

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale des Travaux Publics

E.N.T.P - ALGER

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT R+15 AVEC 02 SOUS SOL A OSSATURE MIXTE EN BETON ARME

SELON LE RPA 99/VERSION 2003



Présenté par :

**M^r. SEBAI MOURAD.
M^r. BELMOKHTAR MUSTAPHA.**

Encadré par :

**M^r. MEHANI Youcef.
Chargé de recherche au C.G.S**

∞ **PROMOTION JUIN 2007** ∞

Remerciements

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M^r **MEHANI YUCEF** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

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

Nos sincères remerciements à tous les membres du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique pour leurs soutien et aide.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

SOMMAIRE

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul.*

	Page.
I-1) Introduction générale	1
I-2) Présentation de l'ouvrage.....	2
I-3) Hypothèses de calcul	2
I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux	3

Chapitre II : *Descente des charges et pré dimensionnement des éléments.*

II-1) Introduction	9
II-2) Descente de charges	10
II-3) Prédimensionnement des planchers.....	13
II-4) Prédimensionnement des poteaux	14
II-5) Prédimensionnement des poutres	18
II-6) Prédimensionnement des voiles	18
II-7) Prédimensionnement des escaliers	19
II-8) Détermination du poids de la structure.....	20

Chapitre III : *Analyse de la structure existante.*

III-1) Caractéristiques géométriques de la structure	24
III-2) Choix de la méthode de calcul.....	39
III-3) Modélisation de la structure	41
III-4) Analyse de la structure par le logiciel ETABS	42
III-5) Périodes et coefficients de participation modaux44
III-6) Interprétation des résultats45

Chapitre IV : *Etude de la variante proposée.*

IV-1) Poids totale de la variante proposée.....	46
IV-2) Caractéristiques géométriques de la variante proposée	48
IV-3) Etude des caractéristiques dynamiques de la structure	54

Chapitre V : *Calcul des éléments secondaires.*

V-1) Introduction	55
V-1) Calcul des escaliers	55
V-2) Calcul de l'acrotère	58
V-4) Calcul des planchers	61

Chapitre VI : *Etude sous charges horizontales.*

VI-1) Etude au vent	69
VI-2) Etude au séisme	81

Chapitre VII : *Ferraillage des éléments structuraux.*

VII-1) Ferraillage des poteaux	95
VII-2) Ferraillage des poteaux solidaires des voiles	105
VII-3) Ferraillage des poutres	105
VII-4) Ferraillage des voiles	110
VII-5) Ferraillage des linteaux	118

Chapitre VIII : *Etude de l'infrastructure.*

VIII-1) Introduction	123
VIII-2) Etude de voile périphérique	123
VIII-3) Etude des fondations	128

Chapitre IX : *Commentaires et conclusions*142

Chapitre : I
Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul :

I-1) Introduction générale :

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montre que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Dans le monde arabe, l'Algérie est le pays qui a le plus souffert des effets destructeurs des séismes.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travaille consiste à étudier un tour eu R+15 avec 02 sous sols ayant un contreventement mixte (poteaux/voile) implanté dans la wilaya de **Tipaza** qui est une zone de sismicité très élevés (zone III).

I-2)- présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet des 2196 logements du programme de l'Agence Algérienne du Développement du Logement (AADL). Il est composé de deux sous-sol, d'un rez-de-chaussée à usage d'habitation, et de 15 niveaux de logement ; Il est implanté dans la commune de MAHELMA (wilaya de **TIPAZA**), La structure de bâtiment présente une régularité en plan et en élévation .

La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

→ Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 20,41m.
- La longueur en plan 26,7m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 48m.
- Hauteur du sous sol 3.00 m.
- Hauteur du RDC 3m.
- Hauteur d'étage courant 3.00m.

→ Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I-3)- hypothèses de calcul :

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

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ Mpa.

I-4)- caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

2. Le béton:

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression.

a. Les compositions du béton :

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

1. 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.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

➤ 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 d'avantage de gros grains que de petits.

➤ Pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b. 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 dosés à 350 Kg/m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

c. Résistance mécanique du béton :

1. 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 $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La figure I.1 montre le schème d'évolution de la résistance du béton.

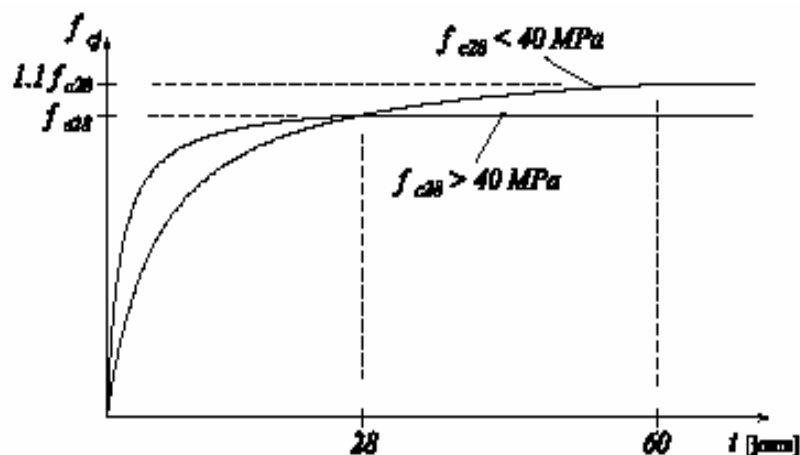


Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

2. Résistance à la traction :

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

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

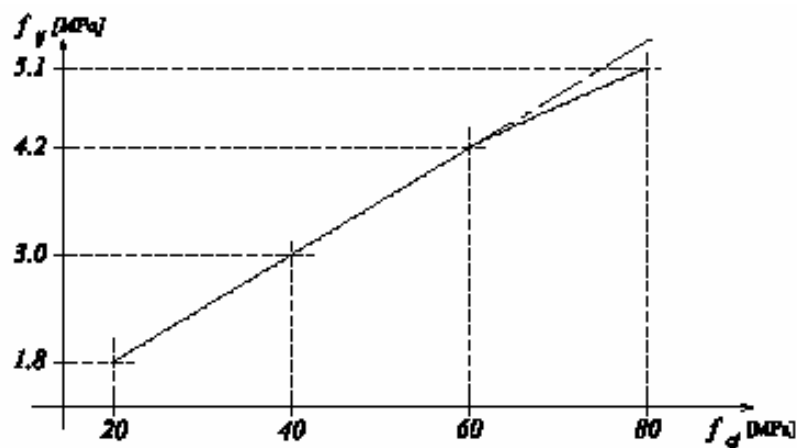


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

3. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

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

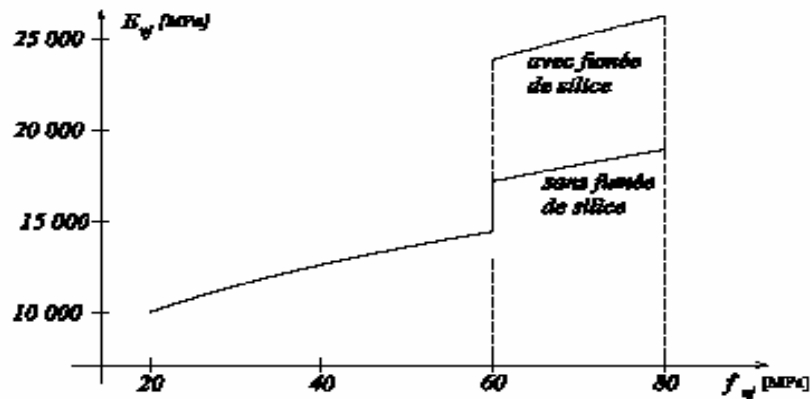


Figure I.3 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

4. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

5. Contraintes limite :

a. Etat limite ultime :

▪ Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné dans la Figure I.4 avec :

$$\begin{aligned}
 & - \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\
 & - \varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 + 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

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

$$\frac{\mu f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

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

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\mu = 1 \text{ si la durée est supérieure à 24h}$$

$$\mu = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre 1h et 24h et } \mu = 0,85 \text{ dans les autres cas.}$$

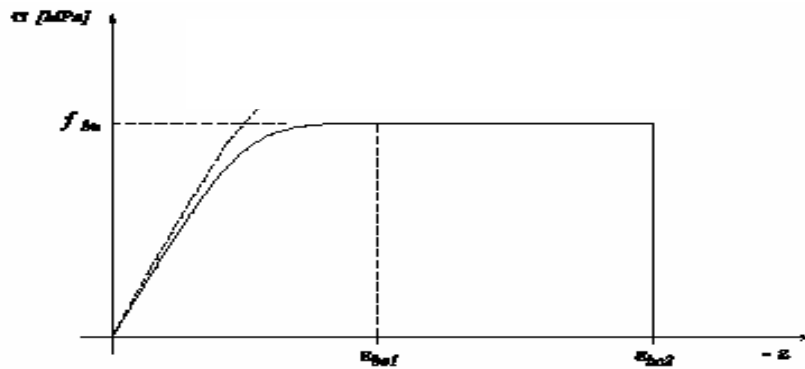


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

▪ *Contrainte ultime de cisaillement :*

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

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa})$$

b. 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 donc la loi de Hooke de l'élasticité pour écrire 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.

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

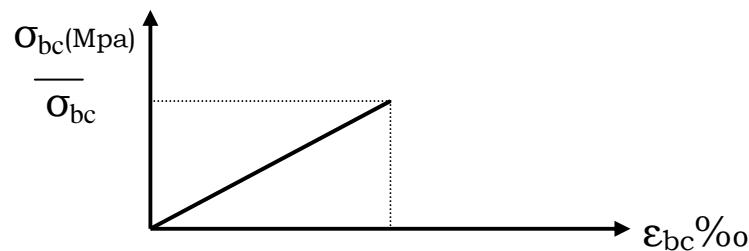


Figure I.5 : Diagramme du béton à l'EIS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

3. L'Acier:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, lorsqu'au un 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 de la dizaine de %).

a. Caractères mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères 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 présentés dans le tableau I.1 suivant :

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfilés HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfilés lisses Type 4	$TL50 \Phi > 6mm$ $TL50 \Phi \leq 6mm$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.1 : valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier

b. Contrainte limite :

1. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit dans la figure I.6 suivante :

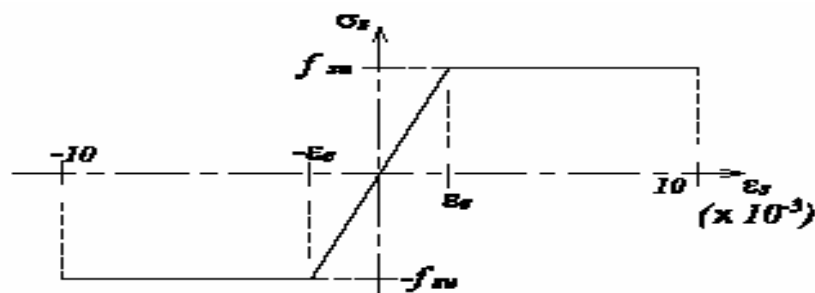


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

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

2. Etat limite de service :

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

Chapitre : II

Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

II-1) Introduction :

➤ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

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

➤ Les charges permanentes :

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

➤ Les charges d'exploitation :

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 groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

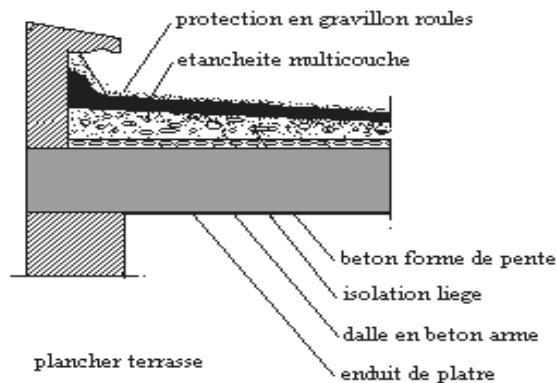
Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires .Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II-2) Descentes des charges :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

Plancher terrasse :



➤ **Dalle en corps creux:**

Protection en gravillon roulés	0,05 x 1500 = 75 kg/m ² ;
Etanchéité multicouches	0,05x200 = 10kg/m ² ;
Béton forme de pente	0,10 x 2200 = 220 kg/m ² ;
Isolation thermique liège	0,04 x 400 = 16 kg/m ² ;
Dalle en corps creux	0,20 x 1360 = 272 kg/m ² ;
Enduit en plâtre	0,02 x 1000 = 20 kg/m ² .

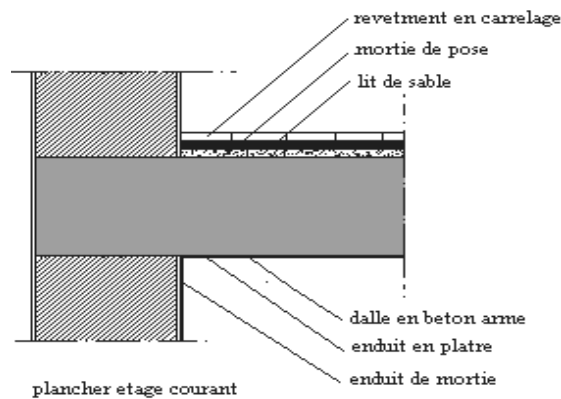
G = 613 kg/m²; Q = 100 kg/m².

➤ **Dalle pleine en béton armé :**

Protection en gravillon roulés	0,05 x 1500 = 75 kg/m ² ;
Etanchéité multicouches	0,05x200 = 10kg/m ² ;
Béton forme de pente	0,10 x 2200 = 220 kg/m ² ;
Isolation thermique liège	0,04 x 400 = 16 kg/m ² ;
Dalle pleine	0,16 x 2500 = 400 kg/m ² ;
Enduit en plâtre	0,02 x 1000 = 20 kg/m ² .

G = 741 kg/m²; Q = 100 kg/m².

➤ **Plancher courant :**



➤ **Dalle en corps creux :**

Revêtement en carrelage	0,02 x 2200 = 44 kg/m ² ;
Mortier de pose	0,02 x 2000 = 40 kg/m ² ;
Lit de sable	0,02 x 1800 = 36 kg/m ² ;
Dalle en corps creux	0,20 x 1360 = 272 kg/m ² ;
Enduit plâtre	0,02 x 1000 = 20 kg/m ² ;
Cloisons légères	= 100 kg/m ² .

$G = 512 \text{ kg/m}^2; Q = 150 \text{ kg/m}^2.$

➤ **Dalle pleine en béton armé :**

Revêtement en carrelage	0,02 x 2200 = 44 kg/m ² ;
Mortier de pose	0,02 x 2000 = 40 kg/m ² ;
Lit de sable	0,02 x 1800 = 36 kg/m ² ;
Dalle pleine (BA).....	0,16 x 2500 = 400 kg/m ² ;
Enduit plâtre	0,02 x 1000 = 20 kg/m ² ;
Cloisons légères	= 100 kg/m ² .

$G = 640 \text{ kg/m}^2; Q = 150 \text{ kg/m}^2.$

➤ **Murs extérieurs en maçonnerie :**

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

Enduit extérieure :.....	0,02 x 2000 = 40 kg/m ² ;
Briques creuses :.....	0,20 x 1400 = 280kg/m ² ;
Enduit intérieur :.....	0,015 x 1200 = 18 kg/m ² ;

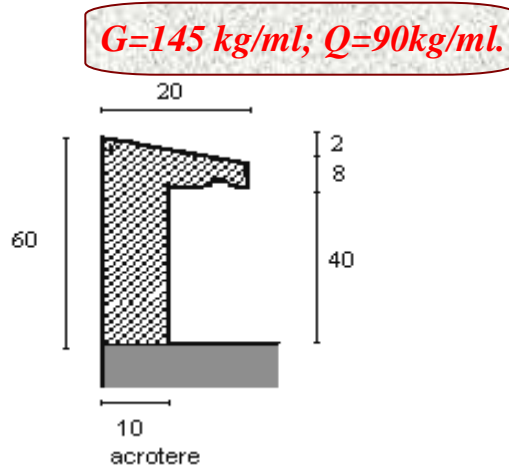
$G = 338 \text{ kg/m}^2$

En considérant les 30 % d'ouvertures $338 \times 0,7 = 236,6 \text{ kg/m}^2.$

➤ **Acrotère :**

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0.058 \text{ ml}$$

$$G = 0.058 \times 2500 = 145 \text{ kg/ml.}$$



➤ **Charges et surcharges des escaliers :**

➤ **Paliers :**

- Carrelage : 0,02x2200 = 44 kg/m² ;
- Mortier de pose : 0,02x2000 = 40 kg/m² ;
- Lit de sable : 0,02x1800 = 36 kg/m² ;
- Dalle pleine (BA) : 0,16x2500 = 400 kg/m² ;
- Enduit plâtre : 0,02x1000 = 20 kg/m² ;

$G = 540 \text{ kg / m}^2; Q = 250 \text{ kg / m}^2$

➤ **Volée (paillasse)**

- Carrelage: 0,02 x 2200 = 44 kg / m² ;
- Mortier de pose : 0,02 x 2000 = 40 kg / m² ;
- Poids des marches : 0.17*2200 / 2 = 187 kg / m² ;
- Paillasse : 0,12 x 2500 / cosa = 353,79 kg / m² ;
- Enduit plâtre : 0,02 x 1000 = 20 kg / m² ;
- Garde corps : 15 kg / m² ;

$G = 659.79 \text{ kg / m}^2; Q = 250 \text{ kg / m}^2$

II-3) Pré dimensionnement des planchers :

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 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

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

L'épaisseur du plancher sera déduite de :

a) Résistance Au Feu :

e = 7cm	Pour une heure de coupe de feu.	}	e = 16 cm
e = 11cm	Pour deux heures de coupe feu.		
e = 17,5 cm	Pour un coupe feu de quatre heures.		

b) Condition de flèche :

$$\frac{435}{25} \leq h_t \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 17.4 \leq h_t \leq 21.75 \Rightarrow \boxed{e = 20cm}$$

c) Résistance a' la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$

$$\Rightarrow 8.7 \text{ cm} \leq e \leq 10.875 \text{ cm}$$

On prend :

e = 10 cm

d) Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de

e = 16 cm

e) Formule empirique:

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par: $e \geq \frac{l}{22,5}$
 l : Plus grande porté dans le sens considéré.

$$e \geq \frac{4,35}{22,5} = 0,19 \text{ m} = 20 \text{ cm} \quad \boxed{e = 20 \text{ cm}}$$

Conclusion :

$$e = \max \{16, 20, 10, 16, 20\}(\text{cm})$$

Avec : $h_T = (16 + 4) \left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ cm (hauteur du corps creux)} \\ e = 04 \text{ cm (hauteur de la dalle de compression)} \end{array} \right.$

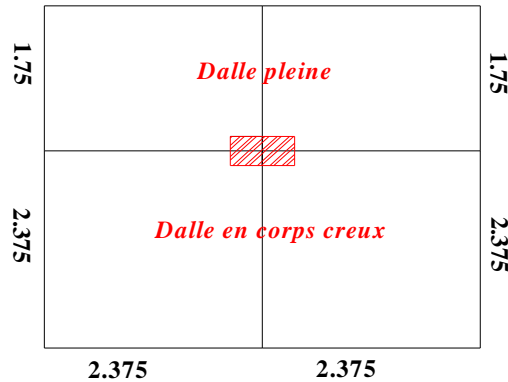
Concernant le pré dimensionnement des dalles pleines; on adopte un épaisseur :

e = 16cm

II-4) Pré dimensionnement des poteaux :

Charges et surcharges revenants au poteau :

S= la surface offerte au poteau.



Avec :

S₁: la surface offerte au poteau provenant de la dalle pleine

S₂: la surface offerte au poteau provenant de la dalle en corps creux

$$S_1 = (1.75) \times (2.375) \times 2 = 8.312 \text{ m}^2$$

$$S_1' = 1.1 \times 8.312 = 9.143 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2.375) \times (2.375) \times 2 = 11.28 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 1.1 \times 11.28 = 12.408 \text{ m}^2$$

➤ **Plancher terrasse :**

Plancher Dalle pleine	0,741x9.143x1.1 = 7.45 t.
Plancher Dalle en corps creux	0,613x12.408x1.1 = 8.36 t.
Poutre	3.325 t.
Surcharges	0.100x (9.143+12.408) = 2.155 t.

G = 18.47 t ; Q = 2.155 t

➤ **Planchers étages courants :**

Plancher Dalle pleine	0,640x9.143x1.1 = 6.43 t.
Plancher Dalle en corps creux	0,512x12.408x1.1 = 6.98 t.
Poutre	3.325 t.
Surcharges	0.150x (9.143+12.408) = 3.23 t.

G = 16.07 t ; Q = 3.23 t

Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

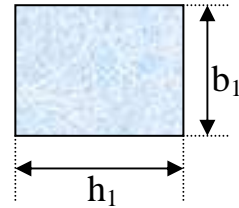
1)- Vérification des dimensions :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ (zone III)
- $-1/4 < b_1/h_1 < 4$

Dans notre cas :

Nous avons des poteaux rectangulaires ($b_1/h_1=1,42$)

$\text{Min}(50,35) \geq 30$ Les deux conditions sont **vérifiées**.



2)- Vérification de l'effort normal

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B_c > \frac{N_d}{0.3 * f_c 28} = \frac{N_d}{7,5}$$

Selon le pré dimensionnement effectuée; cette condition est **vérifiée**.

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

D'après l'article B.8.4.1 du C.B.A.93 : l'effort normal ultime N_U d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante:

$$N_{UL} \leq ((B_r \times f_{c28} / 0,9 \times \gamma_s) + A \times f_{c28} / \gamma_s)$$

Tel que:

B_r : section du poteau.

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$N_{UL} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_G = G_{tot} \times S_{off}$$

$$N_Q = Q \times S_{off}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise.

γ_b : 1,5

γ_s : 1,15

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

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

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

$$B_r \geq \beta N_U / f_{bc} / 0,9 + 0,85 f_e / \gamma_s \left[A / B_r \right]$$

Avec :

➤ **Zone III** $A_{min} = 0,9 \% B_r \Rightarrow A / B_r = 0,009$

$$f_{bc} = 0,85 (f_{c28} / \gamma_b)$$

Avec :

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

$$f_e = 348$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\lambda = 35 \Leftrightarrow \beta = 1,2$$

Donc:

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \quad , \quad B_r \geq 0,0652 N_u$$

Le tableau II.1 résume la descente des charges revenant aux poteaux considérés et à chaque niveau

Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)(t)	N _u .(β=1,1)	N _u (MN)	B _r (m ²)	b (m)	a (m)	maj (1,2)	maj (1,2)	b'(cm)	a' (cm)	B (cm ²)	v
15	18,47	18,47	2,16	2,16	28,17	25,61	0,26	0,02	0,30	0,08	0,36	0,10	36,00	9,56	50x35	0,06
14	16,04	34,51	3,2	5,36	54,63	49,66	0,50	0,03	0,30	0,14	0,36	0,16	36,00	16,28	50x35	0,11
13	16,04	50,55	2,88	8,24	80,60	73,28	0,73	0,05	0,30	0,19	0,36	0,23	36,00	22,87	50x35	0,17
12	16,04	66,59	2,56	10,80	106,10	96,45	0,96	0,06	0,30	0,24	0,36	0,29	36,00	29,35	50x35	0,22
11	16,04	82,63	2,24	13,04	131,11	119,19	1,19	0,08	0,30	0,30	0,36	0,36	36,00	35,70	50x35	0,27
10	16,04	98,67	1,92	14,96	155,64	141,50	1,41	0,09	0,35	0,30	0,42	0,36	42,00	35,94	70x50	0,16
9	16,04	114,71	1,60	16,56	179,70	163,36	1,63	0,11	0,35	0,34	0,42	0,41	42,00	41,13	70x50	0,19
8	16,04	130,75	1,60	18,16	203,75	185,23	1,85	0,12	0,35	0,39	0,42	0,46	42,00	46,31	70x50	0,21
7	16,04	146,79	1,60	19,76	227,81	207,10	2,07	0,14	0,35	0,43	0,42	0,51	42,00	51,50	70x50	0,24
6	16,04	162,83	1,60	21,36	251,86	228,96	2,29	0,15	0,35	0,47	0,42	0,57	42,00	56,68	70x50	0,26
5	16,04	178,87	1,60	22,96	275,91	250,83	2,51	0,16	0,40	0,45	0,48	0,54	48,00	54,04	90x60	0,19
4	16,04	194,91	1,60	24,56	299,97	272,70	2,73	0,18	0,40	0,49	0,48	0,59	48,00	58,54	90x60	0,20
3	16,04	210,95	1,60	26,16	324,02	294,57	2,95	0,19	0,40	0,53	0,48	0,63	48,00	63,04	90x60	0,22
2	16,04	226,99	1,60	27,76	348,08	316,43	3,16	0,21	0,40	0,56	0,48	0,68	48,00	67,55	90x60	0,23
1	16,04	243,03	1,60	29,36	372,13	338,30	3,38	0,22	0,40	0,60	0,48	0,72	48,00	72,05	90x60	0,25
RDC	16,04	259,07	1,60	30,96	396,18	360,17	3,60	0,23	0,40	0,64	0,48	0,77	48,00	76,55	90x60	0,27
1 S /SOL	16,04	275,11	1,60	32,56	420,24	382,04	3,82	0,25	0,40	0,68	0,48	0,81	48,00	81,05	90x60	0,28
2 S /SOL	16,04	291,15	1,60	34,16	444,29	403,90	4,04	0,26	0,40	0,71	0,48	0,86	48,00	85,55	90x60	0,30

Le tableau II.1 : Descente des charges revenant aux poteaux considérés

II-5) Pré dimensionnement des poutres :

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

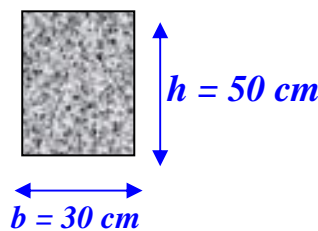
$$b \geq 20\text{cm} \quad h \geq 30\text{cm} \quad h/b \leq 4 \quad b_{max} \leq 1.5h + b_1$$

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante : $h \geq l/10$

l : Plus grande portée dans le sens considéré.

