gravité des masses.
- ✓ Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- ✓ Pour palier les erreurs d'exécution.

Le tableau (IV.3) résume les résultats précédents :

Etage	Excentricité théorique (+) ou (-) accidentelle (m)				Excentricités retenues (m)	
	$e_{x_{th}+e_{x_{acc}}}$	$e_{x_{th}-e_{x_{acc}}}$	$e_{y_{th}+e_{y_{acc}}}$	$e_{y_{th}-e_{y_{acc}}}$	ex (m)	ey (m)
<b>6</b>	1,343	-1,327	0,768	-1,072	<b>1,343</b>	<b>-1,072</b>
<b>5</b>	1,35	-1,32	0,774	-1,066	<b>1,35</b>	<b>-1,066</b>
<b>4</b>	1,348	-1,322	0,743	-1,097	<b>1,348</b>	<b>-1,097</b>
<b>3</b>	1,348	-1,322	0,719	-1,121	<b>1,348</b>	<b>-1,121</b>
<b>2</b>	1,348	-1,322	0,691	-1,149	<b>1,348</b>	<b>-1,149</b>
<b>1</b>	1,348	-1,322	0,665	-1,175	<b>1,348</b>	<b>-1,175</b>
<b>RDC</b>	1,348	-1,322	0,633	-1,207	<b>1,348</b>	<b>-1,207</b>

*Tableau V.3: Excentricités Retenues*

**V.4.4. Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :**

Le tableau ci-dessous présente la période, les translations, la rotation autour de l'axe Z-Z et les facteurs de participation massique de chaque mode :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,477824	72,8159	0	72,8159	0	0,0073
2	0,396836	0	69,6642	72,816	69,6642	0,0383
3	0,308294	0,0059	0,0406	72,8219	69,7048	69,3791
4	0,132851	16,2662	0	89,0881	69,7048	0,0012
5	0,097567	0	20,1643	89,0881	89,8692	0,0085
6	0,075064	0,0008	0,0088	89,0889	89,878	20,7657
7	0,062885	6,1464	0	95,2353	89,878	0
8	0,046327	0	5,9981	95,2353	95,8761	0,0014
9	0,039718	2,6997	0	97,935	95,8761	0,0018
10	0,036119	0,002	0,0015	97,937	95,8776	5,9082
11	0,031044	0	2,4221	97,9371	98,2996	0,0001
12	0,029997	1,1292	0	99,0663	98,2997	0,0001

*Tableau V.4 : Résultats de l'analyse dynamique de la structure*

#### V.4.5. Interprétation des résultats :

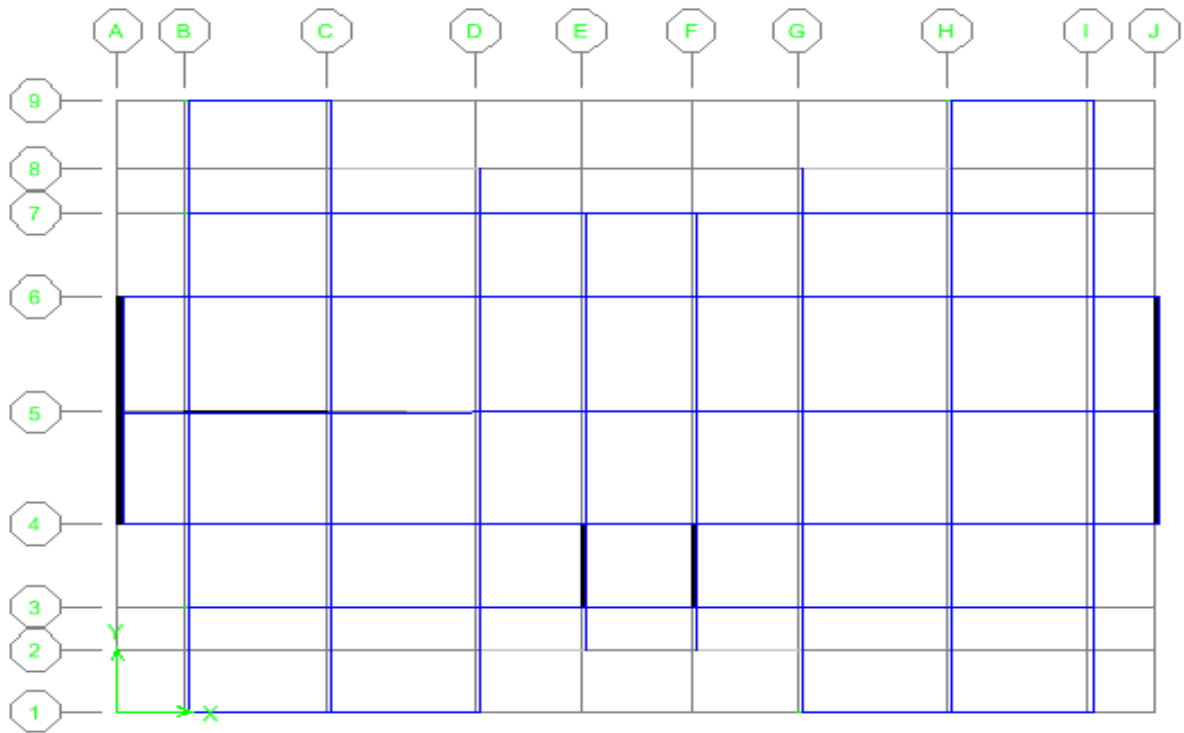
- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,477824$  s.
- ✓ La période fondamentale  $T = 0,477824$  s est inférieure à celle calculée par la formule empirique donnée par le RPA99 version 2003 (formule 4-6 Article 4.2.4)

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 21,42^{3/4} = 0,498s$$

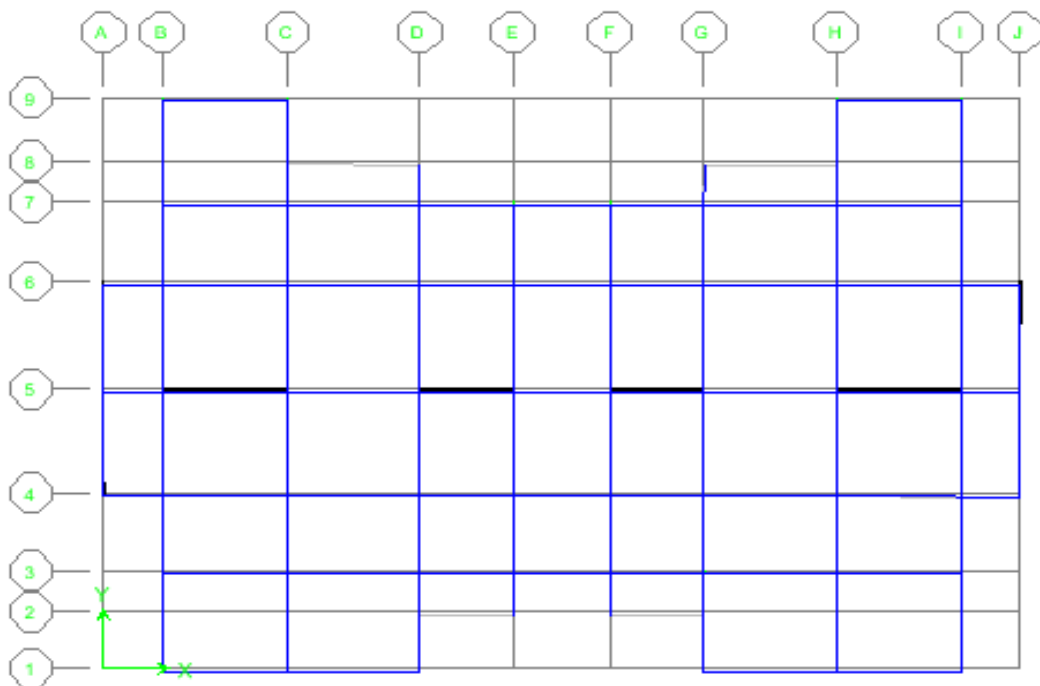
$$T = 0,477824 \text{ s} < 1,30 \times T_{RPA} = 0,647 \text{ s}$$

- ✓ Les modes 1 et 2 sont des modes de translation.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