- Sens longitudinal : $l = 4.47 \text{ m} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}$
- Sens transversal : $l = 4,47 \text{ m} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}$

Donc : les dimensions retenues pour les poutres sont : $h = 50 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}$ pour les deux sens



II-6) Pré dimensionnement des voiles :

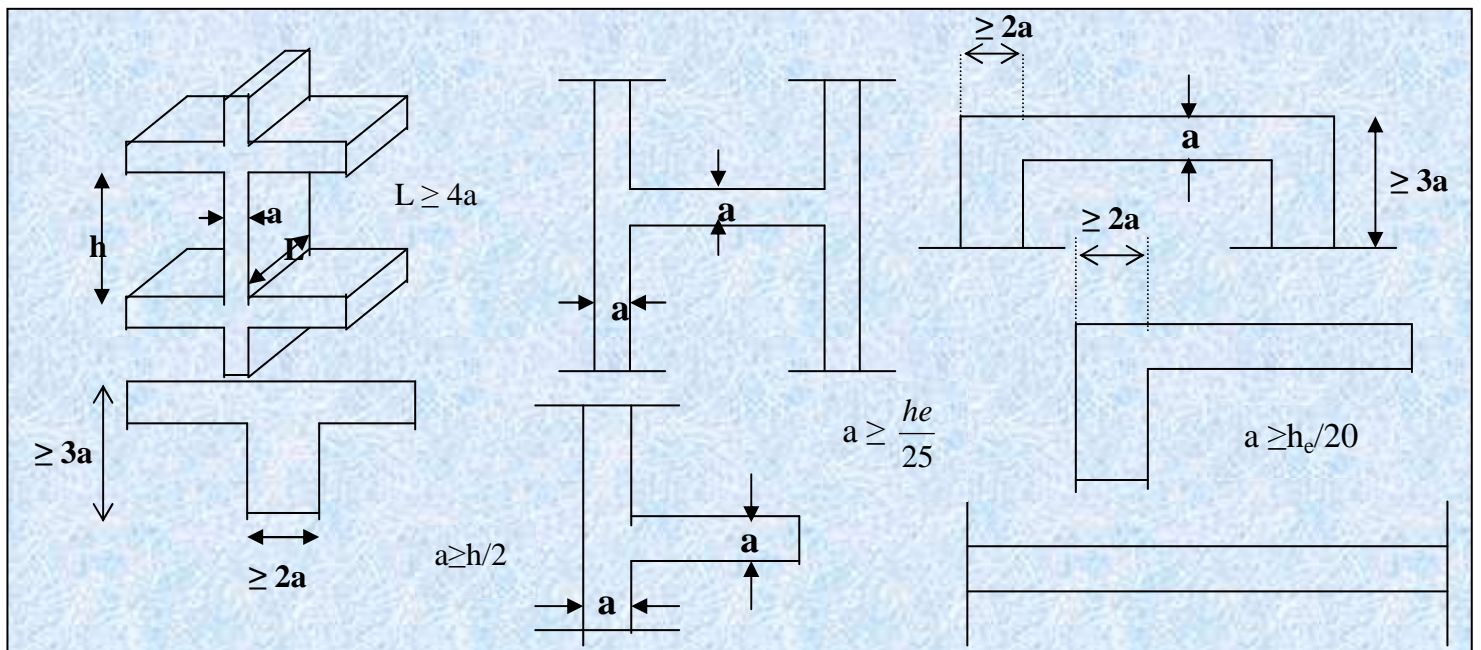
Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



$h_e =$ hauteur d'étage $a \geq \{300/25, 300/22\}$

On prendra des voiles de 20 cm

II-7) Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

➤ Étage courant :

Hauteur d'étage **he = 3 m.**

Giron..... **g = 30cm**

On a: $14,5 < h < 18$

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 9 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 150/240 \Rightarrow \alpha = 32.01^\circ.$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = 1,50/\sin\alpha = 2.83 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 9,43 < e < 14,15.$$

On prend comme épaisseur :

$$e = 12\text{cm.}$$

II-8) Détermination du poids de la structure :**➤ Poids des Voiles :**

$h_p = 2.5\text{m}$ hauteur des portes .

$h_f = 1.4\text{m}$ hauteur des fenêtres.

S_0 : surface d'ouverture.

S_b : surface brute.

S_n = surface nette

Poids d'un refends: $W = S_n * e * \gamma_b$

$\gamma_b = 2.5\text{t/m}^3$.

Structure initiale (étages courants poteaux de (90*60)) cm²

Voiles	nombre	L (m)	Sb(m2)	So(m2)	Sn(m2)	W(t)	Wt(t)
V1	4	3.2	8	0	8	4	16
V2	4	2.6	6.5	1.44	5.06	2.53	10.12
V3	4	1.5	3.75	0	3.75	1.875	7.5
V4	4	2.4	6	0	6	3	12
V5	4	2.3	5.75	1.44	4.31	2.155	8.62
V6	4	2.2	5.5	2	3.5	1.75	7
V7	4	3.7	9.25	0	9.25	4.625	18.5
V8	4	2.8	7	2	5	2.5	10
V9	2	2.9	7.25	0	7.25	3.625	7.25
V10	2	1.9	4.75	0	4.75	2.375	4.75
V11	1	5.7	14.25	0	14.25	7.125	7.125
TOTAL							108.865

étages courants poteaux de (70*50) cm²

Voiles	nombre	L (m)	Sb (m2)	So (m2)	Sn (m2)	W (t)	Wt (t)
V1	4	3.4	8.5	0	8.5	4.25	17
V2	4	3	7.5	1.44	6.06	3.03	12.12
V3	4	1.9	4.75	0	4.75	2.375	9.5
V4	4	2.6	6.5	0	6.5	3.25	13
V5	4	2.5	6.25	1.44	4.81	2.405	9.62
V6	4	2.6	6.5	2	4.5	2.25	9
V7	4	4.1	10.25	0	10.25	5.125	20.5
V8	4	3	7.5	2	5.5	2.75	11
V9	2	3.1	7.75	0	7.75	3.875	7.75
V10	2	2.1	5.25	0	5.25	2.625	5.25
V11	1	5.9	14.75	0	14.75	7.375	7.375
TOTAL							122.115

étages courants poteaux de (50*35) cm²

Voiles	nombre	L (m)	Sb (m2)	So (m2)	Sn (m2)	W (t)	Wt (t)
V1	4	3.7	9.25	0	9.25	4.625	18.5
V2	4	3.4	8.5	1.44	7.06	3.53	14.12
V3	4	2.3	5.75	0	5.75	2.875	11.5
V4	4	2.9	7.25	0	7.25	3.625	14.5
V5	4	2.8	7	1.44	5.56	2.78	11.12
V6	4	3	7.5	2	5.5	2.75	11
V7	4	4.5	11.25	0	11.25	5.625	22.5
V8	4	3.1	7.75	2	5.75	2.875	11.5
V9	2	3.25	8.125	0	8.125	4.0625	8.125
V10	2	2.3	5.75	0	5.75	2.875	5.75
V11	1	6.2	15.5	0	15.5	7.75	7.75
TOTAL							136.365

1) Poids des poutres :

Etage	poids poutres(t)
15,1eme étage	98.90
RDC	111.20
1,2 s/sol	111.90

2) Poids des poteaux :

Etage	poids poteaux (t)
15,11eme étage	63.437
10,6eme étage	116.57
5,RDC eme étage+2s/sol	170.75

➤ Poids des planchers :

$$W = W_G + 0.2W_Q$$

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

planchers	S ₁ (m ²)	S ₂ (m ²)	W _{totale} (tonnes)
<i>Plancher terrasse</i>	440.03	13.22	261.92
<i>Plancher courante</i>	418.06	25.17	207.25

➤ Poids de l'acrotère :

$$W = G*L$$

$$L = 100.22 \text{ m}$$

$$W = 100.22*0.145 = 14.53 \text{ t}$$

➤ Poids de mur de façade :

$$\text{Etage courant : } W = 8.543 \text{ t}$$

➤ Poids de l'escalier :

$$\text{Etage courant l'escalier : } \begin{cases} \text{Palier : } W_p = 2.566 \text{ t} \\ \text{Volée : } W_v = 5.86 \text{ t} \end{cases}$$

$$\rightarrow W = W_p + 2 W_v = 14.28 \text{ t}$$

➤ Poids de l'ascenseur :

$$W = 2 \times 0,630 \text{ t} = 1.26 \text{ t}$$

Le tableau II.2 résume la masse totale de la structure

La masse totale de la structure

<i>Etage</i>	<i>Plancher(t)</i>	<i>Voiles(t)</i>	<i>Poutres(t)</i>	<i>Poteaux(t)</i>	<i>Facade(t)</i>	<i>Assenseure</i>	<i>Escaliers(t)</i>	<i>Acrotère(t)</i>	<i>W(t)</i>
<i>15</i>	261.92	136.36	98.9	63.43	8.543	2.52	0	14.53	482.037
<i>14</i>	207.25	136.36	98.9	63.43	8.543	0	14	0	528.48
<i>13</i>	207.25	136.36	98.9	63.43	8.543	0	14	0	528.48
<i>12</i>	207.25	136.36	98.9	63.43	8.543	0	14	0	528.48
<i>11</i>	207.25	136.36	98.9	63.43	8.543	0	14	0	528.48
<i>10</i>	207.25	122.11	98.9	116.57	8.543	0	14	0	567.37
<i>9</i>	207.25	122.11	98.9	116.57	8.543	0	14	0	567.37
<i>8</i>	207.25	122.11	98.9	116.57	8.543	0	14	0	567.37
<i>7</i>	207.25	122.11	98.9	116.57	8.543	0	14	0	567.37
<i>6</i>	207.25	122.11	98.9	116.57	8.543	0	14	0	567.37
<i>5</i>	207.25	108.86	98.9	170.75	8.543	0	14	0	608.30
<i>4</i>	207.25	108.86	98.9	170.75	8.543	0	14	0	608.30
<i>3</i>	207.25	108.86	98.9	170.75	8.543	0	14	0	608.30
<i>2</i>	207.25	108.86	98.9	170.75	8.543	0	14	0	608.30
<i>1</i>	207.25	108.86	98.9	170.75	8.543	0	14	0	608.30
<i>R.D.C</i>	207.25	108.86	111.2	170.75	8.543	0	14	0	620.60
<i>s/sol</i>	207.25	108.86	111.9	170.75	0	0	14	0	612.76
<i>s/sol</i>	207.25	108.86	111.9	170.75	0	0	14	0	612.76
<i>total</i>	3785.17	2163.23	1818.5	2266	136.688	2.52	238	14.53	10320.5

Le tableau II.2 résume la masse totale de la structure

M = 10320.50 t

Chapitre : III

Analyse de la structure existante

III-1) caractéristiques géométriques de la structure :

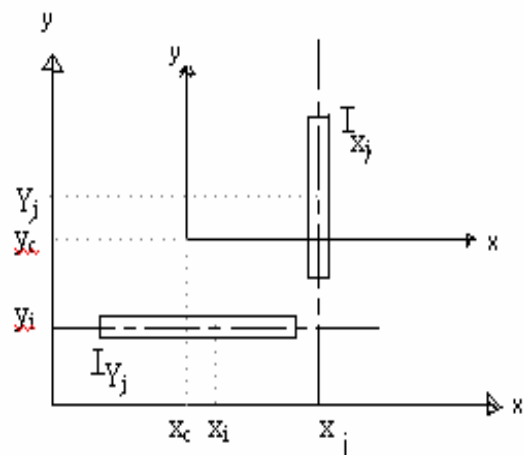
1. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des inerties des éléments dans le contreventement du bâtiment, caractérisé par les propriétés suivantes:

- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends dont la direction est parallèle à la force agissante.
- un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends de même sens que le moment.

Les coordonnées de centre de torsion par rapport à un repère global (ox, oy) sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} x_c = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}} \\ y_c = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} \end{array} \right.$$



- Avec:** I_x : inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend/poteau transversal.
 I_y : inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend/poteau longitudinal.
 X_i : distance algébrique d'un refend/poteau transversal à l'axe oy.
 y_i : distance algébrique d'un refend/poteau longitudinal à l'axe ox.

Et comme nous avons un contreventement mixte, nous allons considérer dans le calcul du centre de torsion les deux éléments de contreventement (voiles et poteaux).

❖ *Les voiles :*➤ *Sens longitudinal :*

voile	$I_x(m^4)$	$x'(m)$	$I_x*x'(m^5)$	$I_y(m^4)$	$y'(m)$	$I_y*y'(m^5)$
v1	0.0025	1.925	0.004813	0.951	-0.35	-0.33285
v1'	0.0025	1.925	0.004813	0.951	19.7	18.7347
v1''	0.0025	26.3	0.06575	0.951	19.7	18.7347
v1'''	0.0025	26.3	0.06575	0.951	-0.35	-0.33285
v5	0.002	9.6	0.0192	0.496	-0.35	-0.1736
v5'	0.002	9.6	0.0192	0.496	19.7	9.7712
v5''	0.002	16.9	0.0338	0.496	19.7	9.7712
v5'''	0.002	16.9	0.0338	0.496	-0.35	-0.1736
v8	0.0019	6.2	0.01178	0.406	3.25	1.3195
v8'	0.0019	6.2	0.01178	0.406	14.65	5.9479
v8''	0.0019	20.1	0.03819	0.406	14.65	5.9479
v8'''	0.0019	20.1	0.03819	0.406	3.25	1.3195
v4	0.0017	1.62	0.002754	0.31	7.4	2.294
v4'	0.0017	1.62	0.002754	0.31	12.3	3.813
v4''	0.0017	25.07	0.042619	0.31	12.3	3.813
v4'''	0.0017	25.07	0.042619	0.31	7.4	2.294
v9	0.0011	9.9	0.01089	0.081	13.65	1.10565
v9'	0.0011	16.5	0.01815	0.081	13.65	1.10565
v11	0.0011	16.5	0.01815	0.081	6	0.486
v11'	0.0011	16.5	0.01815	0.081	8.8	0.7128
TOTAL	0.0368		0.50315	8.976		86.1578

➤ *Sens transversal :*

<i>voile</i>	$I_x(m^4)$	$x'(m)$	$I_x*x'(m^5)$	$I_y(m^4)$	$y'(m)$	$I_y*y'(m^5)$
v2	0.216	-0.2	-0.0432	0.0015	1.62	0.00243
v2'	0.216	-0.2	-0.0432	0.0015	18.075	0.027113
v2''	0.216	26.3	5.6808	0.0015	18.075	0.027113
v2'''	0.216	26.3	5.6808	0.0015	1.62	0.00243
v3	0.05	3.25	0.1625	0.001	6.22	0.00622
v3'	0.05	3.25	0.1625	0.001	13.47	0.01347
v3''	0.05	23.5	1.175	0.001	13.47	0.01347
v3'''	0.05	23.5	1.175	0.001	6.22	0.00622
v6	0.216	11.55	2.4948	0.0015	1.62	0.00243
v6'	0.216	11.55	2.4948	0.0015	18.075	0.027113
v6''	0.216	14.75	3.186	0.0015	18.075	0.027113
v6'''	0.216	14.75	3.186	0.0015	1.62	0.00243
v7	1.027	7.95	8.16465	0.0026	7.47	0.019422
v7'	1.027	7.95	8.16465	0.0026	12.32	0.032032
v7''	1.027	18.35	18.84545	0.0026	12.32	0.032032
v7'''	1.027	18.35	18.84545	0.0026	7.47	0.019422
v10	0.11	9.9	1.089	0.0012	11.5	0.0138
v10'	0.11	16.5	1.815	0.0012	11.5	0.0138
v11''	0.572	4.375	2.5025	0.0026	16.05	0.04173
TOTAL	6.828		84.7385	0.0314		0.32979

❖ Les poteaux :

▪ RDC → 5^{eme} étage (poteau (60x90) cm²)

pot	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	x(m)	y(m)	$I^*x(m^5)$	$I^*y(m^5)$	pot	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	x(m)	y(m)	$I^*x(m^5)$	$I^*y(m^5)$
A1	0,036	0,016	0	0	0	0	F1	0,036	0,016	0	14,75	0	0,239
A2	0,036	0,016	0	3,25	0	0,053	F2	0,036	0,016	3,15	14,75	0,113	0,239
A5	0,036	0,016	0	7,4	0	0,12	F4	0,036	0,016	6,55	14,75	0,236	0,239
A8	0,036	0,016	0	12,3	0	0,199	F6	0,036	0,016	9,75	14,75	0,351	0,239
A11	0,036	0,016	0	16,45	0	0,266	F9	0,036	0,016	12,55	14,75	0,452	0,239
A12	0,036	0,016	0	19,7	0	0,319	F11	0,036	0,016	16,05	14,75	0,578	0,239
B3	0,036	0,016	3,25	5,05	0,117	0,082	F12	0,036	0,016	19,55	14,75	0,704	0,239
B5	0,036	0,016	3,25	7,4	0,117	0,12	G1	0,036	0,016	18,35	0	0,661	0
B7	0,036	0,016	3,25	9,9	0,117	0,16	G2	0,036	0,016	18,35	3,25	0,661	0,053
B8	0,036	0,016	3,25	12,3	0,117	0,199	G3	0,036	0,016	18,35	5,05	0,661	0,082
B10	0,036	0,016	3,25	14,65	0,117	0,237	G7	0,036	0,016	18,35	9,9	0,661	0,16
C1	0,036	0,016	4,45	0	0,16	0	G10	0,036	0,016	18,35	14,65	0,661	0,237
C2	0,036	0,016	4,45	3,25	0,16	0,053	G11	0,036	0,016	18,35	16,45	0,661	0,266
C11	0,036	0,016	4,45	16,45	0,16	0,266	G12	0,036	0,016	18,35	19,7	0,661	0,319
C12	0,036	0,016	4,45	19,7	0,16	0,319	H1	0,036	0,016	21,85	0	0,787	0
D1	0,036	0,016	7,95	0	0,286	0	H2	0,036	0,016	21,85	3,25	0,787	0,053
D2	0,036	0,016	7,95	3,25	0,286	0,053	H11	0,036	0,016	21,85	16,45	0,787	0,266
D3	0,036	0,016	7,95	5,05	0,286	0,082	H12	0,036	0,016	21,85	19,7	0,787	0,319
D7	0,036	0,016	7,95	9,9	0,286	0,16	I3	0,036	0,016	23,05	5,05	0,83	0,082
D10	0,036	0,016	7,95	14,65	0,286	0,237	I5	0,036	0,016	23,05	7,4	0,83	0,12
D11	0,036	0,016	7,95	16,45	0,286	0,266	I7	0,036	0,016	23,05	9,9	0,83	0,16
D12	0,036	0,016	7,95	19,7	0,286	0,319	I8	0,036	0,016	23,05	12,3	0,83	0,199
E1	0,036	0,016	11,55	0	0,416	0	I10	0,036	0,016	23,05	14,65	0,83	0,237
E2	0,036	0,016	11,55	3,25	0,416	0,053	J1	0,036	0,016	26,3	0	0,947	0
E4	0,036	0,016	11,55	6	0,416	0,097	J2	0,036	0,016	26,3	3,25	0,947	0,053
E6'	0,036	0,016	11,55	8,8	0,416	0,143	J5	0,036	0,016	26,3	7,4	0,947	0,12
E9	0,036	0,016	11,55	13,65	0,416	0,221	J8	0,036	0,016	26,3	12,3	0,947	0,199
E11	0,036	0,016	11,55	16,45	0,416	0,266	J11	0,036	0,016	26,3	16,45	0,947	0,266
E12	0,036	0,016	11,55	19,7	0,416	0,319	J12	0,036	0,016	26,3	19,7	0,947	0,319
TOTAL								2,088	0,94			26,17	9,79

■ 6^{eme} étage → 10^{eme} étage (poteau (50x70) cm²)

pot	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	x(m)	y(m)	$I^*x(m^5)$	$I^*y(m^5)$	pot	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	x(m)	y(m)	$I^*x(m^5)$	$I^*y(m^5)$
A1	0,01	0,01	0	0	0	0	F1	0,01	0,01	0	14,8	0	0,11
A2	0,01	0,01	0	3,25	0	0,02	F2	0,01	0,01	3,15	14,8	0,05	0,11
A5	0,01	0,01	0	7,4	0	0,05	F4	0,01	0,01	6,55	14,8	0,09	0,11
A8	0,01	0,01	0	12,3	0	0,09	F6	0,01	0,01	9,75	14,8	0,14	0,11
A11	0,01	0,01	0	16,5	0	0,12	F9	0,01	0,01	12,6	14,8	0,18	0,11
A12	0,01	0,01	0	19,7	0	0,14	F11	0,01	0,01	16,1	14,8	0,23	0,11
B3	0,01	0,01	3,25	5,05	0,05	0,04	F12	0,01	0,01	19,6	14,8	0,28	0,11
B5	0,01	0,01	3,25	7,4	0,05	0,05	G1	0,01	0,01	18,4	0	0,26	0
B7	0,01	0,01	3,25	9,9	0,05	0,07	G2	0,01	0,01	18,4	3,25	0,26	0,02
B8	0,01	0,01	3,25	12,3	0,05	0,09	G3	0,01	0,01	18,4	5,05	0,26	0,04
B10	0,01	0,01	3,25	14,7	0,05	0,11	G7	0,01	0,01	18,4	9,9	0,26	0,07
C1	0,01	0,01	4,45	0	0,06	0	G10	0,01	0,01	18,4	14,7	0,26	0,11
C2	0,01	0,01	4,45	3,25	0,06	0,02	G11	0,01	0,01	18,4	16,5	0,26	0,12
C11	0,01	0,01	4,45	16,5	0,06	0,12	G12	0,01	0,01	18,4	19,7	0,26	0,14
C12	0,01	0,01	4,45	19,7	0,06	0,14	H1	0,01	0,01	21,9	0	0,31	0
D1	0,01	0,01	7,95	0	0,11	0	H2	0,01	0,01	21,9	3,25	0,31	0,02
D2	0,01	0,01	7,95	3,25	0,11	0,02	H11	0,01	0,01	21,9	16,5	0,31	0,12
D3	0,01	0,01	7,95	5,05	0,11	0,04	H12	0,01	0,01	21,9	19,7	0,31	0,14
D7	0,01	0,01	7,95	9,9	0,11	0,07	I3	0,01	0,01	23,1	5,05	0,33	0,04
D10	0,01	0,01	7,95	14,7	0,11	0,11	I5	0,01	0,01	23,1	7,4	0,33	0,05
D11	0,01	0,01	7,95	16,5	0,11	0,12	I7	0,01	0,01	23,1	9,9	0,33	0,07
D12	0,01	0,01	7,95	19,7	0,11	0,14	I8	0,01	0,01	23,1	12,3	0,33	0,09
E1	0,01	0,01	11,6	0	0,17	0	I10	0,01	0,01	23,1	14,7	0,33	0,11
E2	0,01	0,01	11,6	3,25	0,17	0,02	J1	0,01	0,01	26,3	0	0,38	0
E4	0,01	0,01	11,6	6	0,17	0,04	J2	0,01	0,01	26,3	3,25	0,38	0,02
E6'	0,01	0,01	11,6	8,8	0,17	0,06	J5	0,01	0,01	26,3	7,4	0,38	0,05
E9	0,01	0,01	11,6	13,7	0,17	0,1	J8	0,01	0,01	26,3	12,3	0,38	0,09
E11	0,01	0,01	11,6	16,5	0,17	0,12	J11	0,01	0,01	26,3	16,5	0,38	0,12
E12	0,01	0,01	11,6	19,7	0,17	0,14	J12	0,01	0,01	26,3	19,7	0,38	0,14
TOTAL								0,83	0,42			10,4	4,41

▪ 11^{eme} → 15^{eme} étage (poteau (35x50) cm²)

pot	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	x(m)	y(m)	$I^*x(m^5)$	$I^*y(m^5)$	pot	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	x(m)	y(m)	$I^*x(m^5)$	$I^*y(m^5)$
A1	0.003	0.001	0	0	0	0	F1	0.003	0.001	0	14,8	0	0,03
A2	0.003	0.001	0	3,25	0	0,01	F2	0.003	0.001	3,15	14,8	0,01	0,03
A5	0.003	0.001	0	7,4	0	0,01	F4	0.003	0.001	6,55	14,8	0,02	0,03
A8	0.003	0.001	0	12,3	0	0,02	F6	0.003	0.001	9,75	14,8	0,04	0,03
A11	0.003	0.001	0	16,5	0	0,03	F9	0.003	0.001	12,6	14,8	0,05	0,03
A12	0.003	0.001	0	19,7	0	0,04	F11	0.003	0.001	16,1	14,8	0,06	0,03
B3	0.003	0.001	3,25	5,05	0,01	0,01	F12	0.003	0.001	19,6	14,8	0,07	0,03
B5	0.003	0.001	3,25	7,4	0,01	0,01	G1	0.003	0.001	18,4	0	0,07	0
B7	0.003	0.001	3,25	9,9	0,01	0,02	G2	0.003	0.001	18,4	3,25	0,07	0,01
B8	0.003	0.001	3,25	12,3	0,01	0,02	G3	0.003	0.001	18,4	5,05	0,07	0,01
B10	0.003	0.001	3,25	14,7	0,01	0,03	G7	0.003	0.001	18,4	9,9	0,07	0,02
C1	0.003	0.001	4,45	0	0,02	0	G10	0.003	0.001	18,4	14,7	0,07	0,03
C2	0.003	0.001	4,45	3,25	0,02	0,01	G11	0.003	0.001	18,4	16,5	0,07	0,03
C11	0.003	0.001	4,45	16,5	0,02	0,03	G12	0.003	0.001	18,4	19,7	0,07	0,04
C12	0.003	0.001	4,45	19,7	0,02	0,04	H1	0.003	0.001	21,9	0	0,08	0
D1	0.003	0.001	7,95	0	0,03	0	H2	0.003	0.001	21,9	3,25	0,08	0,01
D2	0.003	0.001	7,95	3,25	0,03	0,01	H11	0.003	0.001	21,9	16,5	0,08	0,03
D3	0.003	0.001	7,95	5,05	0,03	0,01	H12	0.003	0.001	21,9	19,7	0,08	0,04
D7	0.003	0.001	7,95	9,9	0,03	0,02	I3	0.003	0.001	23,1	5,05	0,08	0,01
D10	0.003	0.001	7,95	14,7	0,03	0,03	I5	0.003	0.001	23,1	7,4	0,08	0,01
D11	0.003	0.001	7,95	16,5	0,03	0,03	I7	0.003	0.001	23,1	9,9	0,08	0,02
D12	0.003	0.001	7,95	19,7	0,03	0,04	I8	0.003	0.001	23,1	12,3	0,08	0,02
E1	0.003	0.001	11,6	0	0,04	0	I10	0.003	0.001	23,1	14,7	0,08	0,03
E2	0.003	0.001	11,6	3,25	0,04	0,01	J1	0.003	0.001	26,3	0	0,09	0
E4	0.003	0.001	11,6	6	0,04	0,01	J2	0.003	0.001	26,3	3,25	0,09	0,01
E6'	0.003	0.001	11,6	8,8	0,04	0,02	J5	0.003	0.001	26,3	7,4	0,09	0,01
E9	0.003	0.001	11,6	13,7	0,04	0,02	J8	0.003	0.001	26,3	12,3	0,09	0,02
E11	0.003	0.001	11,6	16,5	0,04	0,03	J11	0.003	0.001	26,3	16,5	0,09	0,03
E12	0.003	0.001	11,6	19,7	0,04	0,04	J12	0.003	0.001	26,3	19,7	0,09	0,04
TOTALE								0,21	0,10			2,62	1,08

Centre de torsion de chaque étage:

NIVEAU	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)
RDC ; 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ^{eme} étage	12.55	9.687
6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10 ^{eme} étage	12.43	9.63
11 ; 12 ; 13 ; 14 ; 15 ^{eme} étage	12.43	9.593

Tableau III-1 : Centre de torsion à chaque niveau :

➤ **Centre de gravité des masses :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Le centre de gravité des masses est déterminé par le logiciel (ETABS) qui permet de calculer en même temps l'inertie massique.

Le tableau suivant présente les résultats pour chaque niveau :

CENTRE DE GRAVITE ET DE TORSION				
Etage	Centre des masses		Centre de torsion	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
15	13.123	9.839	12.55	9.687
14	13.129	9.857	12.55	9.687
13	13.129	9.857	12.55	9.687
12	13.129	9.857	12.55	9.687
11	13.129	9.857	12.55	9.687
10	13.132	9.852	12.43	9.63
9	13.135	9.847	12.43	9.63
8	13.135	9.847	12.43	9.63
7	13.135	9.847	12.43	9.63
6	13.135	9.847	12.43	9.63
5	13.137	9.843	12.43	9.593
4	13.138	9.84	12.43	9.593
3	13.138	9.84	12.43	9.593
2	13.138	9.84	12.43	9.593
1	13.138	9.84	12.43	9.593
RDC	13.138	9.84	12.43	9.593

Tableau III-2 : centre de gravite et de torsion

2. Vérification de l'excentricité :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_G - X_C$$

$$e_y = Y_G - Y_C$$

L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003:

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé a une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de l'**excentricité théorique** calculée, une **excentricité accidentelle (additionnelle)** égale a $\pm 5\%$ L (L: étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

❖ **L'excentricité théorique** : c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C$$

❖ **L'excentricité accidentelle** :

Fixée par le RPA 99/version 2003 de: $\pm 5\%$ L.

$$e_{ax} = 0.05 L_y \quad \text{avec } L_y = 20.41 \text{ m} \Rightarrow e_{ax} = 1.02 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 0.05 L_x \quad \text{avec } L_x = 26.7 \text{ m} \Rightarrow e_{ay} = 1.33 \text{ m}$$

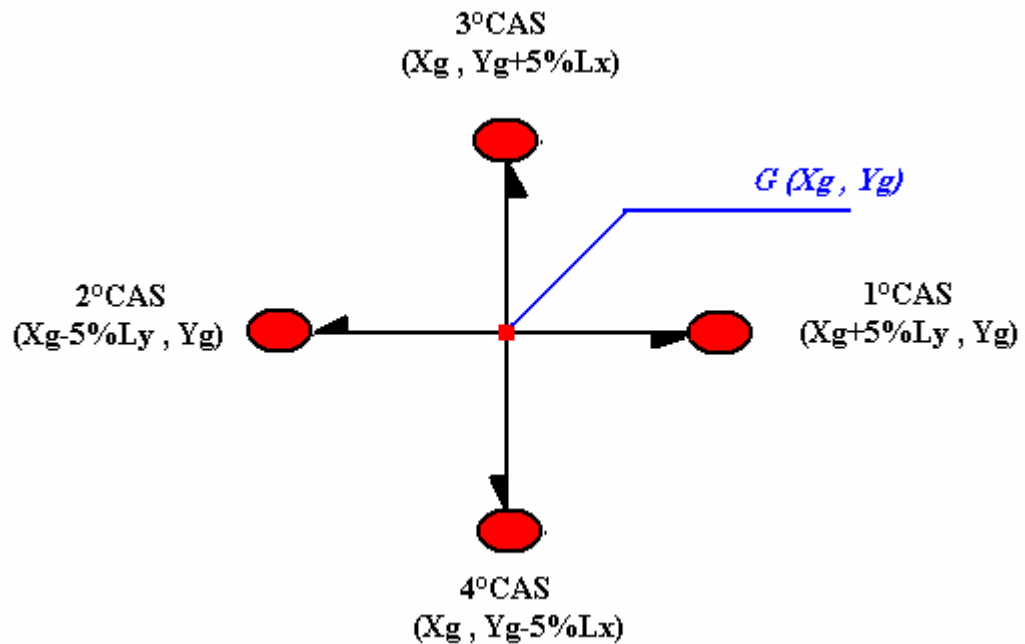
niveau	Coordonnées	Centre des masses	Centre de torsion	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle
Terrasse	X	13.123	12.55	e_x	0.573	1.02
	Y	9.839	9.687	e_y	0.152	1.33
11 - 14 eme étage	X	13.129	12.55	e_x	0.579	1.02
	Y	9.839	9.687	e_y	0.152	1.33
6 - 10eme étage	X	13.135	12.43	e_x	0.705	1.02
	Y	9.847	9.63	e_y	0.217	1.33
RDC - 5eme étage	X	13.138	12.43	e_x	0.708	1.02
	Y	9.84	9.593	e_y	0.247	1.33

Tableau III-3 : calcul de L'excentricité théorique et accidentelle

➤ *L'excentricité retenue:*

On doit étudier les quatre cas suivants :

1. $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.
2. $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.
3. $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.
4. $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.



🔧 Cette étude est nécessaire pour les raisons suivantes:

- ❖ pour palier les erreurs de calcul de centre de gravite des masses.
- ❖ Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- ❖ Pour palier les erreurs d'exécution.

Nous allons exposer pour ce qui suit le cas le plus défavorable.

Le tableau suivant résume les résultats des quatre cas possibles :

Niveau	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$ (m)	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$ (m)	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$ (m)	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$ (m)	e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
terrasse	1.593	-0.447	1.482	-1.178	1.59	1.48
11 - 14 eme étage	1.599	-0.441	1.482	-1.178	1.59	1.48
6 - 10eme étage	1.725	-0.315	1.547	-1.113	1.72	1.54
RDC - 5eme étage	1.728	-0.312	1.577	-1.083	1.72	1.57

Tableau III-4 : L'excentricité retenu.

3. Calcul de la rigidité à la torsion:

La distribution des efforts horizontaux au niveau de chaque voile nous exige de calculer l'inertie polaire due à l'effort de torsion qui est engendrée par l'excentricité.

▪ RDC \longrightarrow 5^{eme} étage

➤ Sens longitudinal:

voile	$I_x(m^4)$	$Y_i(m)$	$(Y_i)^2(m^2)$	$(Y_i)^2 * I_x(m^6)$
v1	0.951	-9.943	98.86325	94.01895
v1'	0.951	10.107	102.1514	97.14603
v1''	0.951	10.107	102.1514	97.14603
v1'''	0.951	-9.943	98.86325	94.01895
v5	0.496	-9.943	98.86325	49.03617
v5'	0.496	10.107	102.1514	50.66712
v5''	0.496	10.107	102.1514	50.66712
v5'''	0.496	-9.943	98.86325	49.03617
v8	0.406	-6.343	40.23365	16.33486
v8'	0.406	5.057	25.57325	10.38274
v8''	0.406	5.057	25.57325	10.38274
v8'''	0.406	-6.343	40.23365	16.33486
v4	0.31	-2.193	4.809249	1.490867
v4'	0.31	2.707	7.327849	2.271633
v4''	0.31	2.707	7.327849	2.271633
v4'''	0.31	-2.193	4.809249	1.490867
v9	0.081	4.057	16.45925	1.333199
v9'	0.081	4.057	16.45925	1.333199
v11	0.081	-3.593	12.90965	1.045682
v11'	0.081	-0.793	0.628849	0.050937
TOTALE				646.46

Tableau III-5 : calcul de la rigidité à la torsion Sens longitudinal (zone1)

➤ Sens transversal:

<i>voile</i>	$I_y(m^4)$	$X_i(m)$	$(X_i)^2(m^2)$	$(X_i)^2 * I_y(m^6)$
v2	0.216	-12.63	159.5169	34.45565
v2'	0.216	-12.63	159.5169	34.45565
v2''	0.216	13.87	192.3769	41.55341
v2'''	0.216	13.87	192.3769	41.55341
v3	0.05	-9.18	84.2724	4.21362
v3'	0.05	-9.18	84.2724	4.21362
v3''	0.05	11.07	122.5449	6.127245
v3'''	0.05	11.07	122.5449	6.127245
v6	0.216	-0.88	0.7744	0.16727
v6'	0.216	-0.88	0.7744	0.16727
v6''	0.216	2.32	5.3824	1.162598
v6'''	0.216	2.32	5.3824	1.162598
v7	1.027	-4.48	20.0704	20.6123
v7'	1.027	-4.48	20.0704	20.6123
v7''	1.027	5.92	35.0464	35.99265
v7'''	1.027	5.92	35.0464	35.99265
v10	0.11	-2.53	6.4009	0.704099
v10'	0.11	4.07	16.5649	1.822139
v11''	0.572	-8.055	64.88303	37.11309
TOTAL				328.209

Tableau III-6 : calcul de la rigidité à la torsion Sens transversal (zone1)

- 6^{ème} étage \longrightarrow 10^{ème} étage

➤ Sens longitudinal:

voile	$I_x(m^4)$	$Y_i(m)$	$(Y_i)^2(m^2)$	$(Y_i)^2 * I_x(m^6)$
v1	0.951	-9.98	99.6004	94.71998
v1'	0.951	10.07	101.4049	96.43606
v1''	0.951	10.07	101.4049	96.43606
v1'''	0.951	-9.98	99.6004	94.71998
v5	0.496	-9.98	99.6004	49.4018
v5'	0.496	10.07	101.4049	50.29683
v5''	0.496	10.07	101.4049	50.29683
v5'''	0.496	-9.98	99.6004	49.4018
v8	0.406	-6.38	40.7044	16.52599
v8'	0.406	5.02	25.2004	10.23136
v8''	0.406	5.02	25.2004	10.23136
v8'''	0.406	-6.38	40.7044	16.52599
v4	0.31	-2.23	4.9729	1.541599
v4'	0.31	2.67	7.1289	2.209959
v4''	0.31	2.67	7.1289	2.209959
v4'''	0.31	-2.23	4.9729	1.541599
v9	0.081	4.02	16.1604	1.308992
v9'	0.081	4.02	16.1604	1.308992
v11	0.081	-3.63	13.1769	1.067329
v11'	0.081	-0.83	0.6889	0.055801
TOTAL				646.468

Tableau III- 7 : calcul de la rigidité à la torsion Sens longitudinal (zone2)

➤ Sens transversal:

voile	$I_y(m^4)$	$X_i(m)$	$(X_i)^2(m^2)$	$(X_i)^2 * I_y(m^6)$
v2	0.216	-12.63	159.5169	34.45565
v2'	0.216	-12.63	159.5169	34.45565
v2''	0.216	13.87	192.3769	41.55341
v2'''	0.216	13.87	192.3769	41.55341
v3	0.05	-9.18	84.2724	4.21362
v3'	0.05	-9.18	84.2724	4.21362
v3''	0.05	11.07	122.5449	6.127245
v3'''	0.05	11.07	122.5449	6.127245
v6	0.216	-0.88	0.7744	0.16727
v6'	0.216	-0.88	0.7744	0.16727
v6''	0.216	2.32	5.3824	1.162598
v6'''	0.216	2.32	5.3824	1.162598
v7	1.027	-4.48	20.0704	20.6123
v7'	1.027	-4.48	20.0704	20.6123
v7''	1.027	5.92	35.0464	35.99265
v7'''	1.027	5.92	35.0464	35.99265
v10	0.11	-2.53	6.4009	0.704099
v10'	0.11	4.07	16.5649	1.822139
v11''	0.572	-8.055	64.88303	37.11309
TOTAL				328.209

Tableau III - 8 : calcul de la rigidité à la torsion Sens transversal (zone2)

- 11^{eme} → 15^{eme} étage

➤ Sens longitudinal:

voile	$I_x(m^4)$	$Y_i(m)$	$(Y_i)^2(m^2)$	$(Y_i)^2 * I_x(m^6)$
v1	0.951	-10.037	100.7414	95.80504
v1'	0.951	10.013	100.2602	95.34742
v1''	0.951	10.013	100.2602	95.34742
v1'''	0.951	-10.037	100.7414	95.80504
v5	0.496	-10.037	100.7414	49.96772
v5'	0.496	10.013	100.2602	49.72904
v5''	0.496	10.013	100.2602	49.72904
v5'''	0.496	-10.037	100.7414	49.96772
v8	0.406	-6.437	41.43497	16.8226
v8'	0.406	4.963	24.63137	10.00034
v8''	0.406	4.963	24.63137	10.00034
v8'''	0.406	-6.437	41.43497	16.8226
v4	0.31	-2.287	5.230369	1.621414
v4'	0.31	2.613	6.827769	2.116608
v4''	0.31	2.613	6.827769	2.116608
v4'''	0.31	-2.287	5.230369	1.621414
v9	0.081	3.963	15.70537	1.272135
v9'	0.081	3.963	15.70537	1.272135
v11	0.081	-3.687	13.59397	1.101111
v11'	0.081	-0.887	0.786769	0.063728
TOTAL				646.529

Tableau III-9 : calcul de la rigidité à la torsion Sens longitudinal (zone3)

➤ Sens transversal:

voile	$I_y(m^4)$	$X_i(m)$	$(X_i)^2(m^2)$	$(X_i)^2 * I_y(m^6)$
v2	0.216	-12.75	162.5625	35.1135
v2'	0.216	-12.75	162.5625	35.1135
v2''	0.216	13.75	189.0625	40.8375
v2'''	0.216	13.75	189.0625	40.8375
v3	0.05	-9.3	86.49	4.3245
v3'	0.05	-9.3	86.49	4.3245
v3''	0.05	10.95	119.9025	5.995125
v3'''	0.05	10.95	119.9025	5.995125
v6	0.216	-1	1	0.216
v6'	0.216	-1	1	0.216
v6''	0.216	2.2	4.84	1.04544
v6'''	0.216	2.2	4.84	1.04544
v7	1.027	-4.6	21.16	21.73132
v7'	1.027	-4.6	21.16	21.73132
v7''	1.027	5.8	33.64	34.54828
v7'''	1.027	5.8	33.64	34.54828
v10	0.11	-2.65	7.0225	0.772475
v10'	0.11	3.95	15.6025	1.716275
v11''	0.572	-8.175	66.83063	38.22712
TOTAL				328.339

Tableau III-10 : calcul de la rigidité à la torsion Sens transversal (zone3)

Résultats : voir tableau

J θ (m ⁶)			
Etages	sens longitudinal	sens transversal	Somme (m ⁶)
11-15etage	646.5294725	328.3391975	974.86867
6 -10etage	646.4682664	328.2088247	974.677091
RDC-5etage	646.4597546	328.2088247	974.668579
TOTAL			2924.21434

Tableau III-11 : rigidités à la torsion aux différents niveaux

Nous remarquons que la structure existante présente une grande rigidité à la torsion, vu l'abondance des voiles et des poteaux.

III-2) choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; Ces calculs peuvent être menés selon les trois méthodes suivantes :

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

❖ Conditions d'application de la méthode d'analyse 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.

➔ Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; nous opterons alors, pour **la méthode dynamique spectrale.**

Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : coefficient de correction d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas :

$\zeta = 7\%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.88$$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003)

R = 5 (structure mixte avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0.15$ sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

$T_2 = 0.50$ sec (site S3).

Q = 1.10

c) Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 .a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

III-3) modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournable lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière ; Elle suit les étapes suivantes :

- Calcul des masses concentrées au niveau de chaque plancher ;
- Calcul des centres de gravité des masses de chaque plancher.
- Modélisation de la structure en trois dimensions par le logiciel **ETABS 9.0.7**
- Création d'un noeud mètre au niveau du centre de gravité des masses de chaque plancher.
- Affectation des masses des niveaux sismique dans les deux directions principales aux noeuds maîtres.
- Lancement du calcul dynamique par le logiciel **ETABS 9.0.7**
- Interprétation des résultats.

➔ Notre structure présente une régularité en plan et en élévation.

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de la structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée, il s'agit de l' **ETABS 9.0.7**

a. Modélisation des éléments de la structure :

Les éléments entrant dans le contreventement (rigidité) de la structure ont été modélisé comme suit :

- ❖ Les éléments poutres et poteaux ont été modélisés par un élément fini du type poutre à deux nœuds (frame).
- ❖ Les voiles par des éléments plaque à quatre nœuds (Shell).
- ❖ Les planchers sont considérés indéformables dans leur plan ; et jouent le rôle de diaphragme.
- ❖ Des planchers à corps creux de 20cm
- ❖ Des dalles pleines de 16 cm sont modélisées comme des plaques à 4 nœuds (élément Shell).

b. Modélisation de la masse :

- Pour les éléments plaques constituant chaque plancher, des masses équivalentes ont été calculées de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le **RPA99/version2003**) dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas $\beta = 0,2$).
- Les masses prises en considération pour le calcul sismique englobent la totalité des charges permanentes (G) et une fraction des charges d'exploitation (Q). Elles sont affectées aux nœuds maîtres qui sont en fait, les centres de gravité des masses des différents planchers.

III- 4) analyse de la structure par ETABS 9 .0 .7 :

ETABS 9 .0 .7 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des éléments modélisés grâce à une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Il prend aussi en considération l'effet de l'excentricité accidentelle.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

a) Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement. Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma, sont directement paramétrés.

b) L'analyse :

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- *Analyse statique linéaire ;*
- *Analyse de l'effet P-Delta ;*
- *Analyse statique non linéaire ;*
- *Analyse dynamique ;*

c) Post – processeur :

Le logiciel **ETABS 9 .0 .7** facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs des contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc.

❖ Outils de modélisation et d'exploitation des résultats de l'ETABS

1) Système de coordonnées :

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés. Le système global de coordonnées est un système arbitraire dans l'espace. Il est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges. Le système local de coordonnées est associé à chaque élément et est utilisé pour la spécification de charges locales et pour l'interprétation des efforts et par conséquent les résultats.

3) Evaluation des charges et surcharges :

Après la modélisation complète des éléments de la structure : poteaux, poutres, plancher, dalles, on procède à l'affectation des charges sur ces derniers.

Les charges sont considérées comme réparties uniformément sur les éléments de la structure avec les valeurs suivantes :

a. Charges permanentes et charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : $\left\{ \begin{array}{l} G = 6,13 \text{ kN / m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN / m}^2 \end{array} \right.$

Etage courant : $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,12 \text{ kN / m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ kN / m}^2 \end{array} \right.$

Acrotère : $\implies G = 1,45 \text{ kN / m}^2$

Cloison extérieure : $\implies G = 2,36 \text{ kN / m}^2$

b. Chargement sismique :

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du RPA99/ version 2003 (response spectrum function).

Le spectre du RPA 99/version 2003 (période – accélération correspondant) est calculé à l'aide du programme élaboré par le logiciel « RPA99d.EXE » qui demande interactivement les coefficients ci-après :

➤ Coefficient d'accélération de zone A

Zone sismique III

Groupe d'usage 2 $\implies A = 0,25$

➤ Coefficient de comportement de la structure R

$R = 5$ (Contreventement mixte (portiques ; voiles) avec interaction).

➤ Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum pq$$

- Sens longitudinal : $Q_l = 1,05$

- Sens transversal : $Q_t = 1,1$

➤ Périodes associées à la catégorie du site T1, T2

Site de catégorie S3 $\implies T_1 = 0,15 \text{ sec}$

$T_2 = 0,50 \text{ sec}$

➤ Pourcentage d'amortissement ξ (pour les deux sens d'excitation sismique)

$\xi = 7 \%$.

c. Combinaisons d'actions :

Pour les combinaisons, nous sommes référés au règlement algérien RPA 99/version 2003 et au BAEL 91 ; qui les définit comme suit :

$$\text{Comb1} = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Comb2} = G+Q$$

$$\text{Comb3} = G + Q \pm E$$

$$\text{Comb5} = 0,8G \pm E$$

L'introduction des combinaisons dans la modélisation se fait en sélectionnant les charges à combiner avec les coefficients leur revenant.

III-5) périodes et coefficients de participation modaux :**a. Périodes et facteurs de participation modaux :**

MODES	Périodes (S)	η_x (%)	η_y (%)	$\Sigma\eta_x$ (%)	$\Sigma\eta_y$ (%)	Nature
1	0,5604	65,367	0,5512	65,367	0,5512	Trans x
2	0,5202	0,597	65,829	65,964	66,38	Trans y
3	0,4769	0,0795	0,306	66,043	66,686	torsion
4	0,1616	16,986	0,1614	83,029	66,847	/
5	0,155	0,1522	16,835	83,181	83,683	/
6	0,1366	0,0112	0,0403	83,192	83,723	/
7	0,0768	7,1042	0,0663	90,297	83,789	/
8	0,0754	0,0668	6,709	90,363	90,498	/
9	0,0652	0,0025	0,0106	90,366	90,509	/
10	0,0465	3,5439	0,1047	93,91	90,613	/
11	0,0462	0,1117	3,2643	94,021	93,878	/
12	0,0398	0,001	0,0045	94,022	93,882	/
13	0,0326	0,0234	1,919	94,046	95,801	/
14	0,0324	2,0019	0,0221	96,048	95,823	/
15	0,0282	0,0006	0,0025	96,048	95,826	/
TOTALE		96,0483	95,8258			

Tableau III-12 : Périodes et facteurs de participation modaux

b. Les déplacements maximaux :

Les déplacements sont max au **dernier niveau**.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant où :

- Translation : (cm) ;
- Rotation : (rad. 10-3).

	3DDL					
Direction	U _x (cm)	U _y (cm)	U _z (cm)	R _x	R _y	R _z (rad. 10-3)
Déplacement	2.03	2.01	0	0	0	0.204

Les déplacements maximaux**c. Les réactions à la base :**

SPECTRE	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)	MX (KN.m)	MY (KN.m)	MZ (KN.m)
Ex	8205.654	496.6163	0.000416	16741.011	264438.909	81520.956
Ey	496.6176	8628.791	0.000715	279239.283	16685.932	110774.923

Les réactions à la base**III-6) Interprétation des résultats :**

La période fondamentale numérique est inférieure à la période empirique donnée à l'article 4.2.4 (RPA 99/version2003)

L'analyse de la structure nous a permis d'observer que cette dernière est très rigide pour un ouvrage de 15 niveaux :

$$T_{\text{numérique}} = 0,56\text{sec.}$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T H_T^{3/4} = 0,912 \text{ sec.}$$

$$1.3^* T_{\text{empirique}} = 1,18 \text{ sec}$$

Du fait que la structure soit implantée sur un site ferme, le phénomène de **résonance** peut se manifester en cas de séisme majeur.

- ❖ Les formes propres de la structure montrent des modes fondamentaux couplés. (translation simultanée selon les deux sens x et y).
- ❖ Apparition du phénomène de la torsion dans les premiers modes.
- ❖ Apparition de certains modes locaux, dès les premiers modes.
- ❖ Une surabondance de voiles dans les deux sens.

Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

Chapitre : IV
Etude de la variante proposée

IV-1) Détermination du poids de la variante proposée:

▪ **Poids des Voiles :**

Etages courants poteaux de (90*60)							
Voiles	nombre	L (m)	Sb(m2)	So(m2)	Sn (m2)	W(t)	Wt(t)
V1	4	2.6	4	1.44	2.56	1.28	5.12
V2	4	2.3	5.75	1.44	4.31	2.155	8.62
V3	2	2.9	7.25	0	7.25	3.625	7.25
V4	2	1.9	4.75	0	4.75	2.375	4.75
V5V6	1	5.7	14.25	0	14.25	7.125	7.125
TOTAL							32.865

TableauVI-1 : poids des voiles (zone1)

Etages courants poteaux de (70*50)							
Voiles	nombre	L (m)	Sb (m2)	So (m2)	Sn (m2)	W (t)	Wt (t)
V1	4	3	4.5	1.44	3.06	1.53	6.12
V2	4	2.5	6.25	1.44	4.81	2.405	9.62
V3	2	3.1	7.75	0	7.75	3.875	7.75
V4	2	2.1	5.25	0	5.25	2.625	5.25
V5V6	1	5.9	14.75	0	14.75	7.375	7.375
TOTAL							36.115

TableauVI-2 : poids des voiles (zone1)

Etages courants poteaux de (50*35)							
Voiles	nombre	L (m)	Sb (m2)	So (m2)	Sn (m2)	W (t)	Wt (t)
V1	4	3.4	5.5	1.44	4.06	2.03	8.12
V2	4	2.8	7	1.44	5.56	2.78	11.12
V3	2	3.25	8.125	0	8.125	4.0625	8.125
V4	2	2.3	5.75	0	5.75	2.875	5.75
V5V6	1	6.2	15.5	0	15.5	7.75	7.75
TOTAL							40.865

TableauVI-3 : poids des voiles (zone1)

La masse totale de la structure pour la variante proposée

Etage	Plancher(t)	Voiles(t)	Poutres(t)	Poteaux(t)	Facade(t)	Assenseure	Escaliers(t)	Acrotere(t)	W(t)
15	261.92	40.865	98.9	63.43	8.543	2.52	0	14.53	434.289
14	207.25	40.865	98.9	63.43	8.543	0	14	0	432.99
13	207.25	40.865	98.9	63.43	8.543	0	14	0	432.99
12	207.25	40.865	98.9	63.43	8.543	0	14	0	432.99
11	207.25	40.865	98.9	63.43	8.543	0	14	0	432.99
10	207.25	36.115	98.9	116.57	8.543	0	14	0	481.38
9	207.25	36.115	98.9	116.57	8.543	0	14	0	481.38
8	207.25	36.115	98.9	116.57	8.543	0	14	0	481.38
7	207.25	36.115	98.9	116.57	8.543	0	14	0	481.38
6	207.25	36.115	98.9	116.57	8.543	0	14	0	481.38
5	207.25	32.865	98.9	170.75	8.543	0	14	0	532.31
4	207.25	32.865	98.9	170.75	8.543	0	14	0	532.31
3	207.25	32.865	98.9	170.75	8.543	0	14	0	532.31
2	207.25	32.865	98.9	170.75	8.543	0	14	0	532.31
1	207.25	32.865	98.9	170.75	8.543	0	14	0	532.31
R.D.C	207.25	32.865	111.2	170.75	8.543	0	14	0	544.61
s/sol	207.25	32.865	111.9	170.75	0	0	14	0	536.77
s/sol	207.25	32.865	111.9	170.75	0	0	14	0	536.77
total	3785.17	647.82	1818.5	2266	136.688	2.52	238	14.53	8852.809

Tableau IV- 4 : résumé la masse totale de la structure pour la variante proposée

Masse totale de la structure :

M = 8852.809

IV-2) caractéristiques géométriques de la variante proposée :

1) - Centre de torsion :

→ Les voiles :

❖ Sens longitudinal :

<i>voile</i>	$I_x(m^4)$	$x'(m)$	$I_x*x'(m^5)$	$I_y(m^4)$	$y'(m)$	$I_y*y'(m^5)$
V1	0.002	9.6	0.0192	0.496	-0.35	-0.1736
V1'	0.002	9.6	0.0192	0.496	19.7	9.7712
V1''	0.002	16.9	0.0338	0.496	19.7	9.7712
V1'''	0.002	16.9	0.0338	0.496	-0.35	-0.1736
V3	0.0011	9.9	0.01089	0.081	13.65	1.10565
V3'	0.0011	16.5	0.01815	0.081	13.65	1.10565
V5	0.0011	16.5	0.01815	0.081	6	0.486
V5'	0.0011	16.5	0.01815	0.081	8.8	0.7128
TOTAL	0.0124		0.17134	2.308		22.6053

❖ Sens transversal :

<i>voile</i>	$I_x(m^4)$	$x'(m)$	$I_x*x'(m^5)$	$I_y(m^4)$	$y'(m)$	$I_y*y'(m^5)$
v2	0.216	-0.2	-0.0432	0.0015	1.62	0.00243
v2'	0.216	-0.2	-0.0432	0.0015	18.075	0.027113
v2''	0.216	26.3	5.6808	0.0015	18.075	0.027113
v2'''	0.216	26.3	5.6808	0.0015	1.62	0.00243
V4	0.11	9.9	1.089	0.0012	11.5	0.0138
V4'	0.11	16.5	1.815	0.0012	11.5	0.0138
V6	0.572	4.375	2.5025	0.0026	16.05	0.04173
TOTAL	1.656		16.6817	0.011		0.12842

Centre de torsion à chaque niveau:

NIVEAU	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)
RDC ; 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ^{eme} étage	13.57	10.03
6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10 ^{eme} étage	13.60	10.04
11 ; 12 ; 13 ; 14 ; 15 ^{eme} étage	13.62	10.08

Tableau VI-5 : Centre de torsion à chaque niveau.