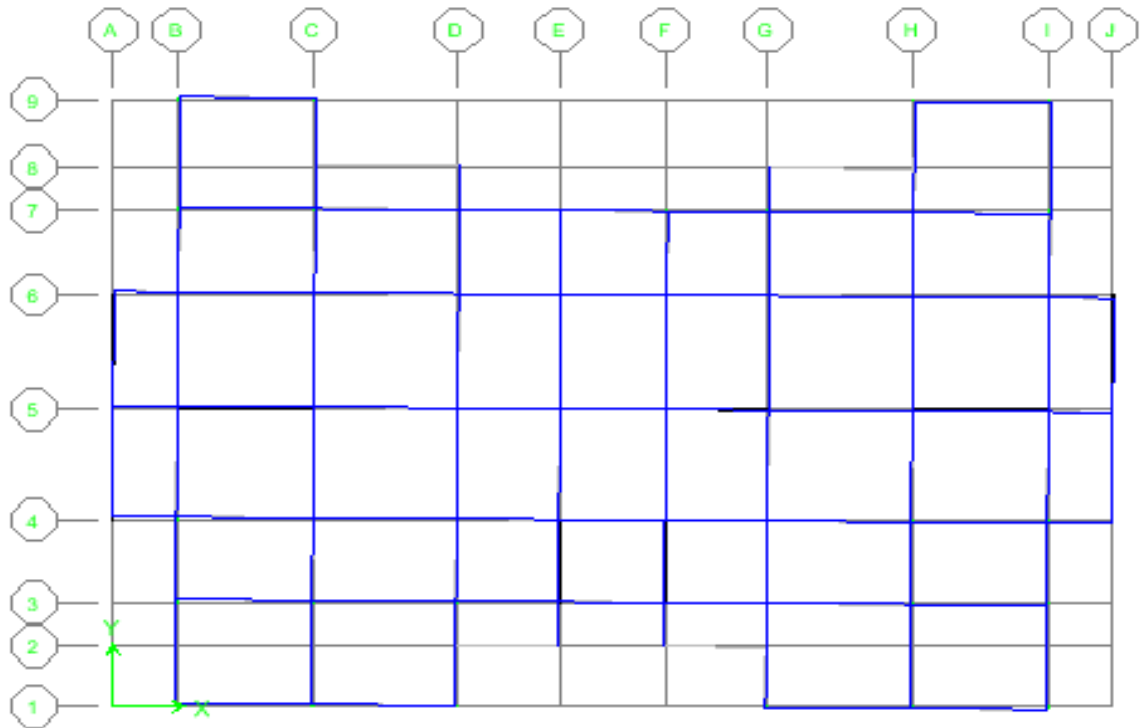
✓ 1<sup>er</sup> Mode : translation suivant l'axe X.  $T_1=0,477824$  s.



✓ 2<sup>ème</sup> Mode : translation suivant l'axe Y.  $T_2=0,396836$  s.



✓ 3<sup>ème</sup> Mode : rotation autour de l'axe Z.  $T_3=0,308294$  s.



❖ **Caractéristiques massiques de la structure :**

Les caractéristiques massiques de la structure sont présentées dans le tableau ci –après :

Etage	M (t)
6	508,821
5	480,795
4	489,904
3	489,904
2	500,805
1	500,806
RDC	500,805
<b>TOTAL</b>	<b>3471,84</b>

*Tableau V.5 : Caractéristiques massiques de la structure*

### V.5. L'étude sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes (RPA99 version 2003.

Article 4.1.1.) :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

#### V.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA 99 VERSION 2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : • tous groupes

**Zone II** : • groupe d'usage 3

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III** : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Pour notre cas le bâtiment présente une irrégularité en plan et il est implanté en **Zone III**, groupes d'usage 2, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

#### V.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### V.5.3. Calcul de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

#### V.5.3.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### V.5.3.2. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :  $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$  RPA99 version 2003 (art 4.2.3)

**A** : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) du RPA 99 version 2003 ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau V.6 : Coefficient d'accélération de zone A**

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone III donc : **A = 0,25**

**D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) 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  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

-  $\eta$  : facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

-  $\xi(\%)$  est le coefficient d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

$\xi$  est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	
Dense	7	5	10

**Tableau V.7: Valeurs du coefficient d’amortissement suivant le système structurel**

Nous avons un contreventement assuré par des voiles donc on prend

$$\xi = 10\%.$$

$$D'où \eta = 0,764 > 0,7$$

### V.5.3.3. 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 a 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 tableaux 4-6 du RPA99/version2003.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

✓ **Pour le sens transversal :**

$$H_N = 21.42\text{m et } d = 18,45 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$  on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée.

$$\text{Alors : } T = \min(0,498 \text{ s ; } 0,449\text{s}) \Rightarrow T = 0,449\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5\text{s}$$

$$0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$\text{Donc : } D = 1,91$$

✓ **Pour le sens longitudinal**

$$H_N = 21.42\text{m et } d = 26,7\text{m}$$

$$T = \min(0,498 \text{ s ; } 0,373\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,373\text{s}$$

$$T_2(S_3) = 0,5\text{s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$\text{Donc : } D = 1,91.$$

$D_x = D_y$  donc on fait un seul calcul pour  $V$  dans les deux directions  $X$  et  $Y$ .

**Q:** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par RPA 99 version 2003 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Pour une structure en béton armé en voile porteur (structure mixte portiques/voiles dont les voiles supportent 45% > 20% de la charge verticale) on a :

$$\text{➤ } R = 3,5$$

**Q** : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a \quad Q = 1,25 \text{ « pour les deux sens »}$$

**W** : poids de la structure.

$\beta$  : 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 version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitation :  $\beta = 0,20$ .

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$ :

**Poids total:  $W_T = 3471,84$  t**

### Résumé des résultats

Paramètres	A	D	Q	R	W (t)
Résultats	0,25	1,91	1,25	3,5	3471,84 t

*Tableau V.8 : Calcul de la force sismique*

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = 592,07 \text{ t.}$$

#### V.5.3.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4,2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0,07 T \cdot V \quad \text{si } T > 0,7 \text{ S}$$

Avec

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7 \text{ S}$$

On a :  $T = 0,477824 \text{ s} < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau i.

$h_i$  : niveau du plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	$W_i$ (t)	$H_i$	$W_i * H_i$	$V$ (t)	$F_i(t)$ t
6	508,821	21,42	10898,94582	592,07	152,145004
5	480,795	18,36	8827,3962	592,07	123,226985
4	489,904	15,3	7495,5312	592,07	104,634672
3	489,904	12,24	5996,42496	592,07	83,7077379
2	500,805	9,18	4597,3899	592,07	64,1777578
1	500,806	6,12	3064,93272	592,07	42,7852573
RDC	500,805	3,06	1532,4633	592,07	21,3925859
Somme	3471,84	$\Sigma$	42413,0841	$\Sigma$	592,07

**Tableau V.9: Distribution de la résultante des forces sismiques sur la hauteur**

### V.5.3.5. Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

NIVEAU	$H_i$	$F_i$ (t)	$V_k(t)$
6	21,42	152,145004	152,145004
5	18,36	123,2269848	275,3719888
4	15,3	104,6346723	380,0066611
3	12,24	83,70773787	463,714399
2	9,18	64,17775778	527,8921568
1	6,12	42,78525729	570,6774141
RDC	3,06	21,39258593	592,07

**Tableau V.10: les efforts tranchants résultants**

**Effort tranchant max à la base : 592,07t**

### V.5.4 Vérifications règlementaires :

#### V.5.4.1 Période fondamentale théorique : RPA Art 4.2.4

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques (l'analyse modale) ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$T_{\text{empirique}} = 0,498 \text{ sec} \times 1,3 = 0,647 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,477 \text{ s}.$$

Donc la condition est vérifiée.

#### V.5.4.2 Résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ . Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0,8 V/V_t$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens X :  
 $V_{\text{Dynamique}} = 482,422 \text{ t}.$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens X  
 $V_{\text{statique}} = 592,07 \text{ t}$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 473,656 \text{ t} \implies V_{\text{Dynamique}} > 0,8 V_{\text{statique}}. \text{ Condition vérifiée.}$$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens Y :

$$V_{\text{Dynamique}} = 474,047 \text{ t}$$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens Y :

$$V_{\text{statique}} = 592,07 \text{ t}$$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 473,656 \text{ t} \implies V_{\text{Dynamique}} > 0,8 V_{\text{statique}}. \text{ Condition vérifiée.}$$

#### V.5.4.3. 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 :  $\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k$  et  $\Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$

Où ;  $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$  et  $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

$\Delta_{ex}^k$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem pour le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ ).