2)- Centre de gravité des masses :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Le centre de gravité des masses est déterminé par le logiciel (ETABS) qui permet de calculer en même temps l'inertie massique.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul obtenus :

CENTRE DE GRAVITE ET DE TORSION				
Etage	Centre des masses		Centre de torsion	
	X _{CCM} (m)	Y _{CCM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
15	13.121	9.843	13.57	10.03
14	13.12	9.84	13.57	10.03
13	13.12	9.84	13.57	10.03
12	13.12	9.84	13.57	10.03
11	13.12	9.84	13.57	10.03
10	13.127	9.85	13.60	10.04
9	13.127	9.85	13.60	10.04
8	13.127	9.85	13.60	10.04
7	13.127	9.85	13.60	10.04
6	13.127	9.85	13.60	10.04
5	13.13	9.84	13.62	10.08
4	13.13	9.84	13.62	10.08
3	13.13	9.84	13.62	10.08
2	13.13	9.84	13.62	10.08
1	13.13	9.84	13.62	10.08
RDC	13.13	9.84	13.62	10.08

Tableau VI-6 : centre de gravite et de torsion à chaque niveau

3)- Vérification de l'excentricité :

niveau	Coordonnées	Centre des masses(m)	Centre de torsion(m)	Excentricité théorique(m)		Excentricité Accidentelle(m)
				e_x	e_y	
Terrasse	X	13.121	13.57	e_x	0.573	1.02
	Y	9.843	10.03	e_y	0.152	1.33
11 - 14 eme étage	X	13.12	13.57	e_x	0.579	1.02
	Y	9.84	10.03	e_y	0.152	1.33
6 - 10eme étage	X	13.127	13.60	e_x	0.705	1.02
	Y	9.85	10.04	e_y	0.217	1.33
RDC - 5eme étage	X	13.13	13.62	e_x	0.708	1.02
	Y	9.84	10.08	e_y	0.247	1.33

Tableau IV-7 : calcul de L'excentricité théorique et accidentelle

→ L'excentricité retenue:

On doit étudier les quatre cas suivants :

➤ $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.

➤ $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.

➤ $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.

➤ $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.

Le tableau suivant résume les résultats précédents :

Niveau	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$ (m)	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$ (m)	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$ (m)	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$ (m)	e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
terrasse	1.593	-0.447	1.482	-1.178	1.59	1.48
11 - 14 eme étage	1.599	-0.441	1.482	-1.178	1.59	1.48
6 - 10eme étage	1.725	-0.315	1.547	-1.113	1.72	1.54
RDC - 5eme étage	1.728	-0.312	1.577	-1.083	1.72	1.57

Tableau IV-8 : L'excentricité retenu

4)- Calcul de la rigidité a la torsion:

La distribution des efforts horizontaux au niveau de chaque voile nous exige de calculer l'inertie polaire due à l'effort de torsion qui est engendrée par l'excentricité.

RDC → 5^{eme} étage

→ Sens longitudinal:

voile	$I_x(m^4)$	$Y_i(m)$	$(Y_i)^2(m^2)$	$(Y_i)^2 * I_x(m^6)$
v2	0.450	-10.072	101.45	45.65
v2'	0.450	9.628	92.698	41.714
v2''	0.450	9.628	92.698	41.714
v2'''	0.450	-10.072	101.45	45.65
v3	0.081	3.578	12.802	1.037
v3'	0.081	3.578	12.802	1.037
v5	0.081	-4.072	16.581	1.3431
v5'	0.081	-1.272	1.618	0.1311
TOTAL				178.28

Tableau IV-9 : calcul de la rigidité à la torsion Sens longitudinal (zone1)

→ Sens transversal:

voile	$I_y(m^4)$	$X_i(m)$	$(X_i)^2(m^2)$	$(X_i)^2 * I_y(m^6)$
v1	0.216	-13.434	180.47	38.982
v1'	0.216	-13.434	180.47	38.982
v1''	0.216	12.866	165.53	35.755
v1'''	0.216	12.866	165.53	35.755
v4	0.11	-3.534	12.489	1.3738
v4'	0.11	3.066	9.4004	1.034
v6	0.572	-6.734	45.347	25.938
TOTAL				177.82

Tableau IV-10 : calcul de la rigidité à la torsion Sens transversal (zone1)

6^{eme} étage → 10^{eme} étage

→ Sens longitudinal:

voile	$I_x(m^4)$	$Y_i(m)$	$(Y_i)^2(m^2)$	$(Y_i)^2 * I_x(m^6)$
v2	0.450	-10.06	101.2	45.542
v2'	0.450	9.64	92.93	41.818
v2''	0.450	9.64	92.93	41.818
v2'''	0.450	-10.06	101.2	45.542
v3	0.081	3.59	12.888	1.0439
v3'	0.081	3.59	12.888	1.0439
v5	0.081	-4.06	16.484	1.3352
v5'	0.081	-1.26	1.5876	0.1286
TOTAL				178.27

Tableau IV-11 : calcul de la rigidité à la torsion Sens longitudinal (zone2)

→ Sens transversal:

voile	$I_y(m^4)$	$X_i(m)$	$(X_i)^2(m^2)$	$(X_i)^2 * I_y(m^6)$
v1	0.216	-13.617	185.42	40.051
v1'	0.216	-13.617	185.42	40.051
v1''	0.216	12.683	160.86	34.745
v1'''	0.216	12.683	160.86	34.745
v4	0.11	-3.717	13.816	1.5198
v4'	0.11	2.883	8.3117	0.9143
v6	0.572	-6.917	47.845	27.367
TOTAL				179.39

Tableau IV-12 : calcul de la rigidité à la torsion Sens transversal (zone2)

11^{eme} → 15^{eme} étage

→ Sens longitudinal:

voile	$I_x(m^4)$	$Y_i(m)$	$(Y_i)^2(m^2)$	$(Y_i)^2 * I_x(m^6)$
v2	0.450	-10.072	101.45	45.65
v2'	0.450	9.628	92.698	41.714
v2''	0.450	9.628	92.698	41.714
v2'''	0.450	-10.72	114.92	51.713
v3	0.081	3.578	12.802	1.037
v3'	0.081	3.578	12.802	1.037
v5	0.081	-4.072	16.581	1.3431
v5'	0.081	-1.272	1.618	0.1311
TOTAL				184.34

Tableau IV-13 : calcul de la rigidité à la torsion Sens longitudinal (zone3)

→ Sens transversal:

voile	$I_y(m^4)$	$X_i(m)$	$(X_i)^2(m^2)$	$(X_i)^2 * I_y(m^6)$
v1	0.216	-13.437	180.55	38.999
v1'	0.216	-13.437	180.55	38.999
v1''	0.216	12.865	165.51	35.75
v1'''	0.216	12.865	165.51	35.75
v4	0.11	-3.534	12.489	1.3738
v4'	0.11	3.066	9.4004	1.034
v6	0.572	-6.734	45.347	25.938
TOTAL				177.84

Tableau IV-14 : calcul de la rigidité à la torsion Sens transversal (zone3)

Le tableau suivant donne une récapitulation des différentes rigidités à la torsion

<i>Etages</i>	<i>sens longitudinal</i>	<i>sens transversal</i>	<i>Somme (m⁶)</i>
11-15etage	184.340229	177.844627	362.185
6 -10etage	178.271519	179.394801	357.666
RDC-5etage	178.277281	177.820918	356.098

Tableau IV-15 : rigidités à la torsion aux différents niveaux

IV-3) Etude des caractéristiques dynamiques de la structure proposée :

L'analyse de la nouvelle variante nous donne :

- Les périodes fondamentales sont :

$$T_{\text{empirique}} = C_T H_T^{3/4} = 0,91 \text{ sec.}$$

$$1,3 * T_{\text{empirique}} = 1.18 \text{ sec}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,755 \text{ sec.}$$

- Les onze premiers modes sont suffisants pour que la masse modale dépasse les 90 % (voir l'étude sismique).
- Décalage des modes de torsion aux modes supérieures.
- Disparition des modes locaux.

Chapitre : V Calcul des éléments secondaires

V-1) Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi, l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

V-2) CALCUL DES ESCALIERS :

1) Définition :

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 2,9 m et longueur de volée 2.4 m et avec un palier (poser sur une poutre palière) de 0.8 m de largeur.

Evaluation des charges :

→ Volée:

$$G = 659.79 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

→ Palier :

$$G = 540 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

(Voir descente des charges)

→ Combinaison d'actions:

ELU:

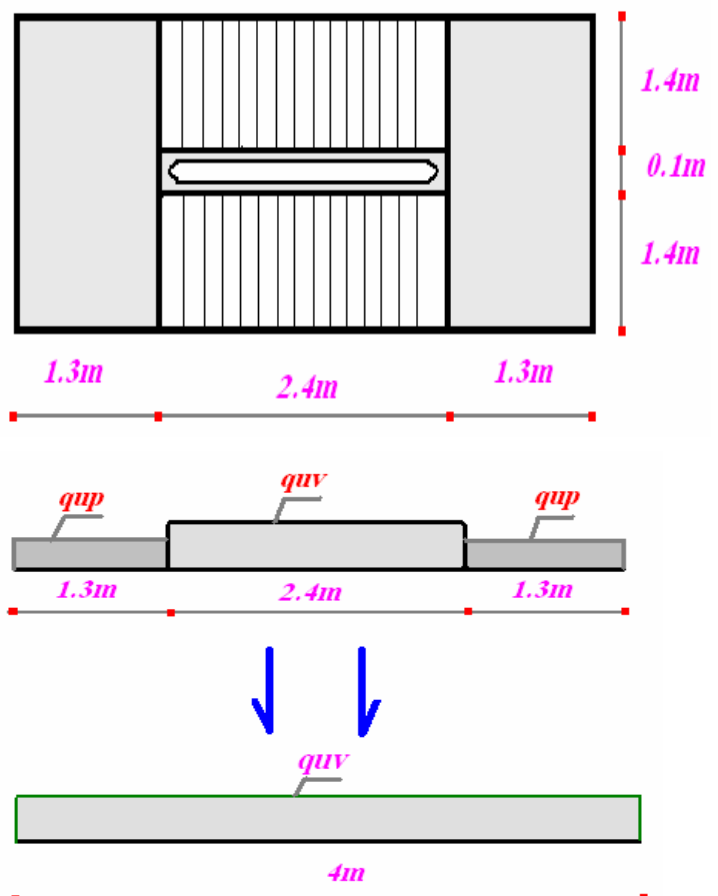
$$Q_{uv} = 1.35G + 1.5Q = 1265.71 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{up} = 1.35G + 1.5Q = 1104 \text{ Kg/m}^2$$

ELS:

$$Q_{serv} = G + Q = 909.79 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{serp} = G + Q = 790 \text{ Kg/m}^2$$



Sollicitations de calcul de la volée :**ELU:**

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 911.31 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{ml}.$$

$$V_u = q_u L / 2 = 1518.85 \text{ Kg} / \text{ml}.$$

ELS:

$$M_s = q_s L^2 / 8 = 655.04 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{ml}.$$

$$V_s = q_s L / 2 = 1091.74 \text{ Kg} / \text{ml}.$$

2) Ferrailage:

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 $c = 2 \text{ cm}$.

a) - Calcul des armatures :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$\mu = 0.022$$

$$\epsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$= 1.73 \text{ ‰}$$

$$\alpha_r = 0.669$$

$$\mu_R = 0.3919$$

$\mu < 0.3916$ donc pas d'armatures comprimées (SSAC)

$$\alpha = 0.027$$

$$Z = 0.14 \text{ m}$$

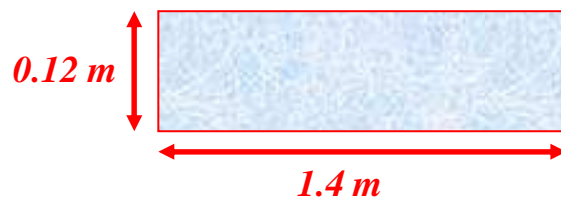
$\mu < 0.186$ domaine 1

$$\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

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

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 6HA8 espacés de 25cm ($3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

**Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6 HA 6 espacés de 25 cm ($1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

Condition de non fragilité :

$$\text{On a: } A_{\min} \geq 0.23 * b * d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} \geq 2.43 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$ Condition vérifiée

a. Ferrailage transversal :

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- pas de reprise de bétonnage
- $\tau_u = 0.1 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.1 \text{ MPa}$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales

▪ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_s' (y - e') - n A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15$$

$$Y = 2.6 \text{ cm}$$

▪ Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b_0 y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 7127.78 \text{ cm}^4$$

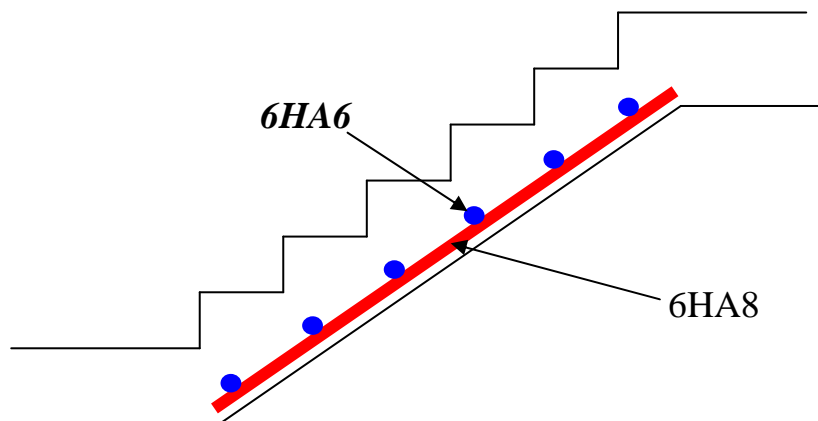
AN:

$$\sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Calcul des contraintes de l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d - y) / I = 162.66 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$



Disposition des armatures dans la paillasse

V-3) CALCUL DE L'ACROTÈRE :

1) Définition :

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

Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

Soit une section de $(10 \times 100 \text{ cm}^2)$ bande de 1m.

2) Étude de l'acrotère:

L'acrotère est un élément qui coiffe le bâtiment à sa partie supérieure.

G: poids propre =145kg/ml.

Q : surcharge d'exploitation=90kg/ml.

Sollicitations:

ELU :

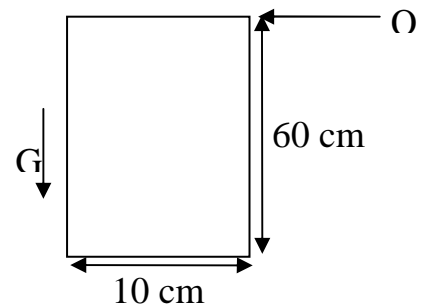
$$N_u = 1,35 \cdot N_G = 1,35 \cdot 0,145 = 0,195 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot N_Q \cdot h = 1,5 \cdot 0,09 \cdot 0,6 = 0,081 \text{ t/ml.}$$

ELS :

$$N_{ser} = N_G = 0,145 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ser} = 0,09 \cdot 0,6 = 0,054 \text{ t/ml.}$$



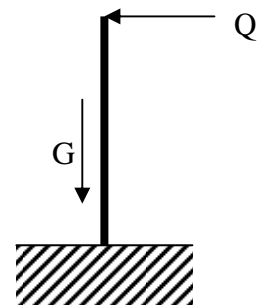
Schema statique:

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration Préjudiciable sur un mètre linéaire.

$$h = 0,1 \text{ m.}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,09 \text{ m.}$$



a. Le ferrailage vertical

▪ Calcul à l'ELU :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e : excentricité totale de calcul.

e_1 = excentricité de la résultante.

e_a = excentricité additionnelle.

e_2 = excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_1 = M_u / N_u = 0,415 \text{ m.}$$

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

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad ; B = b \cdot h$$

$$i = 0,029.$$

$$\lambda = 1,2 / 0,029 = 41,38.$$

$$\lambda_{\max} \leq \max(50, \min[67 \cdot e_1 / h, 100])$$

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

$$\alpha = 10(1 - M_u / 1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} = 8,64 \cdot 10^{-3}.$$

$$e_a = \max(0,02 ; 60 / 250) = 0,02 \text{ m.}$$

$$e = 0,297 + 0,02 + 0,00864 = 0,326 \text{ m}$$

$$l_f / h = 12$$

$$\max(15 ; 20 \cdot e / h) = 65,2.$$

$$L_f / h < 65,2$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

▪ Majoration des sollicitations :

$$e_1 = 2,97 > 0,75.$$

γ_f : coefficient de majoration.

$$\lambda_f = \min(1 + 0,15(\lambda / 35)^2 \cdot h / e ; 1,4) \text{ m}$$

$$= \min(1,064 ; 1,4) = 1,064 \text{ m}$$

$$N'_u = \lambda_f \cdot N_u = 0,2 \text{ t/ml.}$$

$$M'_u = N'_u \cdot e = 0,065 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u(d - h/2).$$

$$M_{ua} = 0,073$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{0,073}{(0,09)^2 \cdot 14,17} 10^{-2} = 0,0063 < 0,186 \quad \text{domaine 1}$$

$$\alpha = 0,0079.$$

$$Z = 0,089\text{m}$$

$$\varepsilon = 10\text{‰}$$

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

$$A_s = \left[\frac{0,073}{0,089 \cdot 348} - \frac{0,2}{348} \right] \cdot 10^2$$

$$A_s = 0,17\text{cm}^2.$$

Choix des barres : 4HA6 soit $A_s = 1,13\text{cm}^2$.

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \cdot 0,09 \cdot 2,1 / 400 = 1,08\text{cm}^2.$$

$$S_t = 20\text{cm}.$$

b. Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0,28 \text{ cm}^2.$$

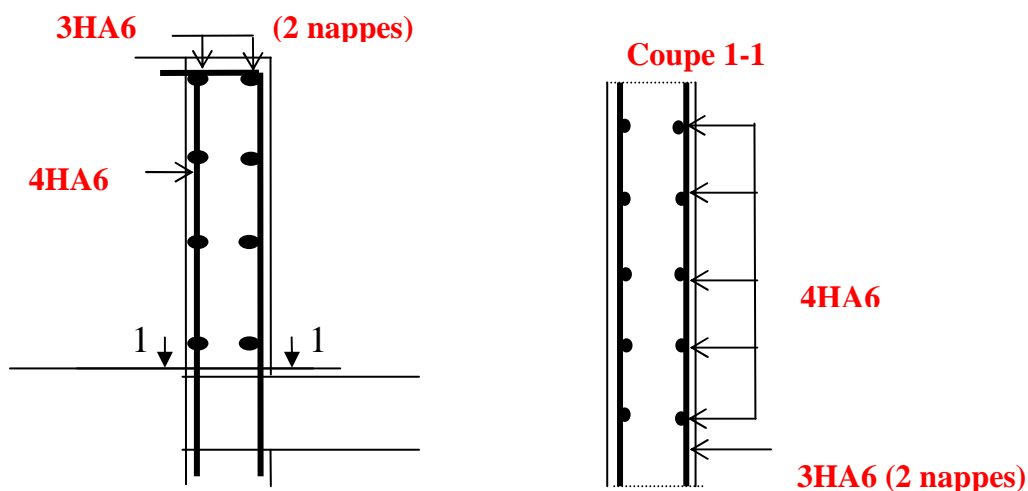
Choix des barres : 3Φ 6 soit $A_s = 0,85\text{cm}^2$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 0,15 \cdot 22 / 1,5 ; 4 \}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 1,5 \cdot Q / 0,09 = 0,017\text{MPa}.$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.



Disposition des armatures dans l'acrotère.

V-4) CALCUL DES PLANCHERS

1) Introduction :

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

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

2) Calcul des poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

❖ 1^{ère} étape :

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

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

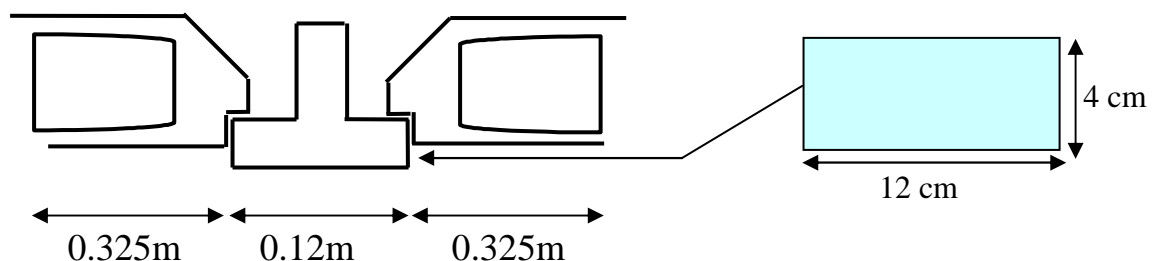
- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 2.5 = 0.012$ t/ml.

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

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

- Surcharge d'exploitation du chantier : $0.1 \times 0.65 = 0.065$ t/ml.

$$Q = 0.065 \text{ t/ml.}$$



▪ **Combinaisons :**

$$\text{A l'E.L.U : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.074 + 1.5 \times 0.065$$

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

$$\text{A l'E.L.S : } P_{ser} = G + Q = 0.074 + 0.065$$

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

Le moment maximum isostatique, est donné par :

$$M_{max} = PL^2/8 \text{ (dans notre cas } L_{max} = 4.75\text{m)}$$

$$\text{D'ou: à l'E.L.U: } M_u = P_u L^2/8$$

$$M_u = 0.543 \text{ t/ml.}$$

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

$$M_{ser} = 0.383 \text{ t/ml.}$$

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{smax} = P_{ser} \cdot L/2 = 0.392 \text{ t.}$$

$$T_{umax} = P_u \cdot L/2 = 0.555 \text{ t.}$$

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 :**

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

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.555 / [0.12 \times (0.9 \times 0.04)^2 \times 14.17] = 2.51$$

$\mu > \mu_c = 0.303$, d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M , mais on est limitée par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

❖ ***2^{ème} étape***

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

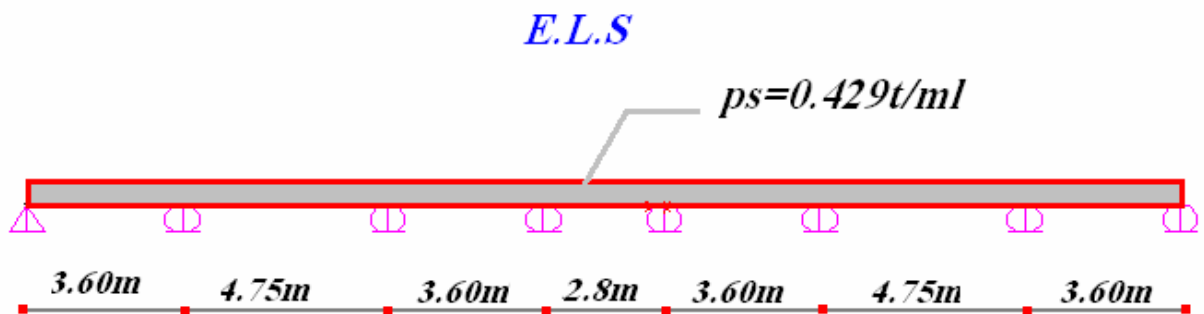
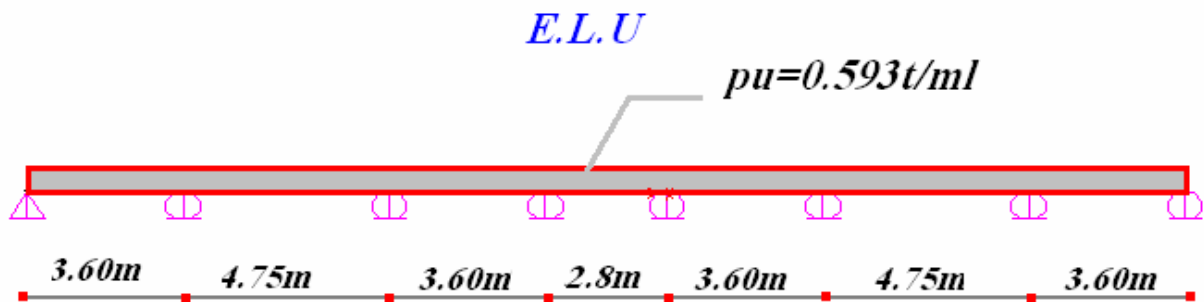
	G (t/ml)	Q (t/ml)	Pu (t/ml)	P _{ser} (t/ml)
Plancher terrasse inaccessible	0,398	0,065	0,634	0,463
Plancher étage courante	0,332	0,097	0,593	0,429

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

➤ $P_u = 0,593 \text{ t/ml.}$

➤ $P_s = 0,429 \text{ t/ml.}$

Schémas statiques



Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants nous avons utilisé le logiciel **SAP2000**

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

Diagramme des moments à l'ELU

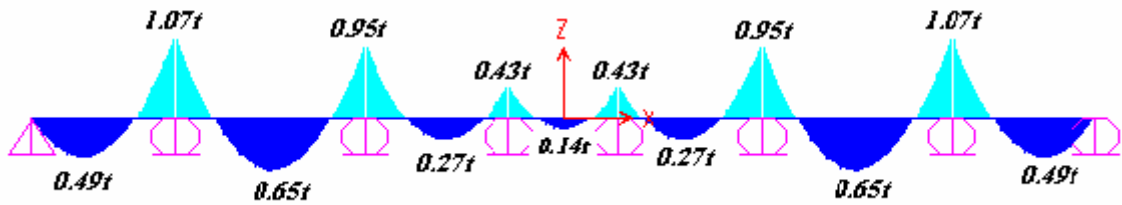


Diagramme des moments à l'ELS

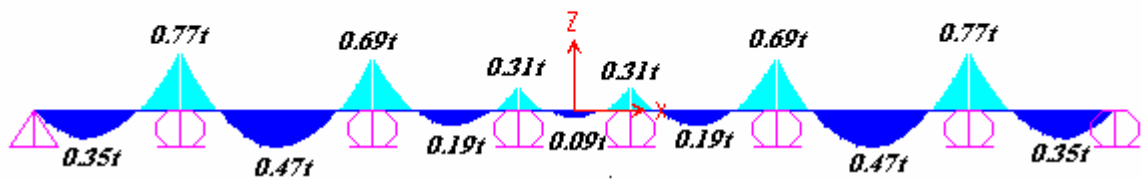
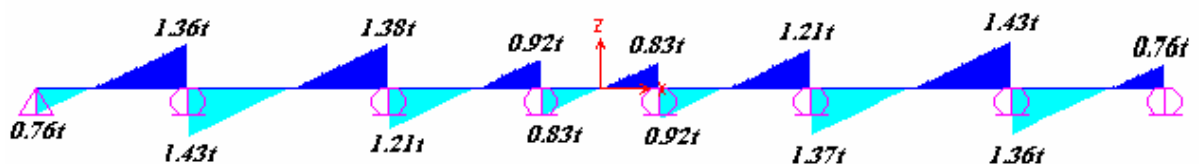


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



3) Ferrailage des poutrelles :

❖ en travée :

$$M_{\max} = 0,97 \cdot 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

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

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

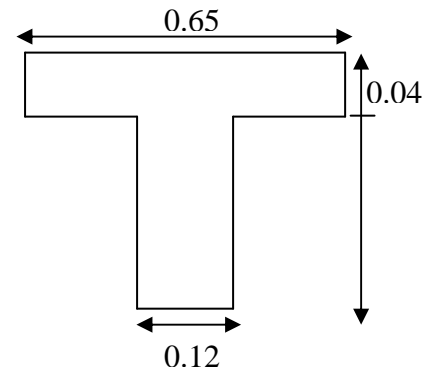
$$d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$$

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18 - 0,02) = 5,9 \cdot 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

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

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



	M_U (t.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (MP)	A_s (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)	CHOIX	$A_{s.adopt}$ (cm ²)
Travée	0.65	0.021	0,026	0,178	348	1,04	1,41	3HA 10	2,36

❖ Sur appuis :

$$M_{\max} = 1,07 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18 - 0,02) = 5,9 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$M_{\max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65.20cm²).

	M_U (t.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (MP)	A_s (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)	CHOIX	$A_{s.adop}$ (cm ²)
Appui	1.07	0,0358	0,045	0,176	348	1.74	1.41	3HA12	3.39

4) Armatures transversales :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 1430 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1430 / 12 \times 18 = 0.662 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ Ma}) = \min(3.25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$$

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

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

$$A_t / (B_0 S_t) \geq (\tau_u - 0.3 f_{tk}) / (0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

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

Avec reprise du bétonnage $\Rightarrow K = 0$

$$A_t / b_0 S_t \geq \tau_u / 0.8 f_e \quad \text{ou choisit : } A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{et on calcule } S_t.$$

$$F_{et24} = 235 \text{ Mpa. } \tau_u = 1.2 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq 0.8 \cdot A_t F_e / (\tau_u \cdot b_0) = 0.8 \times 235 \times 0.57 \times 10^{-4} / 0.662 \times 0.12 = 0.1348 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 13.48 \text{ cm}$$

$$\text{On a aussi, } S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 0.082 \text{ m soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

5) Vérification de la condition de non fragilité :

(ART.A.U.2 DE BAEL91) :

$$A_s \geq (0.23 \cdot b_0 d \cdot f_{t28}) / F_e$$

$$\text{- en travée : } (0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1) / 400 = 0.26 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\text{- sur appui : } A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

6) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

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

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

$$V_u = 1430 \text{ kg} = 0.01430$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$$

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

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

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

$$\tau_u = V_u (b - b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 1.430 \times 10^{-2} \times (0.65 - 0.12) / 1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04$$

$$= 0.89 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

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

8) Vérification de la flèche :

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

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

- Calcul du moment d'inertie de la section totale :

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

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

$$I = 1.676 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (0.593 \times 4.75^2) / 8 = 1.672 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 1.672 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la flèche :

$$f = 16.72 \times 4.75^2 / 9.6 \times 11696.07 \times 1.676 \cdot 10^{-4} = 2 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f' = L / 500 = 4.75 / 500 = 0.0094 \text{ m.}$$

$$f = 2 \times 10^{-5} < f' = 0.0095 \text{ m. (Condition vérifiée).}$$

9) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations,
Le ferrailage est en treilles soudée (BAEL 91 B.6.8.4)

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- **Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.**
- **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 : cm² pour mètre de nervures).

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

$$\Rightarrow A > 200 / f_e.$$

Si : 50 ≤ L ≤ 80

$$\Rightarrow A = 40 \cdot L / f_e. \quad (\text{Avec } L \text{ en cm}).$$

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.

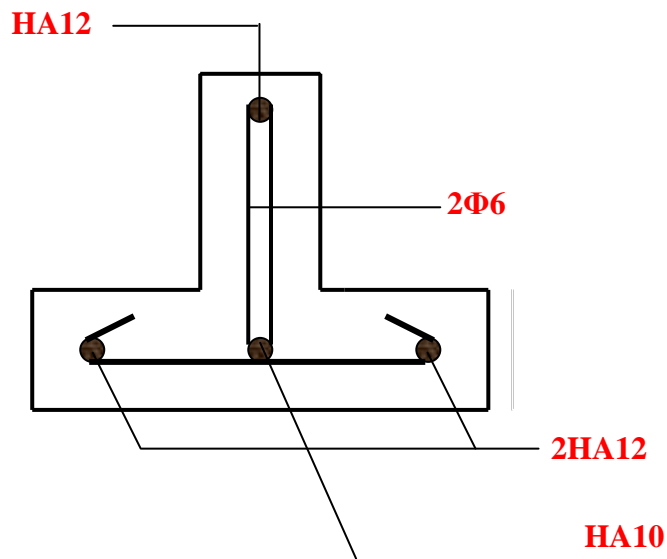
$f_e = 5200$ bars pour les treillis soudés de $\Phi 6$.

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

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

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

Disposition des armatures dans la poutrelle (appuis et travée)



Chapitre : VI

Etude sous charges horizontales

VI-1) étude au vent :

1) - Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

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

2) - Application des RNV 99 :

➤ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

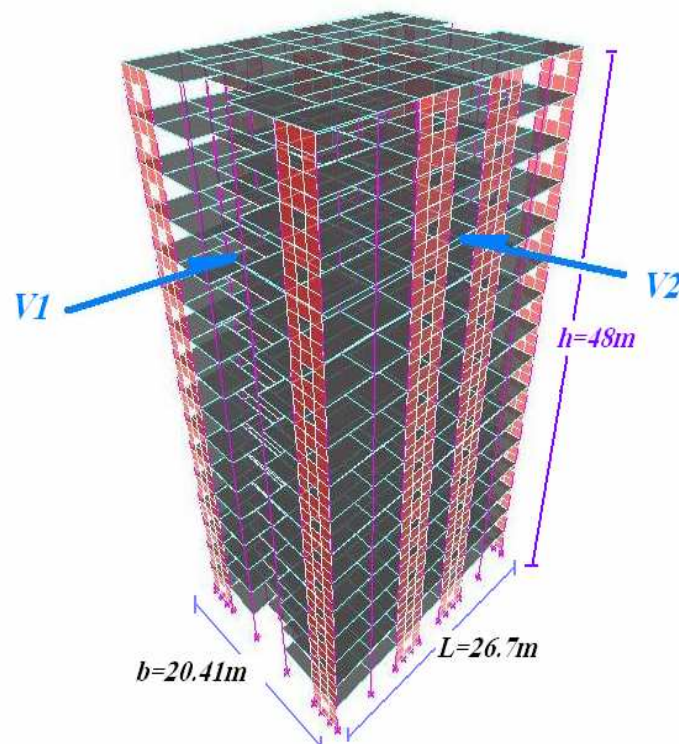


Figure VI.1 : Action de vent

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

1) détermination de coefficient dynamique C_d :

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

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

Sens x:

$h = 48$ m; $b = 20.41$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0.953$

Sens y:

$h = 48$ m; $b = 26.7$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0.96$

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

2) détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

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

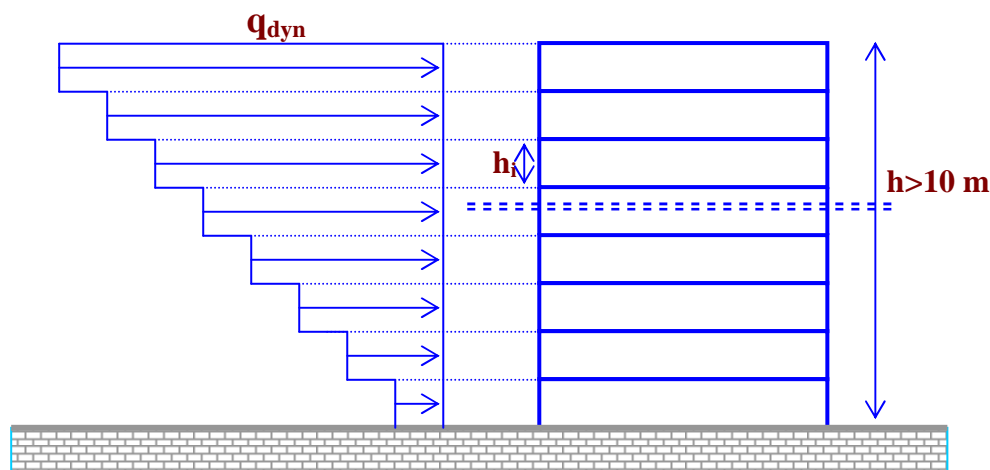


Figure VI.2 :

Répartition de la pression dynamique

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

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

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

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

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

$$\text{Zone III} \rightarrow q_{\text{ref}} = 575 \text{ N/M}^2 .$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

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

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

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

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

$$Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T * \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24 .$$

$$Z_0 = 1 \text{ m} .$$

$$Z_{\text{min}} = 16 \text{ m} .$$

Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Z(m)	Kt	Z0	Zmin	Cr	Ct	Cr2	Ct2	Ce(z)	qref	Qdyn(N/m ²)
1.5	0.24	1	16	0.097312	1.15	0.00947	1.3225	0.029391	575	16.9
4.5	0.24	1	16	0.360979	1.15	0.130306	1.3225	0.363935	575	209.263
7.5	0.24	1	16	0.483577	1.15	0.233846	1.3225	0.627313	575	360.705
10.5	0.24	1	16	0.56433	1.15	0.318468	1.3225	0.833915	575	479.501
13.5	0.24	1	16	0.624646	1.15	0.390182	1.3225	1.004511	575	577.594
16.5	0.24	1	16	0.672806	1.15	0.452669	1.3225	1.150407	575	661.484
19.5	0.24	1	16	0.712899	1.15	0.508226	1.3225	1.278267	575	735.004
22.5	0.24	1	16	0.747244	1.15	0.558373	1.3225	1.392341	575	800.596
25.5	0.24	1	16	0.777283	1.15	0.604169	1.3225	1.495507	575	859.917
28.5	0.24	1	16	0.803977	1.15	0.646379	1.3225	1.589812	575	914.142
31.5	0.24	1	16	0.827997	1.15	0.685579	1.3225	1.67676	575	964.137
34.5	0.24	1	16	0.84983	1.15	0.722211	1.3225	1.757497	575	1010.56
37.5	0.24	1	16	0.869842	1.15	0.756625	1.3225	1.832914	575	1053.93
40.5	0.24	1	16	0.888312	1.15	0.789099	1.3225	1.903717	575	1094.64
43.5	0.24	1	16	0.905463	1.15	0.819863	1.3225	1.970478	575	1133.02
46.5	0.24	1	16	0.921469	1.15	0.849104	1.3225	2.033666	575	1169.36
48.6	0.24	1	16	0.93207	1.15	0.868754	1.3225	2.075984	575	1193.69

Tableau VI.1 : pression dynamique du vent q_{dyn}

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

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

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

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

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

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

a- Parois verticales :

Sens x : h = 48 m; b = 20.41 m.

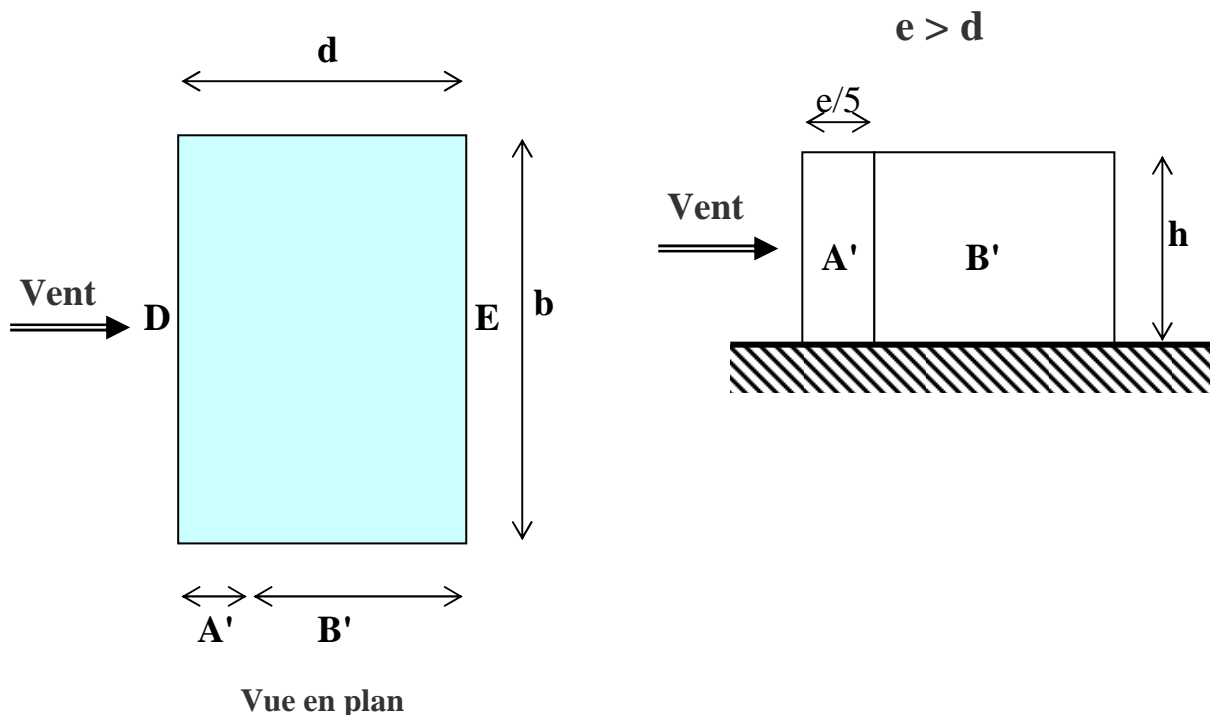
$e = \text{Min}(b, 2h).$

$\Rightarrow e = \text{Min}(26.7, 2 \times 48).$

$e = 26.7 \text{ m}.$

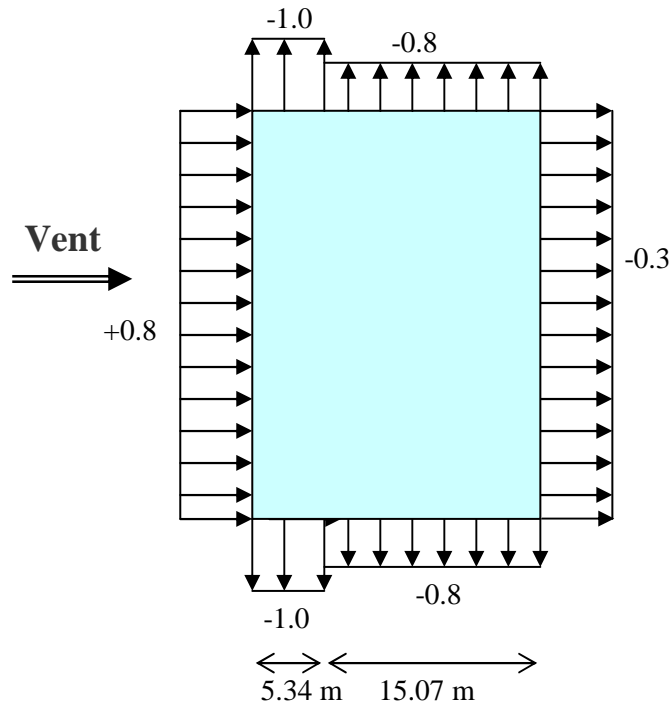
b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. b = 26.7 m

h : hauteur total de la construction.



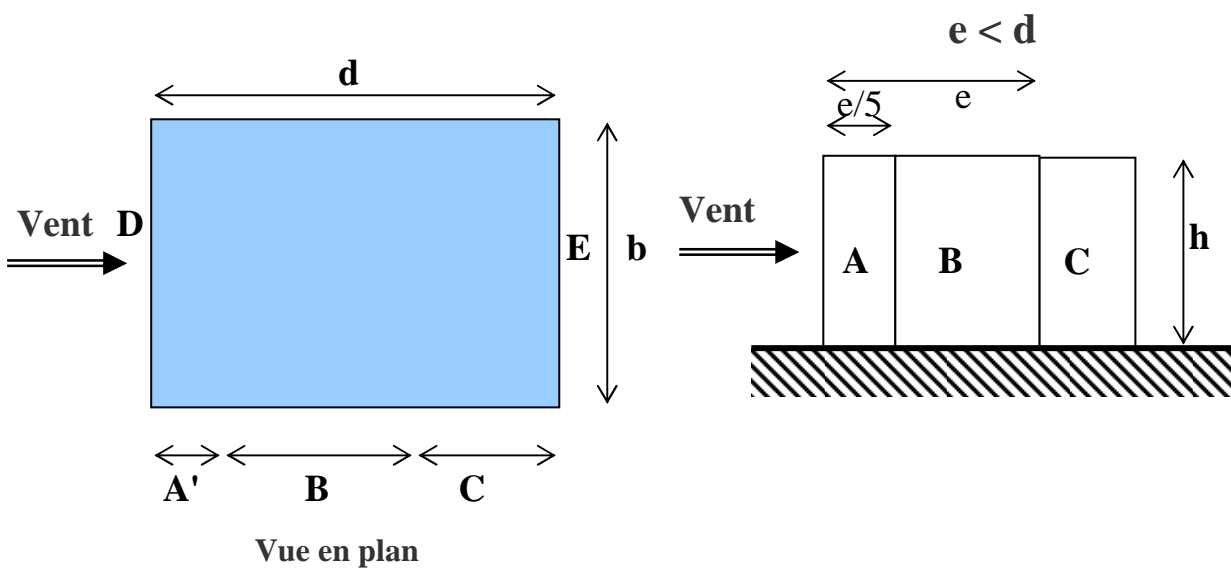
D'après le tableau 5.1 (RNV99. P.65) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3



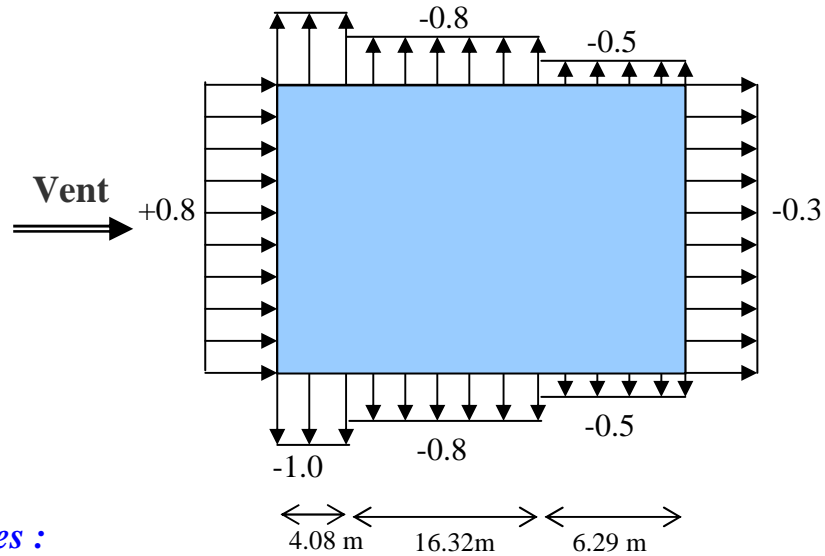
Sens y : $h = 48$ m; $b = 26.7$ m.

$e = \text{Min} (20.41, 2 \times 48).$
 $e = 20.41$ m.



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

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

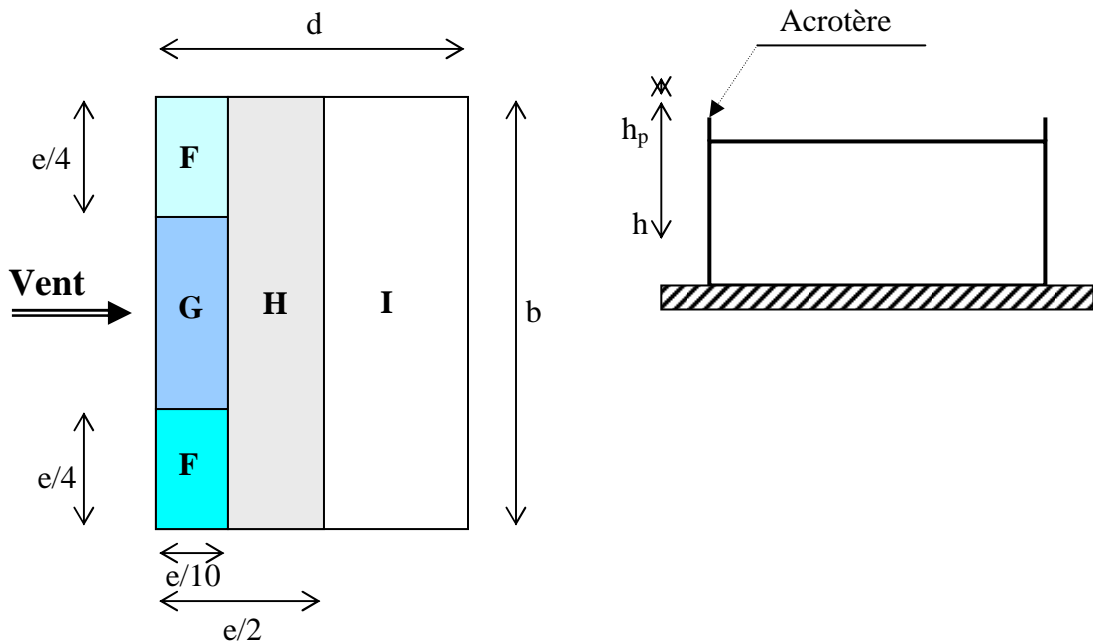


b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

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

b: dimension du coté perpendiculaire au vent



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

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/48 = 0,0125$

4) Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$$C_{pi} = 0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5 \text{ (art 2.2 des RNV99. P78).}$$

5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

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

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

les différents résultants sont donnés dans le tableau suivant

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

6) Calcul de la pression due au vent :

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

Pour déterminer la valeur de la coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RNV.99. P.40):

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

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

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

On prend par exemple $Z_j = 46.5 m$

$$q_{dyn} = 1169.36 N/m^2$$

➤ Pour $C_{pi} = 0.8$:

Zone	C_{pex}	C_{pey}	q_{dyn}	c_{pi}	W_{jx}	C_{dx}	q_{jx}	W_{jy}	C_{dy}	q_{jy}
A	-1	-1	1169	0.8	-2105	0.953	-2005.92	-2104.8	0.96	-2020.65
B	-0.8	-0.8	1169	0.8	-1871	0.953	-1783.04	-1871	0.96	-1796.14
C	0.8	-0.5	1169	0.8	0	0.953	0	-1520.2	0.96	-1459.36
D	-0.3	0.8	1169	0.8	-1286	0.953	-1225.84	0	0.96	0
E		-0.3	1169	0.8	/	/	/	-1286.3	0.96	-1234.84

➤ Pour $C_{pi} = -0.5$:

Zone	C_{peX}	C_{pey}	q_{dyn}	C_{pi}	W_{jx}	C_{dx}	q_{jx}	W_{jy}	C_{dy}	q_{jy}
A	-1	-1	1169	-0.5	-585	0.953	-557.2	-585	0.96	-561.29
B	-0.8	-0.8	1169	-0.5	-351	0.953	-334.32	-351	0.96	-336.78
C	0.8	-0.5	1169	-0.5	1520	0.953	1448.72	0	0.96	0
D	-0.3	0.8	1169	-0.5	234	0.953	222.88	1520	0.96	1459.4
E	/	-0.3	1169	-0.5	/	/	/	233.9	0.96	224.52

7) Calcul des forces de frottement :

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

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

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

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

Z_j : hauteur du centre de l'élément j .

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

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

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport

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

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

Sens x: $b = 20.41$ m; $d = 26.7$ m; $h = 48$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{26.7}{20.41} = 1.30 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{26.7}{48} = 0.55 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

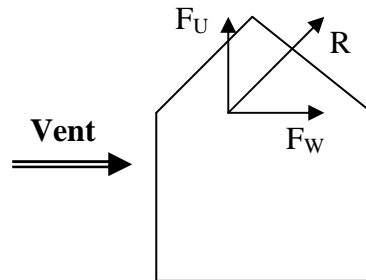
Sens y: $b = 26.7$ m; $d = 20.41$ m; $h = 48$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{20.41}{26.7} = 0.76 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20.41}{48} = 0.42 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

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 :

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

\sum : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Détermination de la force résultante

Z	zone	qdyn	s(x) m2	s(y) m2	cdx	cdy	wj	qi(x)	qj(y)	R(x) (N)	R(y) (N)
1.5	-1.1	16.90001	61.23	80.1	0.953	0.96	-18.59	-17.7163	-17.8464	-1084.77	-1429.5
4.5	-1.1	209.2628	61.23	80.1	0.953	0.96	-230.189	-219.37	-220.981	-13432	-17700.6
7.5	-1.1	360.7047	61.23	80.1	0.953	0.96	-396.775	-378.127	-380.904	-23152.7	-30510.4
10.5	-1.1	479.501	61.23	80.1	0.953	0.96	-527.451	-502.661	-506.353	-30777.9	-40558.9
13.5	-1.1	577.594	61.23	80.1	0.953	0.96	-635.353	-605.492	-609.939	-37074.3	-48856.1
16.5	-1.1	661.4842	61.23	80.1	0.953	0.96	-727.633	-693.434	-698.527	-42459	-55952
19.5	-1.1	735.0037	61.23	80.1	0.953	0.96	-808.504	-770.504	-776.164	-47178	-62170.7
22.5	-1.1	800.596	61.23	80.1	0.953	0.96	-880.656	-839.265	-845.429	-51388.2	-67718.9
25.5	-1.1	859.9168	61.23	80.1	0.953	0.96	-945.908	-901.451	-908.072	-55195.8	-72736.6
28.5	-1.1	914.1416	61.23	80.1	0.953	0.96	-1005.56	-958.295	-965.334	-58676.4	-77323.2
31.5	-1.1	964.1371	61.23	80.1	0.953	0.96	-1060.55	-1010.7	-1018.13	-61885.5	-81552.1
34.5	-1.1	1010.561	61.23	80.1	0.953	0.96	-1111.62	-1059.37	-1067.15	-64865.3	-85478.9
37.5	-1.1	1053.925	61.23	80.1	0.953	0.96	-1159.32	-1104.83	-1112.95	-67648.7	-89146.9
40.5	-1.1	1094.637	61.23	80.1	0.953	0.96	-1204.1	-1147.51	-1155.94	-70261.9	-92590.5
43.5	-1.1	1133.025	61.23	80.1	0.953	0.96	-1246.33	-1187.75	-1196.47	-72725.9	-95837.6
46.5	-1.1	1169.358	61.23	80.1	0.953	0.96	-1286.29	-1225.84	-1234.84	-75058.1	-98910.9
48.3	-2.4	1190.27	12.246	16.02	0.953	0.96	-2856.65	-2722.39	-2742.38	-33338.3	-43933
	-1.9			16.02	0.953	0.96	-2261.51	-2155.22	-2171.05	-26392.8	-34780.3
	-1.5			16.02	0.953	0.96	-1785.41	-1701.49	-1713.99	-20836.5	-27458.1

TableauVI-2 : force résultante

$R_x = -852347N$ / $R_y = -1123216N$

VI -2) Etude Au SEISME :

1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces force peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

➤ **Zone I :** tous groupes

➤ **Zone IIa :**

3. groupe d'usage 3.
- ➔ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
 - ➔ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - ➔ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

➤ **Zone IIb et III :**

- ➔ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ➔ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ➔ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

❖ **Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.**

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

❖ **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

➤ Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; donc le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale.**

❖ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait selon le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à **TIPAZA (Zone III)**, il sera classé en '**Groupe2**'.