Avec :  $\delta_{ex}^k$  est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

On a :  $R = 3,5$

Après analyse des résultats on obtient les tableaux ci-dessous :

✓ **Pour le sens X :**

Etage	$\delta_{ex}$ (m)	$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ (m)	$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k$ (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
7	0,0168	0,0024	0,0084	0,0306	Vérifiée
6	0,0144	0,0026	0,0091	0,0306	Vérifiée
5	0,0118	0,0029	0,01015	0,0306	Vérifiée
4	0,0089	0,0029	0,01015	0,0306	Vérifiée
3	0,006	0,0027	0,00945	0,0306	Vérifiée
2	0,0033	0,0022	0,0077	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0011				

**Tableau V.11: Les déplacements inter-étage dans le sens X**

✓ Pour le sens Y :

Etage	$\delta_{ey}$ (m)	$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$ (m)	$\Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$ (m) □	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
7	0,0119	0,002	0,007	0,0306	Vérifiée
6	0,0099	0,0022	0,0077	0,0306	Vérifiée
5	0,0077	0,002	0,007	0,0306	Vérifiée
4	0,0057	0,002	0,007	0,0306	Vérifiée
3	0,0037	0,0017	0,00595	0,0306	Vérifiée
2	0,002	0,0013	0,00455	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0007				

Tableau V.12: Les déplacements inter-étage dans le sens Y

**V.5.4.4. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

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

$$\theta = P_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

Avec :  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k » .

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » .

✓ Sens transversale (Y-Y):

Niveau	Wi (t)	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (t)	hi (m)	θ
6	508,821	508,821	0,007	146,975	3,06	0,0079195
5	480,795	989,616	0,0077	250,208	3,06	0,0099526
4	489,904	1479,52	0,007	324,477	3,06	0,0104307
3	489,904	1969,424	0,007	382,002	3,06	0,0117937
2	500,805	2470,229	0,00595	428,299	3,06	0,0112146
1	500,806	2971,035	0,00455	460,57	3,06	0,0095918
RDC	500,805	3471,84	0,001	474,047	3,06	0,0023934

Tableau V.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens transversal

✓ Sens longitudinal (X-X):

Niveau	Wi (t)	P <sub>k</sub>	Δ <sub>κ</sub> (m)	V <sub>k</sub> (t)	hi (m)	θ
6	508,821	508,821	0,0084	130,494	3,06	0,010703661
5	480,795	989,616	0,0091	238,202	3,06	0,012354958
4	489,904	1479,52	0,01015	328,528	3,06	0,014938021
3	489,904	1969,424	0,01015	401,596	3,06	0,016266513
2	500,805	2470,229	0,00945	456,971	3,06	0,016693944
1	500,806	2971,035	0,0077	494,353	3,06	0,015123068
RDC	500,805	3471,84	0,001	513,044	3,06	0,002211483

*Tableau VI.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens longitudinal*

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.

# **CHAPITRE VI**

## **FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS**

### VI.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement CBA93 et les règles parasismiques Algériennes en vigueur (RPA 99/ version 2003).

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

### VI.2.Ferrailage des poteaux :

#### VI.2.1.Calcul des armatures longitudinales :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort(N) et à deux moments fléchissant ( $M_x-x$  ,  $M_y-y$ ).

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).

#### ❖ Section partiellement comprimée :

L'effort normal étant un effort de compression ou de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

L'effort normal étant un effort de compression le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et  $e > h/6$ .

#### ❖ 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.

#### ❖ 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 des armateurs.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$\theta$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Normale	1.5	1	25	14.16	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

Tableau VI.1 :Les deux situations de calcul des sollicitations (Normale et accidentelle)

#### VI.2.1.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :

E.L.U : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (1)

- Selon le R.P.A 99 Version 2003 :

Situation accidentelle (article 5.2)

G+Q+E.....(2)

0.8G+E.....(3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1<sup>er</sup>) N<sub>max</sub> , M<sub>corr</sub>

2<sup>eme</sup>) M<sub>max</sub> , N<sub>corr</sub>

3<sup>eme</sup>) N<sub>min</sub> , M<sub>corr</sub>

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (Le cas le plus défavorable).

### VI.2.1.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99 Version 2003 (article 7.4.2 ), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓  $A_{max} = A_s/bh < 4\%$  en zone courante.
- ✓  $A_{max} = A_s/bh < 6\%$  en zone recouvrement.
- ✓  $A_{min} = A_s > 0.9 \%$  (zone III).
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi L$ .
- ✓ 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 (zone critiques).

### VI.2.1.3. Les résultats obtenus :

Nous avons retenu 03 types de sections pour l'étude du ferrailage des poteaux.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel ETABS.

- ❖ type I (RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>) : poteaux 40×40
- ❖ type II (3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>) : poteaux 35×35
- ❖ type III (5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>) : poteaux 30×30

✓ 1er cas ELU:  $N_{max}$ ,  $M_{corr}$  :

niveau	section	Combinaison	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	La position
Type III	30×30	ELU	254.87	1.91	C2
Type II	35×35	ELU	499.82	2.207	C2
Type I	40×40	ELU	899.91	0.322	H7

Tableau VI.2 : Les sollicitations dans les poteaux à l'ELU

✓ 2eme cas G+Q+E :  $M_{max}$ ,  $N_{corr}$  :

niveau	section	Combinaison	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{corr}$ (KN)	La position
Type III	30×30	G+Q+E	36.607	25.46	I3
Type II	35×35	G+Q+E	56.897	173.87	I3
Type I	40×40	G+Q+E	79.47	270.67	I3

Tableau VI.3 : Les sollicitations dans les poteaux (Combinaison G+Q+E)

✓ 3eme cas 0,8G+E :  $N_{min}$ ,  $M_{corr}$  :

niveau	section	Combinaison	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	La position
Type III	30×30	0.8G+E	-22.09	16.700	I3
Type II	35×35	0.8G+E	-87.02	25.183	I3
Type I	40×40	0.8G+E	-136.38	22.886	I3

Tableau VI.4 : Les sollicitations dans les poteaux (Combinaison 0.8G+E)

VI.2.1.4. Exemple de ferrailage :

Soit un poteau du 1<sup>er</sup> étage (dimensions : 40x40) (Type I) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$  , Section = 40 × 40 cm , acier Fe E400 type1 , béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

- 1)  $N_{max} = 899.91 \text{ KN}$  ;  $M_{xcorr} = 0.322 \text{ KN.m}$
- 2)  $M_{max} = 79.47 \text{ KN.m}$  ;  $N_{corr} = 270.67 \text{ KN}$
- 3)  $N_{min} = -136.38 \text{ KN}$  ;  $M_{xcorr} = 22.886 \text{ KN.m}$

❖ Armatures longitudinales :

$M_{max} = 79.47 \text{ KN.m}$

et

$N_{corr} = 270.67 \text{ KN}$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$e = e_1 + e_2$  ;  $e_1 = e_0 + e_a$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_2$  : excentricité dus aux effets du second ordre.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 266/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 0.29 + 0.02 = 0.31 \text{ m}$$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 2.66 = 1.86 \text{ m}$$

Si  $l_f / h < \max (15 ; 2e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.675 < \max (15 ; 0.185) = 15$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = (d - h/2)$$

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

$\varphi$  : le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée.  $\varphi = 2$

$\alpha$  : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges de longue durée d'application au total du premier ordre étant pris avant application des coefficients de pondération.  $\alpha = 1$

$$e_2 = 0.0104 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 0.32 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} \times e = 270.67 \times 0.32 = 86.61 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 270.67 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 86.61 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81C') \times b \times h \times f_{bu}$$

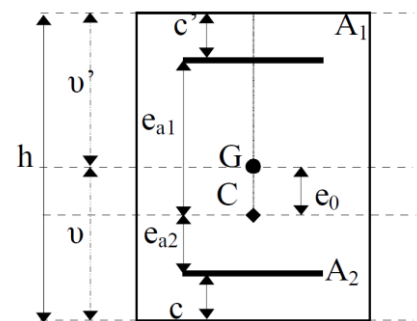
$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 21.74$$

$$A = 0.384 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times \alpha + M_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0.36 - 0.4/2 = 0.16 \text{ m}$$



$$M_{ua} = 270.67 \cdot 10^{-3} \times 0.16 + 79.47 \cdot 10^{-3} = 0.123 \text{ MN.m}$$

$$B = 270.67 \times 10^{-3} \times (0.36 - 0.03) - 0.123 = -0.034 \text{ MN.m}$$

A > B

Donc : S.P.C

$$\mu_a = \frac{0.08661}{0.3 \times 0.36^2 \times 21.74} = 0.102 < 0.186 \quad \text{domaine 1}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0.8} = 0.135$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.34 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 2.28 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 Version 2003 exige une section minimale :  $A_{s_{min}} = 0.9\% (b \cdot h)$  (zone III).

Donc : on prendra la plus grande valeur des deux valeurs:

$$A_{s_{min}} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s_{min}} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.4 \times 0.36 \times 2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Les résultats suivants sont obtenus par le logiciel SOCOTEC :

Type poteaux	section	As calculé (cm <sup>2</sup> )			As min (cm <sup>2</sup> )		Choit des barres	As
		ELU	G+Q+E	0.8G+Q	C.N.F	RPA99		
Type III	30×30	0	3.21	1.87	0.98	8.1	8HA12	9.05
Type II	35×35	0	2.46	3.17	1.33	11.025	8HA14	12.32
Type I	40×40	0	2.28	3.39	1.74	14.4	8HA16	16.08

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux

❖ **Justification des poteaux sous l'effet de l'effort normal réduit :**

Outre les vérifications prescrites par CBA 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 :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f<sub>cj</sub> : est la résistance caractéristique du béton.

niveau	section	Nd(MPa)	Bc (m <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub>	v	observation
RDC	40x40	0.361	0.126	25	0.11	Vérifiée
1	40x40	0.311	0.16	25	0.08	Vérifiée
2	40x40	0.261	0.16	25	0.07	Vérifiée
3	35x35	0.212	0.1225	25	0.07	Vérifiée
4	35x35	0.161	0.1225	25	0.05	Vérifiée
5	30x30	0.255	0.09	25	0.11	Vérifiée
6	30x30	0.136	0.09	25	0.06	Vérifiée

**Tableau VI.6 : Justification des poteaux sous l'effet de l'effort normal réduit**

**❖ Vérification des poteaux à l'effort tranchant :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité

ultime par :  $\tau = \frac{V_u}{bd}$  Où :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

V<sub>u</sub> : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b<sub>0</sub> : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible tu égale à:

- Selon le CBA93 : A.5.1.2.1.1

$\tau_u < (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b, 4MPa)$ ....Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5MPa)$ ..... Pour une fissuration peu nuisible

- Selon RPA99 : A.7.4.3.2

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$\rho_d = 0.040 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section cm <sup>2</sup>	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{bu}$
RDC	40x40	40.94	0.284	4.65	0.04	1	Vérifiée
1	40x40	49.45	0.343	4.65	0.04	1	Vérifiée
2	40x40	56.7	0.394	4.65	0.04	1	Vérifiée
3	35x35	63.7	0.578	5.32	0.075	1,875	Vérifiée
4	35x35	58	0.526	5.32	0.075	1,875	Vérifiée
5	30x30	53.6	0.662	6.21	0.075	1,875	Vérifiée
6	30x30	42	0.519	6.21	0.075	1,875	Vérifiée

Tableau VI.7 : Vérification des poteaux à l'effort tranchant

❖ **Vérification à l'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (Nser , Mser).

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc pas de limitation de contraintes de traction de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les poteaux sont calculés en flexion composée, et pour calculer la contrainte  $\sigma_{bc}$  de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée à l'ELS.

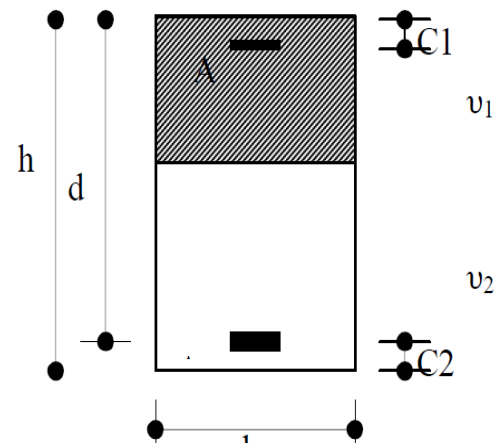
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b h^2}{2} + 15 (A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1 I$$

$$= \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x (A_1(v_1 + c_1)^2 + A_2 x (v_2 - c_2)^2)$$



Poteau	Section	Ns KN	Ms KN.m	Etat	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
RDC	40x40	656.77	0.24	S.E.C	3.6	15	Vérifiée
1	40x40	553.79	0.945	S.E.C	3.1	15	Vérifiée
2	40x40	457.93	1.963	S.E.C	2.6	15	Vérifiée
3	35x35	364.62	1.593	S.E.C	2.8	15	vérifiée
4	35x35	275.24	2.066	S.E.C	2.2	15	Vérifiée
5	30x30	186.25	1.379	S.E.C	2	15	Vérifiée
6	30x30	99.41	1.712	S.E.C	10.3	15	Vérifiée

Tableau VI.8 : Vérification à l'ELS

#### ❖ Calcul des armatures transversales des poteaux:

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

Selon RPA99 Version 2003 **Art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a Vu}{h_1 f_e}$$

**Vu** : l'effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : Hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ<sub>a</sub>** : 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<sub>g</sub> dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

**t** : L'espacement des armatures transversales. Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé par le RPA Version 2003 comme suit::

- dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_L) \quad \text{en zone III}$$

où  $\varnothing_L$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On opte pour un espacement :

$$t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$t' \leq \text{Min} (20, 20, 16) \Rightarrow t' = 14 \text{ cm} \quad \text{poteau 40x40}$$

$$t' \leq \text{Min} (17.5, 17.5, 14) \Rightarrow t' = 14 \text{ cm} \quad \text{poteau 35x35}$$

$$t' \leq \text{Min} (15, 15, 12) \Rightarrow t' = 12 \text{ cm} \quad \text{poteau 30x30}$$

**Calcul des armatures :**

Poteau	Section	$l_f$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$Atz.n(\text{cm}^2)$	$Atz.c(\text{cm}^2)$	Choit des barres
Type I	40x40	1.862	4.655	3.75	1.33	2	4HA8
Type II	35x35	1.862	5.32	2.5	1.14	1.6	4HA8
Type III	30x30	1.862	6.21	2.5	1.12	1.34	4HA8

*Tableau VI.9: Calcul des armatures transversales*

**Vérification du minimum du RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Zone nodale :

Poteau	Section	$l_f$	$\lambda_g$	$\frac{At}{t b1}$ (RPA)	At (cm <sup>2</sup> )	$\frac{At}{t b1}$	observation
Type I	40x40	1.862	4.655	0.39 %	2	0.5	Vérifiée
Type II	35x35	1.862	5.32	0.3 %	2	0.57	Vérifiée
Type III	30x30	1.862	6.21	0.3 %	2	0.66	Vérifiée

*Tableau VI.10 : Vérification d'armatures transversales du RPA99 Version 2003 en zone nodale*

Zone courante :

Poteau	Section	$l_f$	$\lambda_g$	$\frac{At}{t b1}$ (RPA)	At (cm <sup>2</sup> )	$\frac{At}{t b1}$	observation
Type I	40x40	1.862	4.655	0.39 %	2	0.33	non vérifiée
Type II	35x35	1.862	5.32	0.3 %	2	0.4	Vérifiée
Type III	30x30	1.862	6.21	0.3 %	2	0.55	vérifiée

**Remarque :**

L'espacement des armatures transversales en zone courante pour les poteaux du RDC ne satisfait pas les conditions minimales du RPA, alors on opte pour un espacement de 12 cm en zone courante et 10cm en zone nodale pour tous les types de poteaux avec 2 cadres HA8.

**VI.3. Ferrailage des poutres :**

**VI.3.1. Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$\theta$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Normale	1.5	1	25	14.16	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

**VI.3.2. Combinaisons des charges :**

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

*Selon BAEL 91 :*

**E.L.U :**

1,35 G +1,5 Q en travée.

*Selon le RPA 99 version 2003 :*

G+Q  $\pm$ E sur appuis.

0,8G  $\pm$ E sur appuis.

### VI.3.3. Recommandations 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 recouvrement.
- ❖ Les poutres supportant de 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 :  $50\phi$  en zone III.
- ❖ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées, les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et sur appui pour une situation accidentelle.

### VI.3.4. Présentation des résultats :

Le tableau suivant montre le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires :

				N° poutre	niveau	combinaisons
Poutres principales	30×40 cm <sup>2</sup>	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	39.069	B62	5 <sup>eme</sup>	ELU
		M <sub>app max</sub> (KN.m)	-93.275	B10	4 <sup>eme</sup>	G+Q-Ey

### VI.3.5. Exemple de ferrailage :

#### VI.3.5.1. Ferrailage longitudinal des poutres :

##### a) En travée : (*situation durable transitoire*)

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2 \quad Fe = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{ult} = 39.069 \text{ KN.m} \quad M_{ser} = 28.357 \text{ KN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\gamma = 1.38 :$$

$$\alpha_c = 0.446$$

$$\mu_c = 0.2933$$

$$d = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.071$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.091$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.35 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma} = 3.24 \text{ cm}^2.$$

**b) sur appui :(situation accidentelle)**

$$f_{bu} = 21.74 \text{ MPa} \quad ; \quad M_{\max} = 93.28 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 24.8 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu = 0.11$$

$$\alpha = 0.145$$

$$Z = 0.338 \text{ m.}$$

$$A_s = 6.89 \text{ cm}^2.$$

**c) Choix des barres :**

✓ En travée : 3HA 14  $\Rightarrow A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

✓ Sur appui : 3HA 14 + 3HA 12  $\Rightarrow A_s = 8.01 \text{ cm}^2$

**VI.3.5.2. Vérifications nécessaires pour les poutres :**

❖ *Condition de non fragilité :*

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad f_t = 2.1 \text{ MPa} \quad .$$

$$A_{s \min} < \frac{0.23 d b f_t}{f_e}$$

$$A_{s \min} < \frac{0.23 \cdot 0.3 \cdot 0.36 \cdot 2.1}{400}$$

$$A_{s \min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *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 :  $A_s \min > 0.5\% (b h)$ .

$$A_s \min > 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée pour 6HA 14 sur toute la longueur de la poutre alors la section d'acier à retenir est :  $A_{\min} = 9.24 \text{ cm}^2$ .