❖ **Classification de site :**

D'après l'article (3.3 RPA99version2003); les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

<i>catégorie</i>	<i>Description</i>	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tableau VI-3: Classification des sites

Notre bâtiment est implanté sur un site de catégorie S3 (site meuble).

3. Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 7\%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.88$$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003)

R = 5 (structure mixte avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0.15$ sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

$T_2 = 0.50$ sec

Q = 1.10

c. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

4. Résultats de calcul :**a. Périodes et facteurs de participation modale :**

Mode	Période(sec)	η_x (%)	η_y (%)	$\Sigma\eta_x$ (%)	$\Sigma\eta_y$ (%)	NATURE
1	0.755747	66.4318	1.0537	66.4318	1.0537	Trans x
2	0.735584	1.0588	65.6962	67.4906	66.7498	Trans y
3	0.616468	0.0324	0.4978	67.523	67.2476	torsion
4	0.243928	15.3416	0.1402	82.8646	67.3878	/
5	0.237497	0.1189	15.158	82.9835	82.5459	/
6	0.193133	0.0213	0.1276	83.0048	82.6735	/
7	0.120401	6.9059	0.0056	89.9107	82.6791	/
8	0.116945	0.0036	6.7294	89.9144	89.4085	/
9	0.092274	0.0114	0.0491	89.9257	89.4575	/
10	0.072591	3.5989	0.0001	93.5246	89.4577	/
11	0.07024	0	3.5437	93.5247	93.0014	/
12	0.054572	0.0085	0.0236	93.5331	93.0251	/
13	0.050261	2.1361	0	95.6692	93.0251	/
14	0.048291	0.0001	2.1293	95.6693	95.1543	/
15	0.037699	1.2865	0.0011	96.9557	95.1554	/

Tableau VI-4 : Périodes et facteurs de participation modale

b. Déplacement maximum absolu de chaque niveau :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant en cm.

Niveau	Déplacement maximum	
	Sens x (cm)	Sens y (cm)
N16	12.9	12.45
N115	12.2	11.75
N14	11.45	11.05
N13	10.65	10.25
N12	9.8	9.4
N11	9.45	9.25
N10	9.25	9.15
N9	9.15	9.05
N8	9.1	9.05
N7	8.6	8.6
N6	8.6	8.55
N5	8.5	8.55
N4	8.45	8.4
N3	8.25	8.3
N2	8.1	8.25
N1	5.8	2.85

Tableau VI-5 : Déplacement maximum absolu de chaque niveau

c. Les déplacements maximaux :

Les déplacements sont max au dernier niveau

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant où :

- Translation : (cm) ;
- Rotation : (rad. 10^{-3})

Direction	3DDL					
	U _x (cm)	U _y (cm)	U _z (cm)	R _x	R _y	R _z
Déplacement	12.9	12.45	0	0	0	0.23

Tableau VI-6 : Les déplacements maximaux

d. Les réactions à la base :

SPECTRE	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _x (KN. M)	M _y (KN. M)	M _z (KN. M)
Ex	5374.526	175.751	4.86*10 ⁻⁶	5836.871	170428.494	52536.461
Ey	175.752	5397.338	1.68 *10 ⁻⁵	172037.690	5792.886	69378.979

Tableau VI-7 : Les réactions à la base

1) vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA 99/version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport.

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad r = \frac{0.8 V}{V_t}$$

Les résultats de calcul par la méthode statique équivalente ont été obtenus par un logiciel **MSE99.EXE** :

Le poids total de la structure est $W_T = 8852.809t$

➤ *Sens transversal*

La période dans le sens X : $T_X = C_{T_X} * (H_T)^{3/4} = 0.91 \text{ sec.}$

La période dans le sens Y : $T_Y = 0.09 * H_T / \text{SQRT}(L_Y) = 0.95 \text{ sec.}$

- $T = \min(0.91; 0.95) = 0.91 \text{ se}$

$$\Rightarrow \boxed{D_y = 1.47}$$

➤ *Sens longitudinal*

La période dans le sens X : $T_X = C_{T_X} * (H_T)^{3/4} = 0.91 \text{ sec.}$

La période dans le sens Y : $T_Y = 0.09 * H_T / \sqrt{L_x} = 0.83 \text{ sec.}$

- $T = \min(0.91, 0.83) = T_{(X)} = 0.83 \text{ sec.}$

$T = 0.83s$

$$\Rightarrow \boxed{D_x = 1.56}$$

Sens transversal \longrightarrow $V_y = 631.999 \text{ t}$

Sens longitudinal \longrightarrow $V_x = 669.625 \text{ t}$

Tableau de vérifications des efforts tranchant a la base :

spectre	$F_x(t)$	$F_y(t)$	$V(t)$	$0.8V(t)$	$0.8V < F$
Ex	537.4526	175.751	669.669t	535.735	vérifié
Ey	17.575	539.7338	631.625t	505.30	vérifié

Tableau VI-8 : Vérifications des efforts tranchant a la base

2) vérification des déplacements latéraux inter- étages

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le *RPA99/version2003*, consiste en la vérification des déplacement inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

En effet, selon l'article 5.10 du *RPA99/version 2003*, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{k \max} \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où}$$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_{k \max} = \sqrt{(\Delta_{kx})^2 + (\Delta_{ky})^2}$$

Où : $\Delta_{kx} = (\delta_k)_x - (\delta_{k-1})_x$

Δ_{kx} : correspond au déplacement **relatif** au niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ky}).

Avec :

$(\delta_k)_x$; $(\delta_k)_y$: déplacement horizontal au niveau k dans le sens x et le sens y .

$$(\delta_k)_x = R (\delta_{ek})_x$$

$$(\delta_k)_y = R (\delta_{ek})_y$$

$(\delta_{ek})_x$; $(\delta_{ek})_y$: déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) dans le sens x et le sens y .

2) Résultats des déplacements inter-étage :

a. par les résultats de la méthode modale spectrale :

L'effet de torsion est pris en charge par le logiciel ETABS.

Dans les tableaux qui suivent on définit les paramètres suivants :

$$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{(k-1)x} \quad (\text{Idem selon } y) \quad \text{avec } \mathbf{k} \text{ désigne le niveau considérée}$$

$$\Delta = R \sqrt{\Delta_{kx}^2 + \Delta_{ky}^2}$$

Tableau des vérifications des déplacements entre- étages:

Niveau	$\delta_{kx} (m)$	$\delta_{ky} (m)$	$\Delta_{kx} (m)$	$\Delta_{ky} (m)$	$\Delta (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observations
16	0.129	0.1245	0.007	0.007	0.0098995	0.03	vérifié
15	0.122	0.1175	0.0075	0.007	0.0102591	0.03	vérifié
14	0.1145	0.1105	0.008	0.008	0.0113137	0.03	vérifié
13	0.1065	0.1025	0.0085	0.0085	0.0120208	0.03	vérifié
12	0.098	0.094	0.0035	0.0015	0.0038079	0.03	vérifié
11	0.0945	0.0925	0.002	0.001	0.0022361	0.03	vérifié
10	0.0925	0.0915	0.001	0.001	0.0014142	0.03	vérifié
9	0.0915	0.0905	0.0005	0	0.0005	0.03	vérifié
8	0.091	0.0905	0.005	0.0045	0.0067268	0.03	vérifié
7	0.086	0.086	0	0.0005	0.0005	0.03	vérifié
6	0.086	0.0855	0.001	0	0.001	0.03	vérifié
5	0.085	0.0855	0.0005	0.0015	0.0015811	0.03	vérifié
4	0.0845	0.084	0.002	0.001	0.0022361	0.03	vérifié
3	0.0825	0.083	0.0015	0.0005	0.0015811	0.03	vérifié
2	0.081	0.0825	0.023	0.054	0.0154863	0.03	vérifié
1	0.058	0.0285	0.058	0.0285	0.0143256	0.03	vérifié

Tableau VI-9 : Vérifications des déplacements entre- étages:

b. par les résultats de la méthode statique équivalente :**1. Prise en compte de l'effet de torsion accidentelle :**

Pour la méthode statique équivalente, la prise de l'effet de torsion accidentelle se fait de la manière suivante :

1. Calcul de la force sismique totale $V = \frac{ADQ}{R}W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y)
2. Distribution de la force V_x (et V_y) selon la hauteur du bâtiment et selon les formules suivantes (**RPA99/version2003**) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec : $F_t = 0$ si $T \leq 0.7s$

$F_t = 0.07 T V$ si $T > 0.7s$

$$\text{Et : } F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où : h_i (et h_j) : niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$: poids du niveau i (ou j).

3. Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et dans chaque direction) selon la formule :

$$M_x^i = F_x^i \cdot e_y^i$$

$$M_y^i = F_y^i \cdot e_x^i$$

Où : $e_x^i = 5\%L_x$ (L_x est mesurée au niveau du plancher i).

$e_y^i = 5\%L_y$ (L_y est mesurée au niveau du plancher i).

4. Les moments M_x^i et M_y^i sont appliqués (séparément et de manière statique) au niveau du centre de masse (nœud maître) de chaque plancher i (ce qui provoquera la rotation pure du plancher).
5. Les déplacements (statique) inter- étage correspondant à l'effet de M_x^i et M_y^i (on prendra le cas le plus défavorable des deux) soient Δ_M , seront rajoutés à ceux déduit de l'étude sismique soient Δ_S .
6. Les déplacements résultants : $\Delta = \Delta_M + \Delta_S$ seront comparés aux déplacements limites imposés par le **RPA99/version2003**.

Différents résultats sont donnés à l'aide du logiciel **MSE99.EXE**

2. Résultante des déplacements inter-étage y compris l'effet de torsion additionnelle :

Dans les tableaux qui suivent on définit les paramètres suivants ;

$$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{(k-1)x} \quad (\text{Idem selon } y) \quad \text{avec } k \text{ désigne le niveau considéré}$$

$$\Delta_{\max} = R\sqrt{\Delta_{kx}^2 + \Delta_{ky}^2} \quad \text{Et} \quad \Delta_S = R\sqrt{\Delta_{kx}^2 + \Delta_{ky}^2} \quad (\text{idem pour } \Delta_M)$$

Niveau	$\delta_{kx} (m)$	$\delta_{ky} (m)$	$\Delta_{kx} (m)$	$\Delta_{ky} (m)$	$\Delta (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observations
16	0.0227	0.0239	0.001	-0.0033	0.017241	0.03	vérifié
15	0.0213	0.0272	0.001	0.0018	0.010296	0.03	vérifié
14	0.0199	0.0254	0.001	0.0019	0.010735	0.03	vérifié
13	0.0184	0.0235	0.001	0.0021	0.01163	0.03	vérifié
12	0.0168	0.0214	0.001	0.0022	0.012083	0.03	vérifié
11	0.0151	0.0192	0.001	0.0021	0.01163	0.03	vérifié
10	0.0134	0.0171	0.001	0.0023	0.01254	0.03	vérifié
9	0.0117	0.0148	0.001	0.0022	0.012083	0.03	vérifié
8	0.0099	0.0126	0.001	0.0022	0.012083	0.03	vérifié
7	0.0082	0.0104	0.0017	0.0021	0.013509	0.03	vérifié
6	0.0065	0.0083	0.0015	0.002	0.0125	0.03	vérifié
5	0.005	0.0063	0.0015	0.0018	0.011715	0.03	vérifié
4	0.0035	0.0045	0.0013	0.0017	0.0107	0.03	vérifié
3	0.0022	0.0028	0.001	0.0013	0.008201	0.03	vérifié
2	0.0012	0.0015	0.0008	0.001	0.002336	0.03	vérifié
1	0.0004	0.0005	0.0004	0.0005	0.002335	0.03	vérifié

**Tableau VI-10 : Déplacements inter-étage y compris l'effet de torsion additionnelle
Pour la méthode statique équivalente**

Calcul des Moments de Torsion Additionnelle :

Niveau	Moment de torsion M_x^i (tm)	Moment de torsion M_y^i (tm)
16	158.503	153.507
15	255.805	244.824
14	346.619	330.053
13	430.947	409.194
12	508.789	482.248
11	580.143	549.213
10	638.804	604.267
9	691.599	653.815
8	738.527	697.857
7	779.591	736.394
6	814.788	769.426
5	841.17	794.186
4	862.276	813.994
3	878.105	828.849
2	888.658	838.753
1	893.951	843.753

tableauVI-11 : Moments de torsion additionnelle.➤ **Déplacements (statiques) Inter-Etage dus à M_y^i :**

Niveau	Z(m)	noeud	δ_{cx} (mm)	δ_{cy} (mm)	Δ_{cx} (mm)	Δ_{cy} (mm)	Δ_M (mm)
16	48	357	0.0227	0.0239	0.0014	0.0033	0.01792345
15	45	358	0.0213	0.0272	0.0014	0.0018	0.01140175
14	42	359	0.0199	0.0254	0.0015	0.0019	0.01210372
13	39	360	0.0184	0.0235	0.0016	0.0021	0.01320038
12	36	361	0.0168	0.0214	0.0017	0.0022	0.01390144
11	33	362	0.0151	0.0192	0.0017	0.0021	0.01350926
10	30	363	0.0134	0.0171	0.0017	0.0023	0.01430035
9	27	364	0.0117	0.0148	0.0018	0.0022	0.01421267
8	24	365	0.0099	0.0126	0.0017	0.0022	0.01390144
7	21	366	0.0082	0.0104	0.0017	0.0021	0.01350926
6	18	367	0.0065	0.0083	0.0015	0.002	0.0125
5	15	368	0.005	0.0063	0.0015	0.0018	0.01171537
4	12	369	0.0035	0.0045	0.0013	0.0017	0.01070047
3	9	370	0.0022	0.0028	0.001	0.0013	0.00820061
2	6	371	0.0012	0.0015	0.0008	0.001	0.00640312
1	3	372	0.0004	0.0005	0.0004	0.0005	0.00320156

TableauVI-12 : Déplacements (statiques) Inter-Etage dus à M_y^i

➤ Déplacements (statiques) Inter-Etage dus à M_x^i :

Niveau	Z(m)	noeud	δ_{cx} (mm)	δ_{cy} (mm)	Δ_{cx} (mm)	Δ_{cy} (mm)	Δ_M (mm)
16	48	357	0.0227	0.0239	0.0014	0.0033	0.01792345
15	45	358	0.0213	0.0272	0.0014	0.0018	0.01140175
14	42	359	0.0199	0.0254	0.0015	0.0019	0.01210372
13	39	360	0.0184	0.0235	0.0016	0.0021	0.01320038
12	36	361	0.0168	0.0214	0.0017	0.0022	0.01390144
11	33	362	0.0151	0.0192	0.0017	0.0021	0.01350926
10	30	363	0.0134	0.0171	0.0017	0.0023	0.01430035
9	27	364	0.0117	0.0148	0.0018	0.0022	0.01421267
8	24	365	0.0099	0.0126	0.0017	0.0022	0.01390144
7	21	366	0.0082	0.0104	0.0017	0.0021	0.01350926
6	18	367	0.0065	0.0083	0.0015	0.002	0.0125
5	15	368	0.005	0.0063	0.0015	0.0018	0.01171537
4	12	369	0.0035	0.0045	0.0013	0.0017	0.01070047
3	9	370	0.0022	0.0028	0.001	0.0013	0.00820061
2	6	371	0.0012	0.0015	0.0008	0.001	0.00640312
1	3	372	0.0004	0.0005	0.0004	0.0005	0.00320156

Tableau VI-13 : Déplacements (statiques) Inter-Etage dus à M_x^i

➤ Déplacements Résultants : $\Delta = \Delta_M + \Delta_S$

Niveau	Z (m)	Δ_S (m)	Δ_M (m)	Δ_S (m) + Δ_M (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
16	48	0.00358469	0.01792345	0.021508138	0.03	vérifie
15	45	0.00228035	0.01140175	0.013682105	0.03	vérifie
14	42	0.00242074	0.01210372	0.014524462	0.03	vérifie
13	39	0.00264008	0.01320038	0.015840455	0.03	vérifie
12	36	0.00278029	0.01390144	0.016681727	0.03	vérifie
11	33	0.00270185	0.01350926	0.016211107	0.03	vérifie
10	30	0.00286007	0.01430035	0.01716042	0.03	vérifie
9	27	0.00284253	0.01421267	0.017055204	0.03	vérifie
8	24	0.00278029	0.01390144	0.016681727	0.03	vérifie
7	21	0.00270185	0.01350926	0.016211107	0.03	vérifie
6	18	0.0025	0.0125	0.015	0.03	vérifie
5	15	0.00234307	0.01171537	0.014058449	0.03	vérifie
4	12	0.00214009	0.01070047	0.012840561	0.03	vérifie
3	9	0.00164012	0.00820061	0.009840732	0.03	vérifie
2	6	0.00128062	0.00640312	0.007683749	0.03	vérifie
1	3	0.00064031	0.00320156	0.003841875	0.03	vérifie

Tableau VI-14 : Déplacements résultants : $\Delta = \Delta_M + \Delta_S$

→ Conclusion :

Les déplacements inter -étage sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le (RPA99/version 2003.)

3) JUSTIFICATION DE LEFFET P-Δ :

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

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

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

h_k : hauteur de l'étage k

- La vérification sera faite pour le cas statique.
- Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

→ Sens longitudinal :

niveau	Δk (m)	V_x (t)	$W(t)$	P_k (KN)	$h(m)$	θ
15	0.003585	118.729	434.289	4342.89	3	0.0437071
14	0.00228	191.614	432.988	8672.77	3	0.0344042
13	0.002421	259.64	432.988	8659.76	3	0.026913
12	0.00264	322.807	432.988	8659.76	3	0.0236079
11	0.00278	381.115	432.988	8659.76	3	0.0210581
10	0.002702	434.564	481.378	9143.66	3	0.0189499
9	0.00286	478.505	481.378	9627.56	3	0.0191816
8	0.002843	518.052	481.378	9627.56	3	0.0176087
7	0.00278	553.205	481.378	9627.56	3	0.0161287
6	0.002702	583.964	481.378	9627.56	3	0.0148481
5	0.0025	610.328	532.308	10136.86	3	0.0138407
4	0.002343	630.09	532.308	10646.16	3	0.0131964
3	0.00214	645.9	532.308	10646.16	3	0.0117582
2	0.00164	657.757	532.308	10646.16	3	0.0088488
1	0.001281	665.662	532.308	10646.16	3	0.0068272
0	0.00064	669.626	544.608	10769.16	3	0.0034326

Tableau VI-15 : vérification de l'effet P-Δ Sens longitudinal

→ Sens transversal :

niveau	Δk (m)	V_x (t)	W	P_k (KN)	h (m)	θ
15	0.003585	114.986	434.289	434.289	3	0.004513
14	0.00228	183.389	432.988	8672.77	3	0.035947
13	0.002421	247.231	432.988	8659.76	3	0.028264
12	0.00264	306.512	432.988	8659.76	3	0.024863
11	0.00278	361.234	432.988	8659.76	3	0.022217
10	0.002702	411.396	481.378	9143.66	3	0.020017
9	0.00286	452.634	481.378	9627.56	3	0.020278
8	0.002843	489.749	481.378	9627.56	3	0.018626
7	0.00278	522.739	481.378	9627.56	3	0.017069
6	0.002702	551.606	481.378	9627.56	3	0.015719
5	0.0025	576.349	532.308	10136.86	3	0.014657
4	0.002343	594.896	532.308	10646.16	3	0.013977
3	0.00214	609.733	532.308	10646.16	3	0.012456
2	0.00164	620.861	532.308	10646.16	3	0.009375
1	0.001281	628.28	532.308	10646.16	3	0.007233
0	0.00064	632	544.608	10769.16	3	0.003637

Tableau VI-16 : vérification de l'effet P- Δ Sens transversal

Remarque :

→ Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

Chapitre : VII Ferrailage des éléments structuraux

VII-1) FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont calculées 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	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

a. 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 (C1)

▪ **Selon le R.P.A 99/version 2003 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

G+Q+E.....(C2)

0.8G+E.....(C3)

La combinaison (2) comprend à 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 combinaison (3).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1^{ere}) $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2^{eme}) $M_1^{\max}, N^{\text{corr}}$

3^{eme}) $M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$

4^{eme}) $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

b. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III)}$$

- 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 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

c. Résultats donnés par ETABS9.0.7

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel **ETABS9.0.7** sont résumés dans les tableaux qui suivront :

Nous avons retenu en tout trois (03) zones :

- Zone I (RDC, 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage) : Poteaux 90x60
- Zone II (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage) : Poteaux 70x50
- Zone III (11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème}, 15^{ème} étage) : Poteaux 50x35

▪ **COMBINAISONS D' ACTIONS :**

❖ **1,35 G + 1,5 QC1**

❖ **G+Q+E C2**

❖ **0,8G+EC3**

▪ Identification des poteaux :

➤ **Zone I (90x60) :**

- Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C51 étage 1 c3 sens x**
- Pour (M_1^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C1 étage 1 c2 sens x**
- Pour (M_2^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C6 étage 1 c2 sens y**
- Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C6 étage 1 c2 sens y**

➤ **Zone II (70x50):**

- Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C4 étage 11 c3 sens x**
- Pour (M_1^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27 étage 8 c2 sens x**
- Pour (M_2^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C21 étage 11 c2 sens y**
- Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C30 étage 7 c1 sens x**

➤ **Zone III (50x35):**

- Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C4 étage 14 c1 sens y**
- Pour (M_1^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27 étage 13 c2 sens y**
- Pour (M_2^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C21 étage 13 c2 sens y**
- Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C7 étage 12 c2 sens y**

Tableau des Efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables

zone	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kNm]	M_1^{\max} [kNm]	N^{corr} [kN]	M_2^{\max} [kNm]	N^{corr} [kN]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kNm]	T^{\max} [kN]
Zone I	90×60	3609,6	106,448	236,2	3441,6	150,98	988,47	3,23	101,94	157,44
combinaisons		G+Q+ E_x		G+Q+E_y		G+Q+E_y		G+Q+E_x		
Zone II	70x50	1696,6	13,552	134,35	668,97	102,11	468,92	2,38	38,4	95,72
combinaisons		1,35G+1,5Q		G+Q+E_y		G+Q+E_x		0.8G+E_y		
Zone III	50x35	774,57	14,789	85,766	277,23	59,958	318,39	0,34	3,369	57,13
combinaisons		1,35G+1,5Q		G+Q+E_y		G+Q+E_x		0.8G+E_x		

TableauVII-1 : Efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables

▪ *Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version2003
en zone III ($A=0,9 \% b \times h$):*

- *Zone I (RDC, 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage): Poteaux 90x60 $A_{S \min}=48,6 \text{ cm}^2$*
- *Zone II (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage): Poteaux 70x50 $A_{S \min}=31,5 \text{ cm}^2$*
- *Zone III (11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème}, 15^{ème} étage): Poteaux 50x35 $A_{S \min}=15,75 \text{ cm}^2$*

❖ *Ferrailage longitudinal:*

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- *Une section partiellement comprimée (s.p.c).*
- *Une section entièrement comprimée (s.e.c).*
- *Une section entièrement tendue (s.e.t).*

Pour la détermination des armateurs à L'E L U on a appliqué les méthodes simplifiées :

▪ *Section partiellement comprimée :*

- L'effort normal étant un effort de compression; Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
- L'effort normal est un effort 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 :*

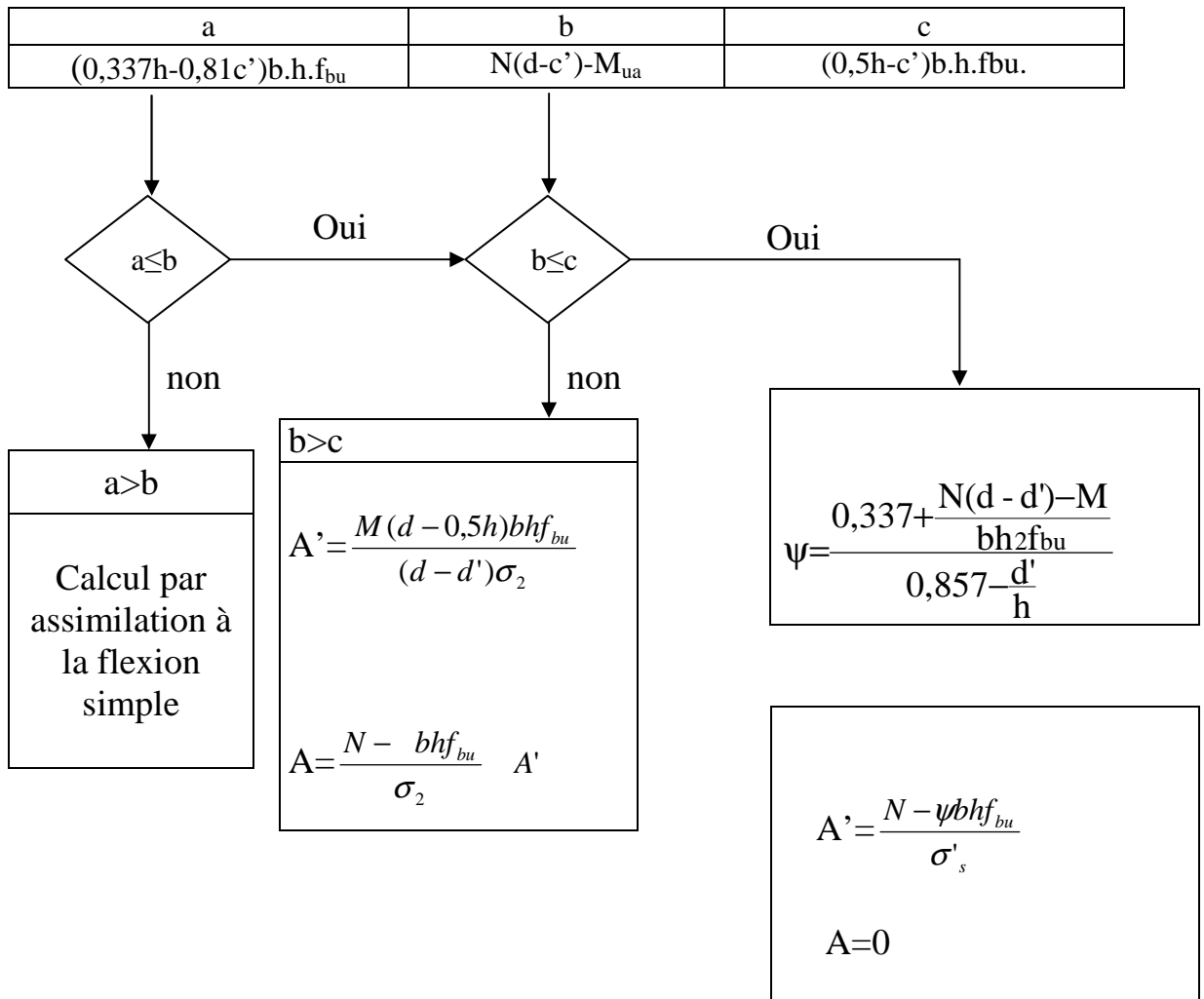
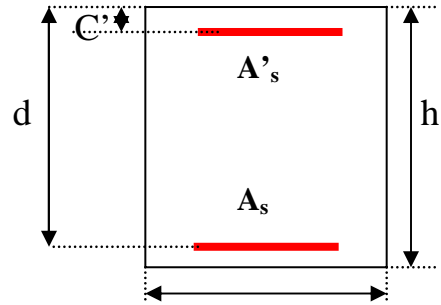
Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

▪ *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 d'armateurs.

ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE

N : effort normal
 M : moment flechissant.
 d=0,9.h



Exemple de ferrailage

Soit un poteau C30 du 7^{ème} étage (dimensions : 70x50) (Zone II) :

$c = c' = 7 \text{ cm}$; Section = 70x50 cm² ; acier Fe E400.

1 ^{ère} cas)	N _{max} = 1696,61 KN	;	M _{corres} = 13,552 KN.m	(1,35G+1,5Q)
2 ^{ème} cas)	N _{min} = 2,38 KN	;	M _{corres} = 38,4 KN.m	(G+Q+EY).
3 ^{ème} cas)	M _{1max} = 134,353 KN.m	;	N _{corres} = 668,97 KN	(G+Q+EX).
4 ^{ème} cas)	M _{2max} = 102,112 KN.m	;	N _{corres} = 468,92 KN	(0.8G+E _y).

1^{er} Cas :

$$N_{\max} = 1696,61 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corres}} = 13,552 \text{ KN.m}$$

$$GC = e = M/N = 0,0078 \text{ m}$$

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central de la section (e < h/6) totale rendue homogène, est N est un effort de compression donc : SEC

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

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$= (0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,07) \times 0,5 \times 0,7 \times 14,17$$

$$A = 0,88 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times \alpha - M_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,63 - 0,7/2 = 0,28 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 13,552 \cdot 10^{-3} + 1696,61 \cdot 10^{-3} \times 0,28 = 0,488 \text{ MN.m}$$

$$B = 1696,61 \cdot 10^{-3} \times (0,63 - 0,07) - 0,488 = 1,093 \text{ MN.m}$$

$$A < B$$

$$C = (0,5h - C') b h f_{bu}$$

$$C = 1,44$$

B < C donc: on aura A_s' uniquement.

$$\Psi = 0,75$$

$$\varepsilon_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot (1 + \{1,719 - 4,01 \cdot (C/h)\} \sqrt{1 - \Psi})$$

$$\varepsilon_s = 3,32 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s' = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < 0 \text{ cm}^2$$

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

2^{eme} Cas:

$$N_{\min} = 2,38 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corres}} = 38,4 \text{ KN.m}$$

$$GC = e = M/N = 16,13 \text{ m}$$

Le centre de pression C se trouve à l'extérieur de la section, l'effort normal étant un effort de compression, donc : SPC

$$A = 1,14 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = 0,28 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 0,00238 \times 0,28 + 0,0384 = 0,041 \text{ MN.m}$$

$$B = 0,01238 \cdot (0,6 - 0,03) + 0,039 = 0,049 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0,0114 < 0,186 \text{ domaine 1}$$

$$\alpha = 0,0143 \Rightarrow Z = 0,626 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

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

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 1,527 \text{ cm}^2$$

3^{eme} Cas:

$$M_{1\max} = 134,353 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cones}} = 668,97 \text{ KN}$$

$$GC = e = M/N = 0,2 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$, l'effort normal étant un effort de compression, donc : SPC

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = 1,14 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 0,321 \text{ MN.m}$$

$$B = 0,0798 \text{ MN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ Calcul par assimilation à la flexion simple

$$\mu_a = 0,0366$$

$$\mu_a < 0,186 \Rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\alpha = 0,0466 \Rightarrow Z = 0,618 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

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

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < 0 \text{ cm}^2$$

4^{eme} Cas:

$$M_{2\max} = 102,112 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cones}} = 468,92 \text{ KN}$$

$$GC = e = M/N = 0,217 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$, l'effort normal étant un effort de compression, donc : SPC

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$A = 1,14 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 0,195 \text{ MN.m}$$

$$B = 0,001 \text{ MN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ Calcul par assimilation à la flexion simple

$$\mu_a = 0,027$$

$$\mu_a < 0,186 \Rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\alpha = 0,035 \Rightarrow Z = 0,621 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < 0 \text{ cm}^2$$

le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s\min} = 0,9\% bh$ (**zone III**)

$$A_{SCALC} < A_{SRPA}$$

Donc : on prend la plus grande valeur des deux :

$$\Rightarrow \boxed{A_{s\min} = 31,5 \text{ cm}^2}$$

Choix des armature : **$4 HA25 + 6 HA16 = 31,69 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} > \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\min} > \frac{0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,63 \cdot 2,1}{400} \cdot 10^4 \Leftrightarrow A_{s\min} = 3,803 \text{ cm}^2$$

Donc : condition vérifiée.

■ **Armatures transversales :**

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 95,72 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{95,72}{0,5 \times 0,63} = 0,303 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

■ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_e$$

■ **Condition d'espacement :**

En zone courante : $t' \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi)$

En zone nodale : $t \leq 10$

On opte pour un espacement de 10 cm en zone nodale et de 16cm en zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \left(\frac{0,7 \times 3}{0,7}; \frac{0,7 \times 3}{0,5} \right) = (3; 4,2) < 5$$

Donc: $\rho_a = 3,75$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h_1 f_e} = \frac{3,75 \times 95,72 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,7 \times 400} = 1,281 \text{ cm}^2$$

Soit $2,01 \text{ cm}^2$, choix des barres : 2 cadres 2T8 déployés.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0,8\% \quad \text{RPA99/version 2003.}$$

$$2,01 / 10 \times 50 = 0,446\% < 0,8\% \quad \text{non vérifiée}$$

RPA99/version 2003: On prend $A_t = 4T10 + 2T8 = 4,15 \text{ cm}^2$.

$$4,15 / 50 \times 10 = 0,83 > 0,8$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° .

Ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

Résultats du ferrailage pour les autres zones :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Ferrailage obtenu par N_{max} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N max [kN]	Mcorr [kN.m]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
Zone I	90x60	3609,63	106.448	2,46	1,256	SEC	0.00	48,6
Zone II	70x50	3268.21	80.569	1,368	0,529	SEC	0.00	31,5
Zone III	50x35	774,57	14,789	0,466	0,156	SEC	0.00	15,75

Ferrailage obtenu par M_{1max} et N_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	M _{1max} [kN.m]	Ncorr [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
Zone I	90x60	236,196	3441,61	2,46	1,07	SPC	0.00	48,6
Zone II	70x50	134,353	668,97	1,368	0,74	SPC	0.00	31,5
Zone III	50x35	85,766	277,23	0,466	0,256	SPC	0.00	15,75

Ferrailage obtenu par M_{2max} et N_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	M _{2max} [kN.m]	Ncorr [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
Zone I	90x60	150,983	988,47	2,46	0,22	SPC	0.00	48,6
Zone II	70x50	102,112	468,92	1,368	0,51	SPC	0.00	31,5
Zone III	50x35	59,958	318,39	0,466	0,257	SPC	0.00	15,75

Ferrailage obtenu par N_{min} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N min [kN]	Mcorr [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A _{CAL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
Zone I	90x60	3,23	101,935	2,46	0,104	SPC	3,4	48,6
Zone II	70x50	2,38	38,4	1,368	0,04	SPC	1,6	31,5
Zone III	50x35	0,34	3,369	0,46	0,0035	SPC	0,1	15,75

Les sections adoptées sont les sections minimales exigées par le **RPA99/version2003** :

❖ Zone I : 90x60 $A_{S\min}=48,6 \text{ cm}^2$ choix : **6HA25+8HA20** = 54,58 cm²

Avec : $A_t = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$.

❖ Zone II 70x50 $A_{S\min} = 31,5 \text{ cm}^2$ choix : **4HA25 + 6HA16** = 31,69 cm²

$A_t = 4T10+2T8 = 4,15 \text{ cm}^2$.

❖ Zone III 50x35 $A_{S\min}=15,75 \text{ cm}^2$ choix : **8HA16** = 16,08 cm²

$A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

VII-2) FERRAILAGE DES POTEAUX SOLIDAIRES DES VOILES :

Les poteaux solidaires des voiles, vont être ferrailés avec la section maximale d'acier obtenue, lorsqu'ils sont considérés comme non solidaires (au même niveau) du voile et comme solidaire de ce dernier.

Niveau	Section [cm ²]	AS _{VOILE} (cm ²)	AS _{POTEAU} (cm ²)	AS _{adopter} (cm ²)	Choix des barres
Zone I	90×60	54,24	54,58	54,58	6HA25+8HA20
Zone II	70×50	37,68	31,69	38,48	4HA25+6HA16
Zone III	50×35	18,18	16,08	20,61	4HA20+4HA16

TABLEAU VII-2 : FERRAILAGE DES POTEAUX SOLIDAIRES DES VOILES

VII-3) FERRAILAGES DES POUTRES :**1. Introduction :**

Les poutres sont 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 :

situations	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

2. Combinaisons d'action :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **selon BAEL 91 :**

E.L.U. :

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ en travée}$$

- **selon le R.P.A 99/version 2003 :**

$$\begin{aligned} G+Q \pm E & \text{ sur appuis} \\ 0.8G \pm E & \end{aligned}$$

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 ϕ en zone III.

▪ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

4. Présentation des résultats :

Effort interne à différents niveaux selon l' ELU

Niveau	Section [cm ²]			1,35G+1,5Q	
				N° de poutre	M _{max} [kN.m]
RDC-15 ^{eme}	Poutres principales (sens transversal)	30×50	En travée	B35	88,056

Effort interne à différents niveaux selon le RPA99/version2003

Situation accidentelle

(0.8G±E)

Niveau	Section [cm ²]			0.8G±E	
				N° de poutre	M _{max} [kN.m]
RDC -15 ^{eme}	Poutres principales	30×50	Sur appui	B4	148,93

(G+Q±E)

Niveau	Section [cm ²]			G+Q±E	
				N° de poutre	M _{max} [kN.m]
RDC -15 ^{eme}	Poutres principales (sens transversal)	30×50	Sur appui	B4	150,06

Effort tranchant maximal

Valeur de T _{max}	N°	niveau	combinaisons
135,33	B28	8	G+Q+E

5. Résultats du ferrailage:**EXEMPLE DE FERRAILAGE :****a. Ferrailage longitudinal :***Ferrailage en travée :(situation durable)*B = 50*30 cm² (poutre porteuse), sens transversal ; F_e = 400 MPA.M_{ult} = **88,056** KN.mM_{ser} = 65,032 KN.m

D'après le B.A.E.L 91 :

 $\alpha_c = 0,4274$ $\mu_c = 0,2835$

d = 0.9*0.5 = 0.45 m

 $\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.102$ $\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) / 0.8 = 0.134$

Z = d.(1 - 0.4.α) = 0.425 m.

A_s = 0.08856 / (0,429*348) = 5.9 cm².*Ferrailage sur appui :(situation accidentelle)* $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$ M_{max} = **150,06** KN.mM_{ser} = **65,032** KN.m

Donc :

 $\mu = 0.150 / (0.3 \times 0.45^2 \times 18.48) = 0.133$ $\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) / 0.8 = 0,179$

Z = d.(1 - 0.4.α) = 0.417 m.

A_s = 0.150 / (0,417*400) = 8,9 cm².

Vérifications nécessaires pour les poutres :**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2. \text{ (Condition vérifiée)}$$

Armatures de construction :

$$A_C = A_S / 4 = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } (3 \Phi 14) = 4,62 \text{ cm}^2$$

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot 30 \cdot 50 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée ; alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_S = 8,9 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$6 \text{ HA14 } (9.24 \text{ cm}^2)$$

b. Armatures transversales :

$$V_u^{\max} = 135,33 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.13533 / 0.3 \times 0.45 = 1,002 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \quad (\text{vérifiée}).$$

Dispositions constructives :

Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.

$$d = 45 \text{ cm.}$$

Donc: $S_t \leq 40 \text{ cm.}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$

Section minimale des armatures transversales BAEL.91. ART.1.2.2 :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0.4 \times b_0$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e.$$

$$A_t = 0.4 \times 30 \times 0.25 / 400 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

Soit 1 cadre T8 + un etrier T8 = 2.01 cm².

VERIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :

1. Appui de rive :

a. Vérification de la section d'armatures longitudinale inférieure :

On doit vérifiée que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e.$$

$9.24 \cdot 10^{-4} \geq 0.13533 \cdot 1,15 / 400 = 3.89 \cdot 10^{-4}$ la condition est vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}.$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

a ?

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 24,69 \varphi_1$$

φ_1 : armatures longitudinales.

l_s : longueur de scellement droit.

$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \text{ (feE400, } \psi_s = 1,5)$$

$$l_a = (35 - 24,69) \cdot 1,4 = 14,43 \text{ cm.}$$

$$L_{a,\min} = r + 0,5 \varphi_1$$

$$r = 5,5 \cdot \varphi_1$$

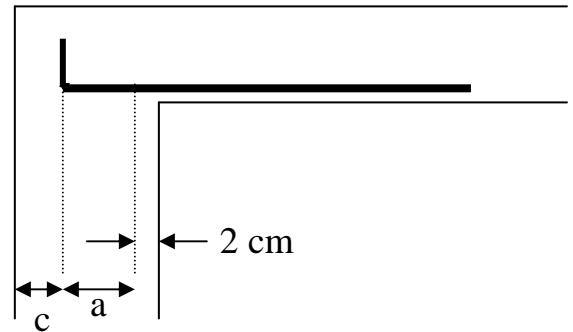
$$l_{a,\min} = 6,1,4 = 8,4 \text{ cm.}$$

$$a = 14,43 - 2 = 12,43 \text{ cm.}$$

a : doit vérifiée la condition suivante:

$$\frac{3,75 \cdot V_u}{b \cdot f_e} \leq a \leq 0,9 \cdot d$$

$$0,042 \text{ cm} \leq a = 12,43 \text{ cm} \leq 40,5 \text{ la condition est vérifiée.}$$



Vérification $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$$V_u = 0,1353 \text{ MN} \leq 0,267 \times 0,1243 \times 0,3 \times 25 = 0,248 \text{ MN} \text{ la condition est vérifiée.}$$

2. APPUI INTRMIDIAIRE:

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0,9 \cdot d) = 0,331 \geq 0,0 \quad (V_u \geq 0 ; M_u \geq 0)$$

On doit vérifiée :

$$A_{sl} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_{sl} \geq 0,12 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée}$$

VII- 4) FERRAILLAGE DES VOILES :

1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

A) VOILES PLEINS :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

- Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- 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.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- 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).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

- Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

a. Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \geq 1.5e \quad e : \text{Epaisseur du voile.}$$

$$S \geq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

- Zone I (RDC, 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage)
- Zone II (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage)
- Zone III (11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème}, 15^{ème} étage)

b. Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3} \right).$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

EXEMPLE D'APPLICATION:

(Voile V3; zone I)

$L = 1.7 \text{ m}$

$\sigma_1 = 9227.09597 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = -5342.09597 \text{ KN/m}^2$

σ_1, σ_2 correspondent à la contrainte σ_{22} , à la base de l'élément "SHELL".

$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0.62 \text{ m}$

$L' = L - L_t = 3.3 - 1.53 = 1,08 \text{ m}$

$d \leq \min(4,02 / 2, (2/3) \times 1.76) = 0.71 \text{ m}$ soit : $d = 0.71 \text{ m}$

$\sigma_1' = (L_t - d) \sigma_2 / a = -309.301 \text{ KN/m}^2$

$v' = d / 2 = 0.35 \text{ m}$

$s' = e \cdot d = 0.14 \text{ m}^2$

$I' = \frac{e \cdot d^3}{12} = 0.0061 \text{ m}^4$

$N = (\sigma_1' + \sigma_2) s' / 2 = - 325.351 \text{ KN}$

$M = (\sigma_1' - \sigma_2) I' / 2 v' = 52.8198 \text{ KN.m}$

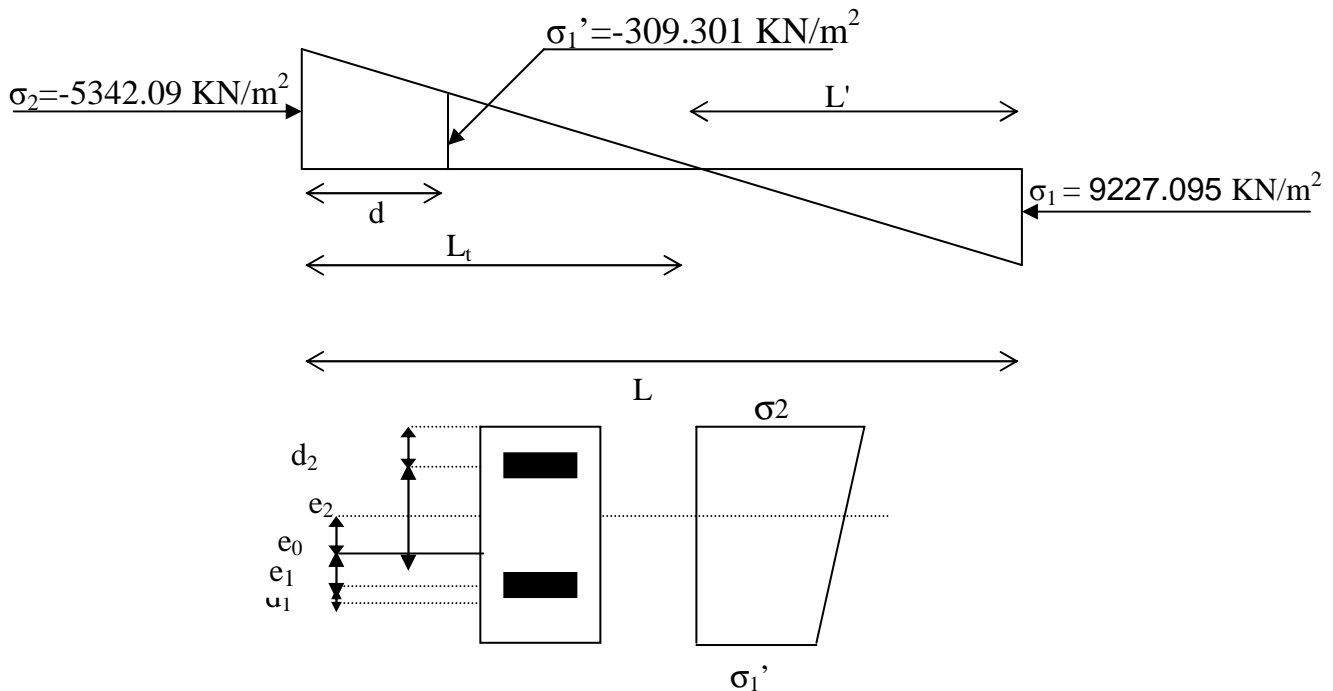


Diagramme des contraintes

$$e_0 = M/N = - 0.162 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.05 \text{ m} < h/6 \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$d_1 = d_2 = 0.05 \text{ m}$$

$$e_1 = v' - d_1 - e_0 = 0.14 \text{ m}$$

$$e_2 = v' - d_2 + e_0 = 0.47 \text{ m}$$

$$A_s = N e_2 / (e_1 + e_2) \sigma_{10} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N e_1 / (e_1 + e_2) \sigma_{10} = 3.087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 3.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.002 \times 0.2 \times 0.62 \times 10^4 = 2.48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.0015 \times 0.2 \times 1.7 \times 10^4 = 5.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ adopté} = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 3.55 \text{ cm}^2$$

→ Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 3.55 \times (1.7/2) = 6.03 \text{ cm}^2. (\text{ pour les 2 face })$$

Choix des barres :

Zone d'about : 4HA12, S = 10cm.

Zone courant : 8HA10, S = 20cm.

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

→ VOILES : V3

VOILE	V3		
	I	II	III
NI	-325.351848	153.00042	-27.6779
MI (KN.m)	52.81982992	52.543321	25.953702
L (m)	1.7	1.7	1.7
Nature	SEC	SEC	SEC
Lt (m)	0.623340209	0.2564462	0.4698293
d (m)	0.717773194	0.9623692	0.8201138
$\sigma'1$	809.3013433	2496.8989	988.89256
NI (KN)	-325.351848	153.00042	-27.6779
MI (KN.m)	52.81982992	52.543321	25.953702
AS1+AS2 (cm2)	2.466581883	-5.458242	-1.012787
AS (RPA) cm2	2.493360836	1.0257848	1.8793173
Asmin(cm2)	5.1	5.1	5.1
A cm2 (adoptee)	5.1	5.1	5.1
As/ml/face	3.552654266	2.6497107	3.1093246
St (about) cm	10	10	10
St (courante) cm	20	20	20
HA d'about	8HA12	8HA10	8HA10
HA courant	16HA12	16HA10	16HA10

Tableau VII-3 : Calcul de la section d'armateur pour voile3

→ VOILES : V4

VOILE	V4		
ZONE	I	II	III
NI	-332.502828	29.948119	-78.82603
MI (KN.m)	50.8627862	41.955736	27.635973
L (m)	1.7	1.7	1.7
Nature	SEC	SEC	SEC
Lt (m)	0.632090988	0.3910267	0.5329183
d (m)	0.711939341	0.8726488	0.7780545
$\sigma'I$	675.2869937	1824.4437	862.98545
NI (KN)	-332.502828	29.948119	-78.82603
MI (KN.m)	50.8627862	41.955736	27.635973
ASI+AS2 (cm2)	2.701939979	-2.869327	-0.254216
AS (RPA) cm2	2.528363951	1.5641069	2.131673
Asmin (cm2)	5.1	5.1	5.1
A cm2 (adoptee)	5.1	5.1	5.1
As/ml/face	3.58176582	2.9221376	3.2774054
St (about) cm	10	10	10
St (courante) cm	20	20	20
HA d'about	8HA12	8HA10	8HA10
HA courant	16HA12	16HA10	16HA10

Tableau VII-4 : Calcul de la section d'armateur pour voile4

→ VOILES : V5

VOILE	V5		
ZONE	I	II	III
NI	-566.355667	91.996783	-75.39096
MI (KN.m)	139.5567444	92.227111	52.19913
L (m)	1.9	1.9	1.9
Nature	SEC	SEC	SEC
Lt (m)	0.650888781	0.4137978	0.5483015
d (m)	0.832740813	0.9908015	0.9011323
$\sigma'I$	2636.881956	3282.6798	1510.1333
NI (KN)	-566.355667	91.996783	-75.39096
MI (KN.m)	139.5567444	92.227111	52.19913
ASI+AS2 (cm2)	2.524680866	-6.125081	-1.355579
AS (RPA) cm2	2.603555123	1.655191	2.1932062
Asmin (cm2)	5.7	5.7	5.7
A cm2 (adoptee)	5.7	5.7	5.7
As/ml/face	3.422433434	2.8764591	3.1626876
St (about) cm	10	10	10
St (courante) cm	20	20	20
HA d'about	8HA12	8HA10	8HA10
HA courant	18HA12	18HA10	18HA10

Tableau VII-5 : Calcul de la section d'armateur pour voile5

→ VOILES : V6

VOILE	V6		
ZONE	I	II	III
NI	-593.009831	19.237775	-207.3016
MI (KN.m)	46.99496067	60.969938	22.539305
L (m)	1.9	1.9	1.9
Nature	SEC	SEC	SEC
Lt (m)	0.856600711	0.4567432	0.7898589
d (m)	0.695599526	0.9621712	0.7400941
$\sigma'I$	-1348.81932	2075.7222	-166.0173
NI (KN)	-593.009831	19.237775	-207.3016
MI (KN.m)	46.99496067	60.969938	22.539305
ASI+AS2 (cm2)	7.765530335	-3.36617	2.3903737
AS (RPA) cm2	3.426402843	1.8269729	3.1594355
Asmin cm2	5.7	5.7	5.7
A cm2 (adoptee)	7.765530335	5.7	5.7
As/ml/face	5.581897372	2.9620509	3.8508618
St (about) cm	10	10	10
St (courante) cm	20	20	20
HA d'about	8HA12	8HA10	8HA10
HA courant	20HA12	20HA10	20HA10

Tableau VII-6 : Calcul de la section d'armateur pour voile 6

→ VOILES : V7

VOILE	V7		
ZONE	I	II	III
NI	498.9445225	265.45607	194.53998
MI (KN.m)	95.89804297	30.332039	27.546847
L (m)	2.8	2.8	2.8
Nature	SEC	SEC	SEC
Lt (m)	-0.22553709	-0.890939	-0.574153
d (m)	1.5	1.5	1.5
$\sigma'I$	2941.788981	1289.2808	1015.7579
NI (KN)	498.9445225	265.45607	194.53998
MI (KN.m)	95.89804297	30.332039	27.546847
ASI+AS2 (cm2)	-12.2664004	-5.898095	-4.483868
AS (RPA) cm2	-0.90214837	-3.563754	-2.296613
Asmin (cm2)	8.4	8.4	8.4
A cm2 (adoptee)	8.4	8.4	8.4
As/ml/face	2.8	2.8	2.8
St (about) cm	10	10	10
St (courante) cm	20	20	20
HA d'about	12HA12	12HA10	12HA10
HA courant	28HA12	28HA10	28HA10

Tableau VII-7 : Calcul de la section d'armateur pour voile 7

B) VOILES AVEC UNE SEUL FILE D'OUVERTURE :**VOILES : V1**

<i>Trumeau</i>	<i>zone</i>	<i>L (m)</i>	<i>As adoptée (cm²)</i>	<i>St d'about (cm)</i>	<i>St courant (cm)</i>	<i>armatures d'about</i>	<i>armature courante</i>
TRd	I	1.1	4.3	10	16	4HA8	10HA8
	II		3.3	10	16	4HA8	10HA8
	III		3.3	10	16	4HA8	10HA8
TRg	I	1.1	3.3	10	16	4HA8	10HA8
	II		3.3	10	16	4HA8	10HA8
	III		3.3	10	16	4HA8	10HA8

Tableau VII-8 : Calcul de la section d'armateur pour voile1**VOILES : V2**

<i>Trumeau</i>	<i>zone</i>	<i>L(m)</i>	<i>As adoptée (cm²)</i>	<i>St d'about (cm)</i>	<i>St courant (cm)</i>	<i>armatures d'about</i>	<i>armature courante</i>
TRd	I	1.2	3.6	10	16	4HA8	10HA8
	II		3.6	10	16	4HA8	10HA8
	III		3.6	10	16	4HA8	10HA8
TRg	I	1.2	3.6	10	16	4HA8	10HA8
	II		3.6	10	16	4HA8	10HA8
	III		3.6	10	16	4HA8	10HA8

Tableau VII-9 : Calcul de la section d'armateur pour voile1

C) FERRAILLAGE HORIZONTAL :**Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

$K = 0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations à la surface de reprise.