**VI.3.5.3. Armatures transversales :**

$$V_u^{\max} = 76.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.07608 / (0.3 \times 0.36) = 0.70 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.15 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3.75 \text{ Mpa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ **Dispositions constructives BAEL91:**

Espacement :  $St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$ .

$$d = 36 \text{ cm.}$$

Donc:  $St \leq 32,4 \text{ cm}$ .

Soit :  $St = 25 \text{ cm}$ .

❖ **Dispositions constructives RPA2003 Version 2003:**

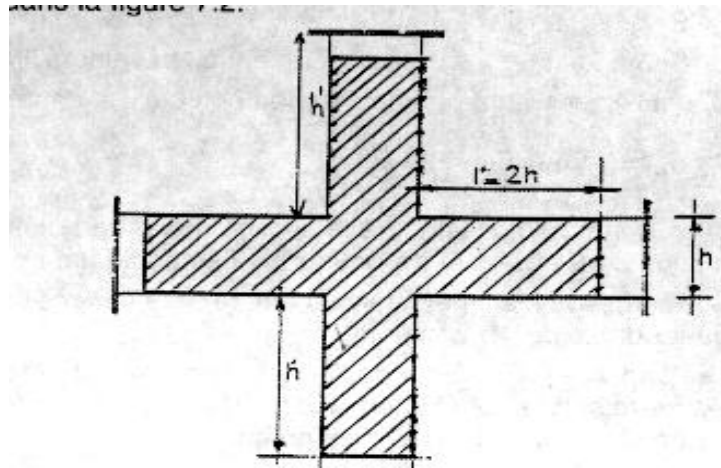
L'espacement maximum est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$\min (h/4, 12) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

-La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.2. Art.7.4.2.1. RPA 99 Version 2003.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

FIG. 7.2 : zone nodale

On a donc :  $l' = 80\text{cm}$  ;  $h' = 60\text{cm}$

- Section minimale des armatures transversales BAEL Art.1.2.2 :

$$St \leq At \cdot f_e / 0.4 \times b_0$$

$$\Rightarrow At \geq 0.4 \times b_0 \times St / f_e.$$

$$At = 0.4 \times 0.30 \times 0.25 / 400 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

Section minimale des armatures transversales RPA2003 Version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$At = 0.003 \cdot S \cdot b = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre HA8 + un étrier HA8  $\Rightarrow AS = 2.01 \text{ cm}^2$ .

#### VI.3.5.4. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

##### a) Appui de rive :

##### ❖ Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$As \geq \frac{Vu \gamma_s}{f_e}$$

$$8.01 \times 10^{-4} \geq (0.07608 \times 1,15) / 400 = 2.19 \cdot 10^{-4} \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$Vu \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}.$$

$$b = 0.30 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; a = l_a - 2 \text{ cm}$$

$l_a$  : longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 24.69 \phi$$

$\phi$  : Armatures longitudinales.

$l_s$  : longueur de scellement droit.

$$l_s = 35 \times \phi \quad (f_e E400, \psi_s = 1.5)$$

$$l_a = (35 - 24.69) \times 1.4 = 14.43 \text{ cm.}$$

$$L_{a_{\min}} = r + 0.5\phi$$

$$r = 5.5 \times \phi \quad \Rightarrow \quad l_{a_{\min}} = 6 \times \phi$$

$$l_{a_{\min}} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm.}$$

$$a = 14.43 - 2 = 12.43 \text{ cm.}$$

$a$  : doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3.75 \times V_u}{b \times f_e} \leq a \leq 0.9 d$$

$0.24 \text{ cm} \leq 12.43 \text{ cm} \leq 36 \text{ cm}$  la condition est vérifiée

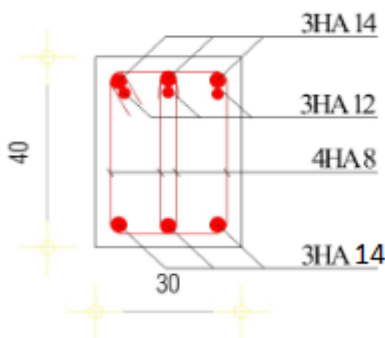
**b) Appui intermédiaire:**

Puisqu'on a :

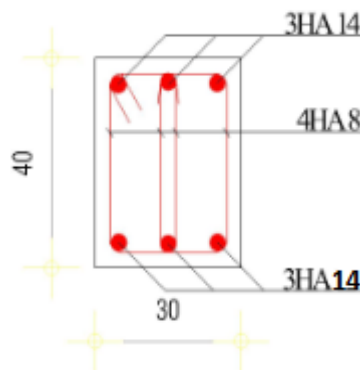
$$V_u + (M_u / 0.9 \times d) = -0.345 \leq 0 \quad (V_u < 0 ; M_u \leq 0 \text{ pris avec son signe})$$

Pas de vérification de la section  $A_{si}$ .

❖ **Croquis de ferrailage des poutres :**



**SUR APPUI**



**EN TRAVEE**

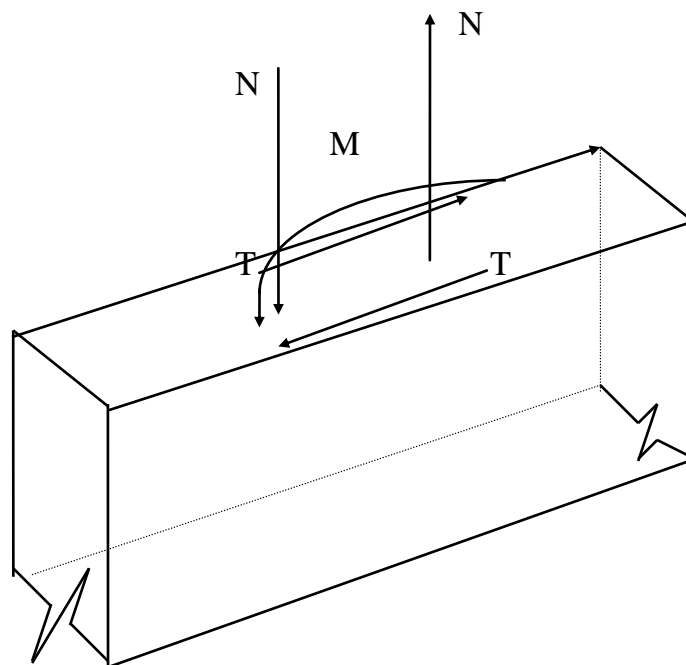
### VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Les sollicitations engendrées dans le voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Donc les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- ✓ Le plan vertical (aciers verticaux).
- ✓ Le plan horizontal (aciers horizontaux).



*Voile soumis à la flexion composée*

#### VI.4.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions ci-dessous décrites par le RPA99 Version 2003 Art7.7.4.1 :

a/ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures verticales dont le pourcentage minimum est de 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.

b/ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

c/ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

d/ A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de la moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison du chargement en terme de moment)

e/ Le pourcentage minimal d'armatures verticales des trumeaux dans chaque direction est donnée comme suit (7.7.4.3.) :

- globalement dans la section du voile égale à 0.15%
- En zone courante égale 0.10%

f/ Si les efforts de compression qui agissent sur l'extrémité sont importants les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

#### VI.4.2. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ . (7.7.4.2).

#### VI.4.3. Les règles communes :

a/ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Sh \leq 1.5 \times e \quad \text{avec } e: \text{ épaisseur du voile}$$

$$Sh = 30 \text{ cm}$$

b/ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappes les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser un dixième (1/10) de l'épaisseur du voile

c/ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d/ L'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures (le long des joint de reprise de coulage) dont la section est calculée avec la formule :

$$A_v = 1.1 T / \sigma_{en} \quad T = 1.4 T_{calcul}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier dû aux moments de renversement.

**Remarque :**

Le calcul se fera en bande verticale de largeur :

$$d \leq \min (h_e / 2 , 2L_c / 3)$$

Lc : étant la longueur de la zone comprimée.

he : hauteur libre d'un niveau.

**VI.4.4. Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenons le voile le plus sollicité V3 comme référence en zone(1) par exemple :

Détermination des sollicitations :

Zone(1) du RDC au 2<sup>eme</sup> étage

M = 5171.756 KN.m

I = 0.99 m<sup>4</sup>

N = 2578.25 KN

Ω = 0.78 m<sup>2</sup>

v = 1.95 m

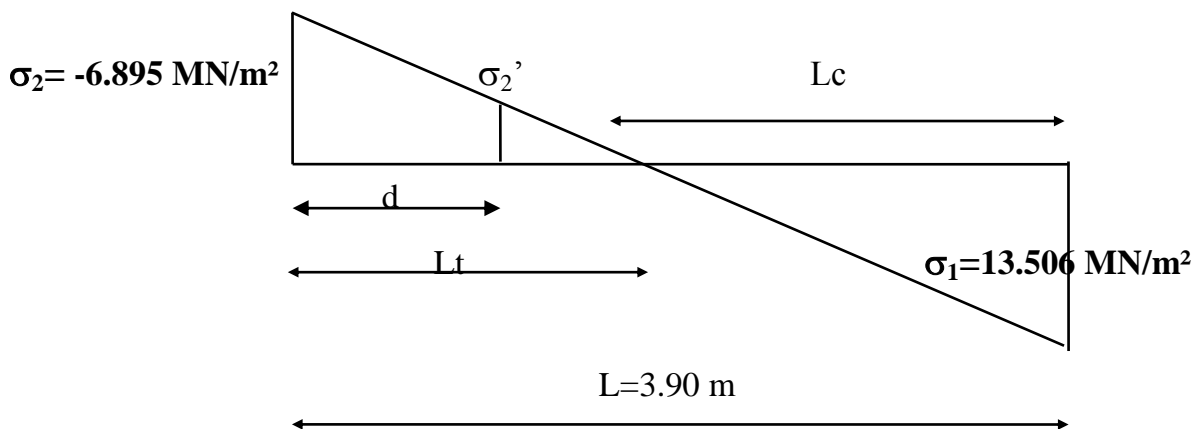
Armatures verticales:

$$\sigma_1 = N / \Omega + M v / I$$

$$\sigma_1 = (2578.25 / 0.78) + (5171.756 \times 1.95 / 0.99) = 13.506 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N / \Omega - M v / I$$

$$\sigma_2 = 2578.25 / 0.64 - 5171.756 \times 1.60 / 0.55 = -6.895 \text{ MN/m}^2$$



Calcul de  $L_t$  :

$$L_t = 3.90 \times \sigma_2 / (\sigma_1 - \sigma_2)$$

$$L_t = 3.90 \times 6.895 / (6.895 + 13.506) = 1.32 \text{ m}$$

La longueur tendue :  $L_t = 1.32 \text{ m}$

$$d \leq \min ( h / 2 , 2L_c / 3 ) = (1.53 ; 1.72)$$

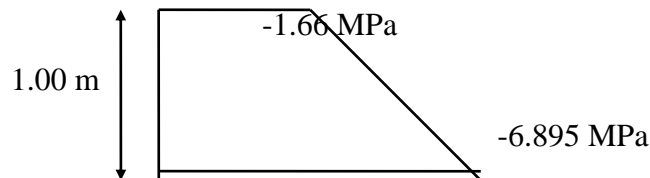
$$d = 1.00 \text{ m}$$

Calcul de  $\sigma_2'$  :

$$\sigma_2 / L_t = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = (L_t - d) \sigma_2 / L_t$$

$$\sigma_2' = (1.32 - 1.00) \times (-6.895) / 1.32 = -1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2' = -1.66 \text{ MPa}$$



$$\sigma_2' = N_1 / \Omega_1 + M_1 v' / I' = -1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = N_1 / \Omega' - M_1 v' / I' = -6.895 \text{ MPa}$$

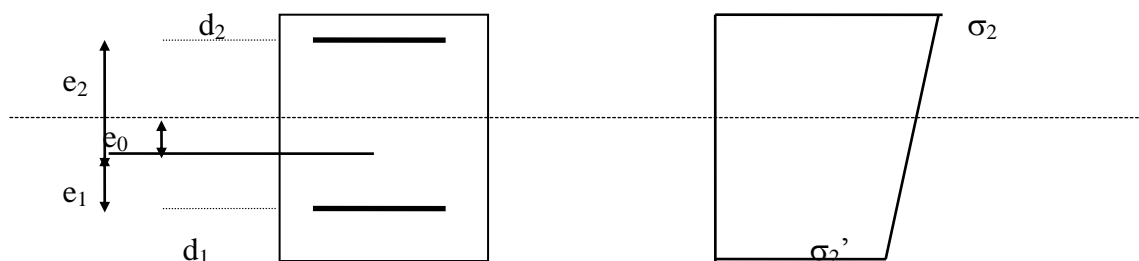
$$I' = 0.2 \times 1.00^3 / 12 = 0.017 \text{ m}^4$$

$$\Omega' = 0.2 \times 1.00 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$v' = d / 2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma_2' + \sigma_2 = -8.555 \text{ MPa} = 2N_1 / \Omega' \Rightarrow N_1 = -0.86 \text{ MN}$$

$$\sigma_2' - \sigma_2 = 5.235 \text{ MPa} = 2M_1 v' / I' \Rightarrow M_1 = 0.09 \text{ MN.m}$$



$$e_0 = M_1 / N_1 = 0.09 / -0.86 = -0.104 \text{ m}$$

$N_1$  : La résultante des forces extérieures passe par le noyau central de la section donc la section est entièrement tendue .

$$d_1 = 5 \text{ cm} , d_2 = 5 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - d_1 = 0.5 + 0.104 - 0.05 = 0.554 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - d_2 = 0.5 - 0.104 - 0.05 = 0.346 \text{ m}$$

$$A_{S1} = -N_1 e_2 / ((e_1 + e_2) f_e)$$

$$A_{S1} = 0.86 \times 0.346^4 / ((0.554 + 0.346) \times 400) = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = -N_1 e_1 / ((e_1 + e_2) f_e)$$

$$A_{S2} = 0.86 \times 0.554 / ((0.554 + 0.346) \times 400) = 13.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 21.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 21.40 / (1.00 \times 2) = 10.70 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

#### VI.4.5. Armatures minimales du RPA 99 version 2003 :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.20 \% e \times L_t$$

$e$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.20 \times 10^{-2} \times 0.20 \times 1.32 \times 10^4 = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} / \text{ml/face} = A_{\min} / (2 \times L_t) = 2.00 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

#### VI.4.6. Le pourcentage minimal d'armatures verticales :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 0.20 \times 3.90 \times 10^4 = 11.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/face} = 11.70 / (2 \times 3.90) = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

Donc  $A_s = \text{Max}(A_s ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min}) = 10.70 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$

En zone d'about : soit 8 HA 14 pour les deux faces ( $12.315 \text{ cm}^2$ ).

En zone courante : soit 8 HA 14 pour les deux faces ( $12.315 \text{ cm}^2$ ).

Espacement :

En zone courante  $S_t \leq \min(1.5 a ; 30 \text{ cm})$ . Avec:  $a$ : Epaisseur du voile.

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$ .

**VI.4.7. Calcul des armatures transversales :****VI.4.7.1. 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 à la base du voile majorée de 40% (Art 7.2.2 RPA99).

La contrainte de cisaillement est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\tau_b = 1.4 V_{cal} / b_0 d$$

Avec :

$V_{cal}$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur du voile.

$d$ : hauteur utile = 0,9h.

$h$ : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$  (selon RPA99 Version 2003)

Il faut donc vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

**VI.4.7.2. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

La section  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

$K=0$  dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

$K=1$  en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N: effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N: effort de traction.

$\sigma_{tm}$  ,  $\sigma_{cm}$  ;étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k=0$ .

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de

ferrailage qui est de l'ordre de :

Globalement dans la section du voile	0,15 %
En zone courante	0,10 %

**VI.4.8. Exemple d'application :**

$$V_{cal}=1210.53 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 1.4 V_{cal} / b_0 d$$

$$\tau_b = 1.4 * 1210.53 / 0.2 * 0.9 * 3.90 = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 2.4 \text{ Mpa} < 5 \text{ Mpa}$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas risque de cisaillement.

$S_t \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm})$ . Avec: **a**: Epaisseur du voile. (Art 7.7.4.3 RPA99).

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_b}{0.8 f_e}$$

$$A_t \geq (0.2 \times 0.2 \times 2.4) / (0.8 \times 400)$$

$$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$$

$A_{t \min}(\text{RPA}) = 0.10\% \times 0.2 \times 3.3 = 5.15 \text{ cm}^2$  en zone courante soit 7 (Epingles) HA 10.



# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VII.1. INTRODUCTION :

En plus des charges verticales de pesanteur, des actions du vent, des poussées des terres, et des poussées hydrostatiques, l'action sismique engendre sur les fondations des efforts :

- horizontaux directs (efforts tranchants, composante horizontale)
- verticaux directs (composantes verticales)
- verticaux induits (moments de renversement)
- des déplacements imposés (tassements différentiels, mouvements de sol)

Différentes fonctions des fondations :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- Assurer la résistance des massifs de fondations.
- Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- S'assurer de la durabilité des fondations.
- Trouver la solution la plus économique.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

## VII.2) Choix de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.5 bars et un encastrement des fondations à 2 m, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

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 :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :  $N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 33.33246 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{\text{Totale}} = 222.216 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 379 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 379 = 189.5 \text{ m}^2$$

$$S_s = 222.216 \text{ m}^2 > 0.5 S_b = 189.5 \text{ m}^2$$

Ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la force apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilite d'exécution.

### VII.2.1. Réactions à la base de la structure :

Les efforts globaux obtenus par le logiciel ETABS à la base de l'ouvrage sont données dans le tableau suivant :

combinaisons	N (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
G+Q+E	33332.46	285319.009	507295.37
0,8G+E	23247.49	257747.228	310337.028

*Tableau VII.1: réaction à la base de la structure*

### VII.3. Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

#### VII.3.1. Epaisseur du radier :

L'épaisseur ( $h_r$ ) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

##### VII.3.1.1. Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec  $L_{\max}$  : la distance maximale entre deux files successives ( $L_{\max} = 3.8 \text{ m}$ )

D'où :  $h_r \geq 38 \text{ cm}$

##### VII.3.1.2. Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

Avec :  $L_e$  : Longueur élastique.

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives ( $L_{\max} = 3.8 \text{ m}$ ).

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ .

**b** : Largeur du radier.

**I** : Inertie de la section du radier.

**K** : Coefficient de raideur du sol.

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi} = \frac{2 \times 3.8}{3.14} = 2.42 \text{ m} \quad \text{et} \quad I = \frac{b h^3}{12}$$

$$\text{D'où :} \quad h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 4000 \cdot 3.8^4}{3.21 \cdot 10^6 \cdot 3.14^4}} = 0.49 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

### VII.3.1.3. Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

$$\text{D'après le BAEL91: } \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_s} = 1.52 \text{ MPa}$$

D'où

$T_{\max}$  : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$b$  : désigne la largeur, prise en compte ( $b = 1$ ).

$\gamma = 1.15$

$d = 0.9h$

Avec :

$$T_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal maximal revenant au radier est  $N = 47521.82 \text{ KN}$

$L_{\max} = 3.8 \text{ m}$

$S_{\text{rad}} = 379 \text{ m}^2$

→  $T_{\max} = 238.24 \text{ KN}$

$$d = \frac{T_{\max}}{b \tau_b} \geq 0.157 \text{ m} \quad \text{donc} \quad h \geq \frac{d}{0.9} = 0.174 \text{ m}$$

### VII.3.1.4. Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm :

$h_r = 50 \text{ cm}$

### VII.3.1.5. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \geq \sigma_{\text{adm}}$$

D'où :

$$S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) = (G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}})$

$N = (7362 + 33332.46) = 40694.46 \text{ KN}$

$$S \geq \frac{40694.46}{150}$$

Donc :  $S = 271.3 \text{ m}^2$

L'emprise totale du bâtiment est de :  $379 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, né au moins, nous avons prévu un débordement (D).

#### VII.3.1.6. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}) = \text{Max} (25\text{cm} ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend **D=1 m**

$$S_{\text{rad}} = 588.96 \text{ m}^2$$



FigureVII.1 - Schéma du radier

**VII.3.2. Vérification du radier:****VII.3.2.1. 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 : Poids total du bâtiment à la base du radier =  $W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 33332.46 + 7362 = 4069.446 \text{ t}$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ )

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 2 m)

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 588.96 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 2 \times 588.96 = 1766.88 \text{ t}$$

$$1766.88 \text{ t} < 4069.446 \text{ t}$$

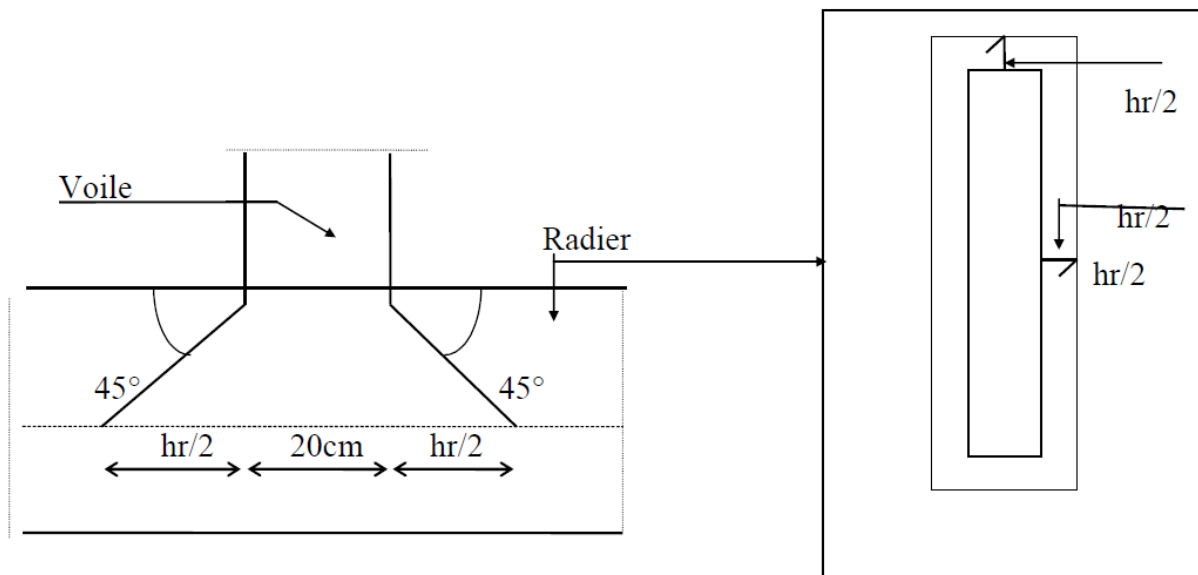
La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

**VII.3.2.2. Vérification au non poinçonnement :**

D'après les règles **BAEL91** :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à  $45^\circ$ . La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile (V3) de longueur 3.2 m



$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Art .A5.2.4) CBA93}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 257.825 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 257.825 / 3.2 = 80.57 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 0.8057 \text{ MN/ml}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

hr : Epaisseur du radier.

$\mu_c$  : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 hr)$$

$$\mu c = 2(1 + 0.2 + 2 \times 0.5) = 4.2 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.5 \times \frac{25}{1.5} = 1.575 \text{ MN}$$

$$N_D = 0.8057 \text{ MN} < 1.575 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

**VII.3.2.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER:**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = 13.1 \text{ m} \\ Y_G = 8.855 \text{ m} \end{cases}$$

Centre de masses du bâtiment (superstructure) :

$$\begin{cases} X_G = 13.377 \text{ m} \\ Y_G = 8.537 \text{ m} \end{cases}$$

Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.277 \text{ m}$$

$$e_y = 0.318 \text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

Inerties du radier :

$$\begin{aligned} I_x &= b \cdot h^3 / 12 + A \cdot D_x^2 \\ I_y &= b^3 \cdot h / 12 + A \cdot D_y^2 \end{aligned}$$

Les inerties sont :

- **Sens x - x :**  $I_x = 20525.3787 \text{ m}^4$
- **Sens y - y :**  $I_y = 40708.9152 \text{ m}^4$

**VII.3.2.4. Vérification des contraintes du sol :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1.5 \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec } \sigma_m = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4}$$

**A. vérification de la compression (G + Q + E) :**

sens x - x :

X <sub>G</sub>	I <sub>X</sub> (m <sup>4</sup> )	M <sub>X</sub> (KN.m)	N (KN)	S <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (bars)	σ <sub>2</sub> (bars)	σ <sub>moy</sub> (bars)	σ <sub>sol</sub> (bars)	Vérifiée
13.1	20525.3787	297295.905	33332.46	588.96	2.65	-1.52	1.74	2.25	oui

Tableau VII.2: contrainte de la compression (G + Q + E)

sens y – y :

$Y_G$	$I_Y (m^4)$	$M_Y (KN.m)$	N (KN)	$S_r (m^2)$	$\sigma_1$ (bars)	$\sigma_2$ (bars)	$\sigma_{moy}$ (bars)	$\sigma_{sol}$ (bars)	Vérifiée
8.855	40708.9152	507295.37	33332.46	588.96	1.83	-0.71	1.65	2.25	oui

TableauVII.3: contrainte de la compression (G + Q + E)

**B. vérification de la compression (0.8G-E) :**

sens x - x :

$X_G$	$I_X (m^4)$	$M_X (KN.m)$	N (KN)	$S_r (m^2)$	$\sigma_1$ (bars)	$\sigma_2$ (bars)	$\sigma_{moy}$ (bars)	$\sigma_{sol}$ (bars)	Obs
13.1	20525.3787	257747.228	33332.46	588.96	2.2	-1.41	1.30	2.25	Vérifiée

TableauVII.4: contrainte de la compression (0.8G + E)

sens y – y :

$Y_G$	$I_Y (m^4)$	$M_Y (KN.m)$	N (KN)	$S_r (m^2)$	$\sigma_1$ (bars)	$\sigma_2$ (bars)	$\sigma_{moy}$ (bars)	$\sigma_{sol}$ (bars)	Obs
8.85	40708.915	310337.08	23247.4	588.6	1.19	-0.04	0.85	2.25	Vérifiée

TableauVII.5: contrainte de la compression (0.8G + E)

Donc, il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

**C. Vérification de la stabilité au renversement :(Art 10.1.5)**

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ( $e=M/N \leq B/4$  ).

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

$$N=0.8(N_{rad}+N_{rem})+ 24297.49$$

$$N_{rad}= 0.5 \times 25 \times 588.96 = 7362 \text{ KN}$$

$$N_{rem} = 98.5 \times 17 \times 1 = 1674.5 \text{ KN}$$

	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	31526,69	280712.087	324747.23	8.9	10.3	7.2	10.4	Non vérifiée

TableauVII.5: Vérification de la stabilité au renversement

## VII.4. FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne dans le sol et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés par la contrainte moyenne du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD afin de déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  qui dépend du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et du rapport  $\rho = L_x / L_y$

Avec :  $L_x$  : la longueur de la petite portée,  $L_y$  : la longueur de la grande portée

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

### VII.4.1. Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1m de largeur et ont pour valeurs :

-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  $\rho = L_x / L_y$  et  $\nu$  (égale 0 à l'ELS, et 0.2 à l'ELU). (cours béton armé BAEL 91).

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times \rho^3)} \quad \mu_y = \rho^3 (1.9 - 0.9\rho)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.75M_x$  ;  $M_{ty} = 0.75M_y$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.5M_x$  ;  $M_{ay} = 0.5M_y$ )

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_{a.d} + M_{a.g}}{2} \geq 1.25 M_0$$

### VII.4.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Les valeurs des charges ultimes.

**ELU**

$$N_u = 47521.82 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47521.82}{540.71} = 87.89 \text{ KN/m}^2$$

**ELS**

$$q_u = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{33332.46}{540.71} = 61.64 \text{ KN/m}^2$$

**VII.4.3. CALCUL DU FERRALLAGE :**

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité:

**VII.4.3.1. Détermination des efforts :**

**ELU :  $v = 0$**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	Sens x-x				Sens y-y			
			$\mu_x$	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$\mu_y$	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)
3.4	3.8	0.89	0.046	46.74	35.05	23.37	0.77	36	27	18

TableauVII.6: : les efforts à l'ELU  $v = 0$

**ELS :  $v = 0.2$**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	Sens x-x				Sens y-y			
			$\mu_x$	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$\mu_y$	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)
3.4	3.8	0.89	0.046	32.78	24.58	16.39	0.77	25.24	18.93	12.62

TableauVII.7: : les efforts à l'ELS  $v = 0.2$

**VII.4.3.2. 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**

$$A_y \geq A_y^{\min}$$

D'après le **BAEL 91 Art B7.4** : Pour  $F_e = 400$  MPa

$$\rho_0 = \frac{A}{b h} = 0.8 \text{ ‰} \quad \text{avec } b=1\text{m}$$

$$\text{Donc : } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8.\text{épaisseur} = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x} \quad A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

$$A_x^{\min} = 4 \frac{3 - 0.89}{2} = 4.22 \text{ cm}^2$$

*D'après les tableaux qui précèdent, on remarque que la condition est vérifiée.*

**B. Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité  $\left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq \min(3h; 33cm) \\ \delta_t \leq 33cm \dots \dots c'est\ vérifiée \end{array} \right.$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**C. Détermination des armatures à L'ELU:  $v = 0$** 

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	sur appui	en travée	sur appui
$M_u$ (MN.m)	0.04674	0.02485	0.027	0.018
d(m)	0.45	0.45	0.45	0.45
$f_{bu}$ (MPa)	14.17	14.17	14.17	14.17
$\mu$	0.01629	0.0086	0.0094	0.0063
$\sigma_s$ (MPa)	348	348	348	348
$\alpha$	0.0203	0.0107	0.0117	0.0078
Z(m)	0.4462	0.45	0.45	0.45
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.01	1.59	1.73	1.15
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.22	4.22	4	4
Choix des barres	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>
$A_s$ choisi (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	4.52	4.52
St (cm)	20	20	20	20

TableauVII.8 : Le ferrailage a L'ELU  $v = 0$

D. Détermination des armatures à L'ELS:  $\nu = 0.2$

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	sur appui	en travée	sur appui
$M_{ser}(MN.m)$	0.02458	0.01639	0.01893	0.01262
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st}(MPa)$	201.63	201.63	201.63	201.63
d(m)	0.45	0.45	0.45	0.45
X(m)	0.24	0.24	0.24	0.24
Z(m)	0.43	0.43	0.43	0.43
M1(MN.m)	0.66	0.66	0.66	0.66
$A_s (cm^2/ml)$	2.83	1.87	2.17	1.44
$A_{s\ min} (cm^2/ml)$	4.22	4.22	4	4
Choix des barres	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>
As choisi (cm)	4.52	4.52	4.52	4.52
St(cm)	20	20	20	20

TableauVII.9 : Le ferrailage a L'ELS  $\nu = 0.2$

VII.4.4. FERRALLAGE du radier :

$b = 1m$

$h = 50cm$

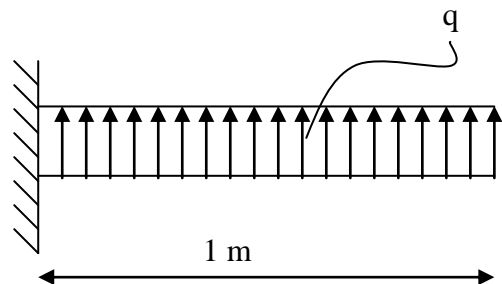
$d = 45cm$

$L = 1m$

$q_u = 87.89 KN/m^2 \times 1ml$

$q_{ser} = 61.64 KN/m^2 \times 1ml$

$f_{bc} = 14,17MPa$



- Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 43.945 KN.m$$

$M_u (MN.m)$	d(m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	$A_s (cm^2)$
0.043945	0.45	0.0153	0.0191	0.45	2.83

TableauVII.10 : le ferrailage de débord à l'ELU

- Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 30.82 KN.m$$

$M_{ser}$ (MN.m)	d(m)	X(m)	Z(m)	M1(MN.m)	Nature de section	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
0,0349	0.45	0.24	0.43	0.66	SSAC	201.63	15	4.05

TableauVII.11 : le ferrailage de débord à l'ELS

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} \quad \text{Tel que} \quad A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{ij}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 5.43cm$$

Choix des barres du débord :

$A_s$ (ELU) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (ELS) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Esp (cm)	$A_s^{rep}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
2.83	4.05	5.43	<b>5HA12</b> ( $A_s = 5.65cm^2$ )	15cm	<b>4HA8</b> ( $A_s^{rep} = 2,01 cm^2$ )	20cm

TableauVII.12 :le ferrailage de débord à la condition de non fragilité

# CONCLUSION

## **Conclusion**

A la fin de cette étude nous constatons que malgré l'irrégularité en plan que présente la structure et la capacité moyenne du sol ainsi que les dimensions en plan importantes de la structure, on a pu envisager une conception qui tient compte de ces contraintes et qui présente un comportement dynamique acceptable de la structure tout en sachant qu'il est implanté en zone de forte sismicité (Zone III).

En fin, l'étude de ce projet nous a permis de mettre en œuvre les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur d'état des travaux publics au sein de l'ENSTP et elle nous a permis ainsi, de maîtriser l'outil informatique nécessaire (Logiciels de calcul et de conception des structures) qui joue un rôle très important dans la réussite d'une telle étude.