D'autre part le RPA/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

EXEMPLE D'APPLICATION:**(Voile V3)**

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calcul}} / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times [0.259 / (0.2 \times 0.9 \times 1.7)] = 1.18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$St \leq \min(1.5 a; 30\text{cm}).$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 \times 0.2 \times 1.18) / (0.8 \times 400)$$

$$A_t \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des barres :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

voile		h (m)	T (kN)	τ_u (Mpa)	At(cm ²)	Choix	S _t (cm)
V1	Tr d	1.1	160.83	1.13718182	1.42147727	2HA10	20
	Tr g	1.1	158.69	1.12205051	1.40256313	2HA10	20
V2	Tr d	1.2	103.03	0.66778704	0.8347338	2HA10	20
	Tr g	1.2	92.76	0.60122222	0.75152778	2HA10	20
V3		1.7	259.12	1.18551634	1.48189542	2HA10	20
V4		1.7	284.11	1.29984967	1.62481209	2HA10	20
V5		1.9	228.69	0.93615789	1.17019737	2HA10	20
V6		1.9	234.98	0.96190643	1.20238304	2HA10	20
V7		2.8	166.51	0.46252778	0.57815972	2HA10	20

VII-5) FERRAILAGE DES LINTEAUX :

Les linteaux sont des poutres courtes ou langues encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux des voiles et ayant des nœuds rigides.

Les déformations dans les linteaux créent des prolongements dans les trumeaux, de ce fait la portée des linteaux présente des difficultés pour le calcul (majoration de T de 40 %).

Charges sollicitant les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple. De façon à éviter leur rupture et à reprendre le moment fléchissant. Les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et à l'action du séisme.

D'après le RPA 99/version 2003, le ferrailage des linteaux se présente selon les deux cas :

➤ **Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$**

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : La hauteur totale du linteau

d' : La distance d'enrobage

M : Moment du à l'effort tranchant ($T = 1.4 T_{\text{calcul}}$)

Aciers transversaux

A. linteau long : ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e Z}{T}$$

Avec:

S_t : Espacement des courts d'armatures transversales

A_t : Section d'un courts d'armatures transversales

$Z = h - 2d'$

$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$

L : Portée de linteau

B. linteau court : ($\lambda_g \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e l}{T + A_t \cdot f_e}$$

$T = \min (T_1, T_2)$.

$T_2 = 2T_{\text{CAL}}$

$T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite de linteau de portée l_{ij} .

$M_c = A_L \cdot f_e \cdot Z$

➤ **Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$**

Pour ce cas ; il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieure et inférieure), transversale et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M , T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad ; \text{ Avec: } \tan \alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

$T = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

❖ FERRAILLAGE MINIMAL :**A - Armatures longitudinales :**

$$(A_L, A_L') \geq 0,001.15bh \quad ; (0.15\%)$$

Avec : b : L'épaisseur de linteau.

h : Hauteur du linteau

B - Armatures transversales :

$$\text{Pour: } \tau_b \leq 0.00025 f_{c28} \quad A_T \geq 0.00015 bs (0.15\%)$$

$$\tau_b \geq 0.00025 f_{c28} \quad A_T \geq 0.00025 bs (0.25\%)$$

C - Armature en section courante (armatures de peau):

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c) pour les deux nappes doivent avoir une section minimale égale à 0.20%.

$$A_c \geq 0.002bh.$$

EXEMPLE DE CALCUL

Nous proposons le calcul détaillé en considérant le linteau du voile V1 pour la zone I

Détermination de la sollicitation :

Les efforts internes zone I:

$$T = 39.096 \text{ t.}$$

$$M = 13.226 \text{ t.m}$$

Les sollicitations

Effort tranchant :

$$\bar{T} = 1.4 T$$

$$\bar{T} = 1.4 (39.096) = 54.73 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$\bar{M} = 1.4 M$$

$$\bar{M} = 1.4 (13.226) = 18.51 \text{ t.m}$$

Vérification de contrainte de cisaillement :

D'après l'RPA99/version 2003(Art 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{54.73}{0.2 * 0.9 * 1} 10^{-2} = 3.04 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau} \text{ condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage

$$0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 3.04 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on devra suivre les étapes suivantes :

1. Calcul de A_l ; A_l'

$\tau_b > 0.06 f_{c28}$ Donc on prend le ferrailage minimum du RPA99/version 2003:

$$(A_l; A_l') \geq 0.0015bh$$

$$(A_l; A_l') \geq 0.0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$)

2. Calcul de A_t :

$$\tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025 \times b \times s \text{ (0.25\%)}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times s$$

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

Soit: $s = 15 \text{ cm.}$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 15 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

Soit 2HA8 ($A_s = 1.01 \text{ cm}^2$)

3. calcul de A_c :

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h \text{ (0.20\%)}$$

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA12 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

4. calcul de A_D :

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

$T = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

$$\text{tg} \alpha = \frac{1 - 2 * 0.05}{1.2} = 0.75 \Rightarrow \alpha = 36.86^\circ$$

$$A_D = \frac{39.09 * 100}{2 * 400 * \sin 36.86} = 8.14 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage minimal (RPA99/ version2003).

$$A_D \geq 0.0015 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \max (3; 8.14) = 8.14 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$).

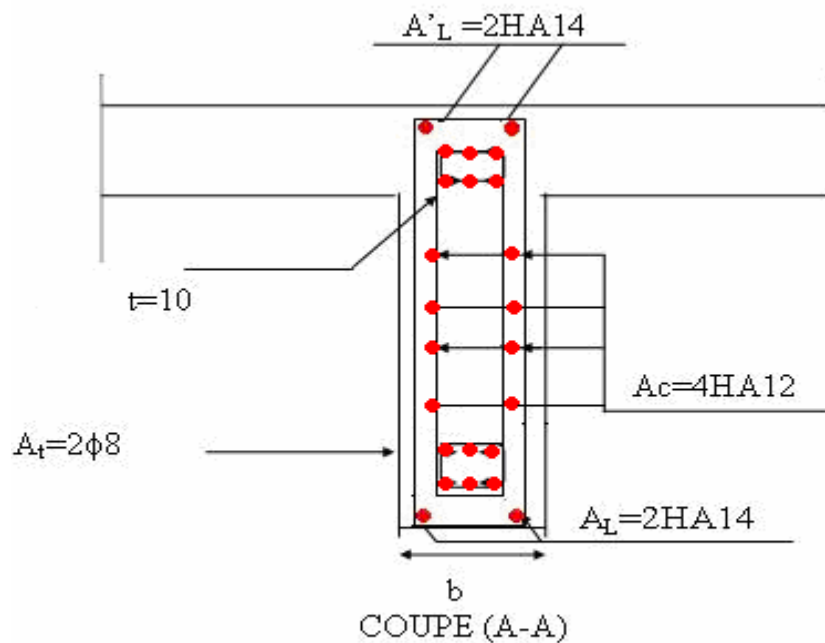
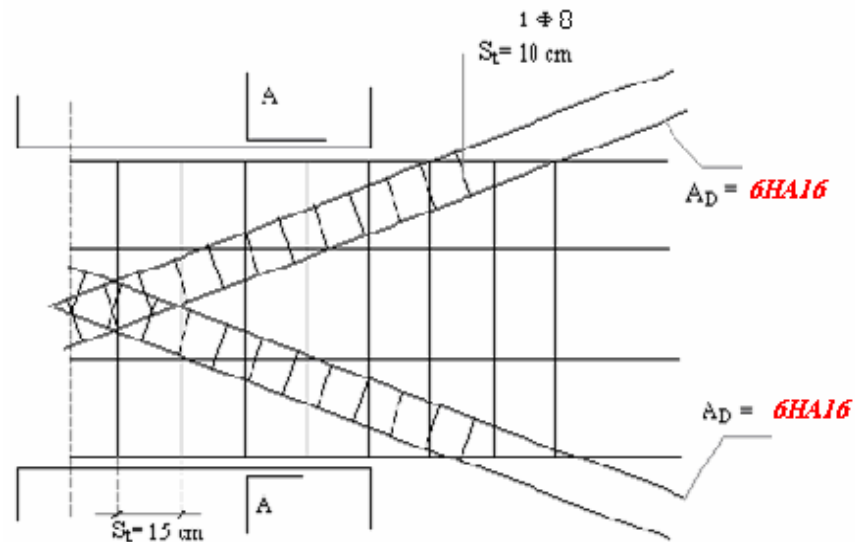


Schéma du ferrailage du linteau

Chapitre : VII

Etude de l'Infrastructure

VII -1) INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII-2) ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE:

a) Dimensionnement:

Pour notre structure nous avons deux sous sols :

Pour les deux sous sols, on peut faire le ferrailage de voile périphérique de sous sol le plus sollicité et on généralise pour tout le voile périphérique:

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 2,5 m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encadré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

b) ETAPE DE CALCUL :

➤ Deuxième sous sol :

- Détermination des sollicitations:

Détermination du coefficient de poussée :

$$k_p = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

ϕ : Angle de frottement du remblais = 30°

D'où $K_p = 0,33$ ($\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$)

-La force de poussée P donnée par la formule suivante :

$$P = (1/2) K_p \cdot \gamma_r \cdot (H_{tot})^2$$

$$H_{tot} = 6 \text{ d' ou } (H_{tot})^2 = 36 \text{ m}$$

$$\gamma_r = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$k_p = 0,33$$

$$\text{d'où } P = 144 \text{ KN/ml}$$

$$P = 144 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la contrainte de poussée :

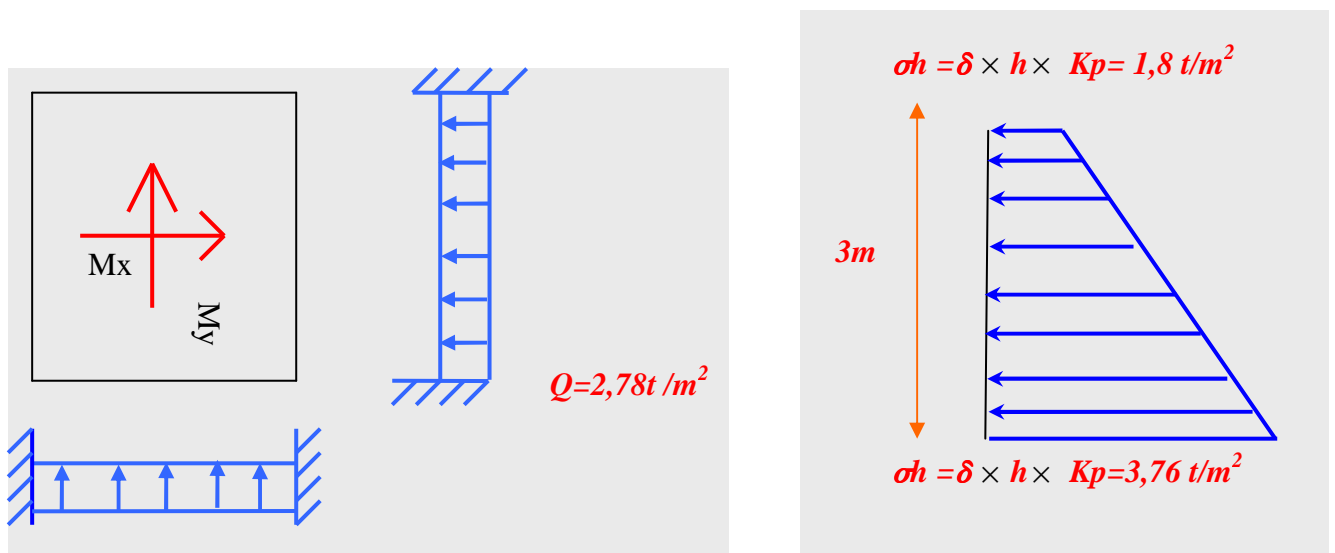
➤ Détermination de la contrainte de poussée :

Les calculs se feront pour le voile la plus sollicité ($3,85 \times 3$) m² et pour une bande de 1m de largeur.

➤ A la base (niveau de fondation) $\sigma_h = \gamma \times h \times K_p = 1,8 \text{ t/m}^2$

➤ au niveau h=3,6m $\sigma_h = \gamma \times h \times K_p = 3,76 \text{ t/m}^2$

La charge est trapézoïdal et assimilé a un chargement uniformément repartit on prendra une moyenne $Q=2,78 \text{ t/m}^2$



C) Ferrailage du voile périphérique :

1. méthode de calcul

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

$$L_x = 3 \text{ m}$$

$$L_y = 3,85 \text{ m}$$

$$L_x / L_y = 0,7 \implies 0,7 \geq 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Avec :

μ_x, μ_y : sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voire cours béton arme BAEL 91).

A ELU :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

A l'ELS :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3(1 + 3/2\alpha(1 - \alpha)^2)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ✦ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x ; M_{ty} = 0,75.M_y$).
- ✦ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x ; M_{ay} = 0,5.M_y$).

Les facteurs de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_{xels}	μ_{yels}	μ_x	μ_y	qu (KN/m ²)
3 x 3,85	3	3,85	0,779	0,064	0,651	0,058	0,567	27,8

2. calcul du ferrailage :

Détermination des efforts :

Les efforts a l'ELU ($\nu = 0$)

$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_x / L_y	Sens x-x			
			μ_x	$M_x(kn .m)$	$M_{tx}(kn .m)$	$M_{ax}(kn .m)$
3	3,85	0,7792	0,058534	14,64518	10,9839	7,32259
			Sens y-y			
			μ_y	$M_y(kn .m)$	$M_{ty}(kn .m)$	$M_{ay}(kn .m)$
			0,56714	8,305911	6,2294	4,15296

Les efforts a L'ELS ($\nu = 0.2$)

$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_x / L_y	<i>Sens x-x</i>			
			μ_x	$M_x(kn .m)$	$M_{tx}(kn .m)$	$M_{ax}(kn .m)$
3	3,85	0,7792	0,064226	16,06926	12,0519	8,03463
			<i>Sens y-y</i>			
			μ_y	$M_y(kn .m)$	$M_{ty}(kn .m)$	$M_{ay}(kn .m)$
			0,65158	10,4704	7,8528	5,2352

Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le ferrailage a L'ELU. $\nu = 0$

<i>sens</i>	<i>Appui</i>		<i>Travée</i>	
	<i>xx</i>	<i>yy</i>	<i>xx</i>	<i>yy</i>
<i>M (kn.m)</i>	7,32259	4,152956	10,983885	6,229433269
<i>As (cm)</i>	1,22595791	0,68054042	1,888686839	1,035087528
<i>As min (cm²/ml)</i>	2,4	2,4	2,4	2,4
<i>Choix des barres/ml</i>	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
<i>Espacement (cm)</i>	20	20	20	20

Détermination des armatures à L'ELS:**Le ferrailage a L'ELS. $\nu = 0.2$**

<i>sens</i>	<i>Appui</i>		<i>Travée</i>	
	<i>xx</i>	<i>yy</i>	<i>xx</i>	<i>yy</i>
<i>M (kn.m)</i>	8,034631	5,23520065	12,0519465	7,85280097
<i>As (cm)</i>	1,351938249	0,864055522	2,089466288	1,319640238
<i>As min (cm²/ml)</i>	2,4	2,4	2,4	2,4
<i>choix des barres/ml</i>	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
<i>Espacement (cm)</i>	20	20	20	20

➤ VERIFICATIONS :

1) - Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont

- Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

2) - Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité selon le B.A.E.L 91 est la suivante :

➔ Sens y-y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8 \cdot \text{épaisseur}$$

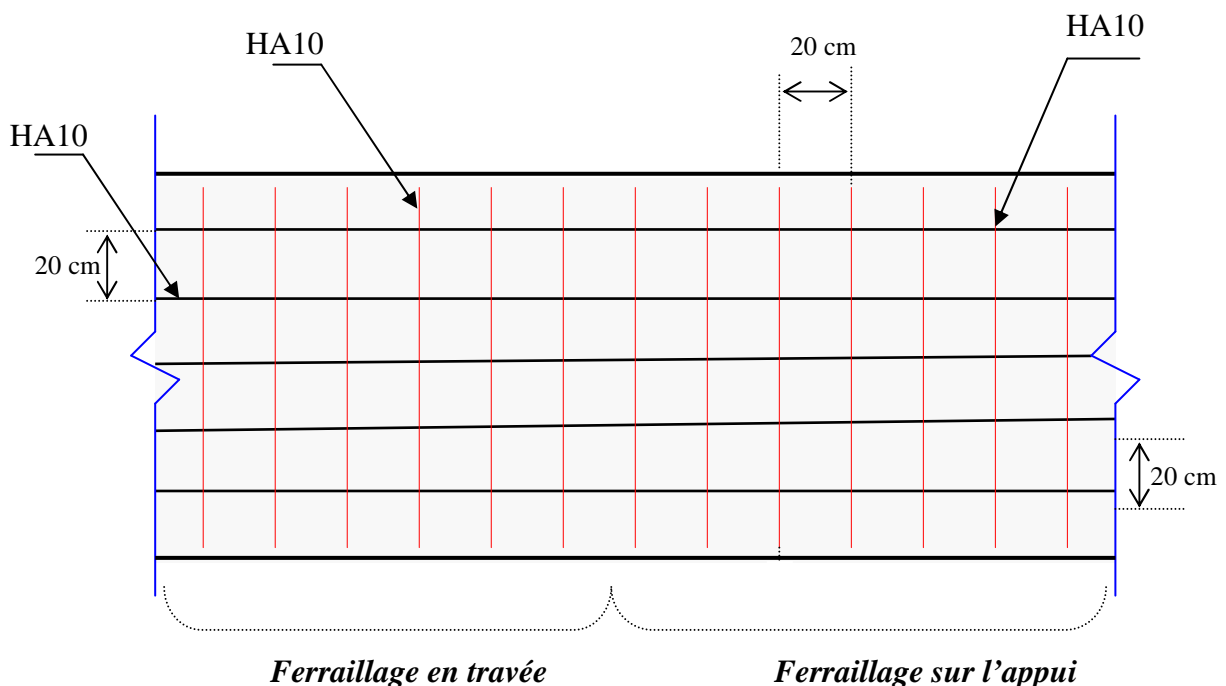
pour $F_e = 400$

➔ Sens x-x

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \left(\frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right) \times A_y^{\min}$$

3)- Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\delta_i \leq \min(3h; 33\text{cm})$
 $\delta_i \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée}$



Ferrailage du voile périphérique

VII-3) ETUDE DES FONDATIONS :

a. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix du type de fondation dépend du :

- ✚ Type d'ouvrage à construire.
- ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✚ La capacité portante du sol des fondations.
- ✚ La raison économique.
- ✚ La facilité de réalisation.

b. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars , Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

➤ SEMELLES FILANTES :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

Tableau récapitulatif des sections des semelles filantes pour les deux sens :

<i>Semelles</i>	<i>Nser (t)</i>	$S=Nser/\bar{\sigma}_{sol} (m^2)$	<i>Semelles</i>	<i>Nser (t)</i>	$S=Nser/\bar{\sigma}_{sol} (m^2)$
1	139.061	6.95305	30	254.905	12.74525
2	165.15	8.2575	31	216.998	10.8499
3	149.521	7.47605	32	190.184	9.5092
4	151.786	7.5893	33	143.836	7.1918
5	147.234	7.3617	34	185.576	9.2788
6	150.124	7.5062	35	183.163	9.15815
7	163.877	8.19385	36	144.642	7.2321
8	138.294	6.9147	37	165.363	8.26815
9	138.466	6.9233	38	158.723	7.93615
10	186.462	9.3231	39	186.11	9.3055
11	200.989	10.04945	40	196.326	9.8163
12	191.427	9.57135	41	192.166	9.6083
13	183.735	9.18675	42	185.197	9.25985
14	186.677	9.33385	43	140.038	7.0019
15	181.737	9.08685	44	181.887	9.09435
16	138.828	6.9414	45	188.099	9.40495
17	192.829	9.64145	46	184.504	9.2252
18	219.203	10.96015	47	182.72	9.136
19	191.343	9.56715	48	186.069	9.30345
20	185.793	9.28965	49	181.356	9.0678
21	186.774	9.3387	50	139.969	6.99845
22	156.093	7.80465	51	134.488	6.7244
23	144.332	7.2166	52	161.646	8.0823
24	198.293	9.91465	53	146.206	7.3103
25	183.866	9.1933	54	147.607	7.38035
26	144.086	7.2043	55	145.836	7.2918
27	178.619	8.93095	56	147.827	7.39135
28	154.37	7.7185	57	162.13	8.1065
29	196.251	9.81255	58	135.566	6.7783
TOTALE					495.717

Pour les voiles on a :

Semelles	Nser (t)	$S=Nser/\bar{\sigma}_{sol}$ (m ²)
P1	133.972	6.6986
P2	132.408	6.6204
P3	90.297	4.51485
P4	89.05	4.4525
P5	92.505	4.62525
P6	90.333	4.51665
P7	130.833	6.54165
P8	130.794	6.5397
P9	112.24	5.612
P10	113.34	5.667
P11	119.365	5.96825
P12	118.706	5.9353
P13	113.622	5.6811
P14	144.67	7.2335
P15	116.053	5.80265
P16	113.343	5.66715
P17	112.716	5.6358
TOTAL		97.712


DONC :


Nous avons un surface globale de : $S_b = 26.7 \times 20.41 \text{m}^2$

$$S_b = 544.947 \text{m}^2$$

Et

$$S_s = 495.717 + 97.712 = 593.429 \text{ m}^2.$$

 $S_s > 0,5 S_b$

 Condition non vérifiée, alors il est préférable d'opter pour un **radier général**.

➤ **RADIER GENERAL**

PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L}{10} \quad L_{\max}=4,75 \text{ m} \quad h \geq 47,5 \text{ cm}$$

On prend : $h=70\text{cm}$

b) Condition de la longueur élastique :

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{KB}}$$

$$\text{On prend} : K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_e = \frac{L_{\max}}{\frac{\pi}{2}}$$

$$E = 3,21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{D'ou} : h \geq 67,9 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} : h = 70 \text{ cm}$$

c) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$\text{avec} : V_u = 0,268 \text{ MN / ml}$$

$$\tau_u = 0,268 / (1 \times 0,9 h) \leq 1,25$$

$$h \geq 23 \text{ cm}$$

$$\text{on prend} : h = 40 \text{ cm}$$

Le choix final :

L'épaisseur totale du radier qui reprend aux trois conditions citées si avant est :

$$\mathbf{h=70cm}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{\text{ser}}/S) \geq \sigma_{\text{adm}}$$

$$D'où : S \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{adm}}$$

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}})/S = (G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}} + Q + G_{\text{bâtiment}})/S = 10082,79 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ t/m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, a et effet, nous avons prévu un débordement (D).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max}(h_r/2, 30\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$\text{Soit : } D = 50\text{cm}$$

$$D'où : S_r = 568,75\text{m}^2$$

Alors la surface de radier est $S_r = 568,75 \text{ m}^2$

Donc :

$$N/S = 10082,79 / 568,75 = 17,72 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

➤ **Vérification du radier :**

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 :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 9569,78 \text{ t}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 6 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 568,75 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 1 \times 6 \times 568,75 = 5118,75 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 5118,75 \text{ t} < 9569,78 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

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°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile (V1)

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_u = 194,52 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 194,52 / 3,20 = 60,78 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 0.6078 \text{ MN/ml}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h r f_{c28}$$

Avec :

hr : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 hr)$$

a,b: Dimensions du voile .

$$\mu_c = 2 (3,20 + 0.2 + 2 \times 0,70) = 9,6 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times 9.6 \times 0.7 \times 25 = 7,56 \text{ MN}$$

$$N_u = 0.547 \text{ MN} < N_u = 10.73 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER:

➤ Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = 13,35 \text{ m} \\ Y_G = 10,2 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Centre des masses du bâtiment (superstructure) :

$$\begin{cases} X_G = 13,12 \text{ m} \\ Y_G = 9,85 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0,23 \text{ m}$$

$$e_y = 0,35 \text{ m}$$

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 :

$$I_x = b.h^3 / 12 + A.D_x$$

$$I_y = b^3.h / 12 + A.D_y$$

Les inerties du radier sont représentées dans les tableaux ci après :

→ Sens x-x

Panneau	b (cm)	H (cm)	$I_{xx}(m^4)$	$A(m^2)$	$Dx(m)$	$A*(dx)^2(m^4)$	$I_x(m^4)$
p1;p1'	4,45	3,25	12,73	14,4625	-8,575	1063,44	2152,33
p2;p2'	3,5	3,25	10,01	11,375	-8,575	836,41	1692,85
p3;p3'	3,6	3,25	10,30	11,7	-8,575	860,31	1741,21
p4;p4'	3,2	3,25	9,15	10,4	-8,575	764,72	1547,75
p5;p5'	3,6	3,25	10,30	11,7	-8,575	860,31	1741,21
p6;p6'	3,5	3,25	10,01	11,375	-8,575	836,41	1692,85
p7;p7'	4,45	3,25	12,73	14,4625	-8,575	1063,44	2152,33
p8;p8'	3,25	4,15	19,36	13,4875	-4,875	320,54	679,79
p9;p9'	4,7	1,2	0,68	5,64	6,35	227,42	456,19
p10;p10'	3,6	2,75	6,24	9,9	5,575	307,70	627,87
p11;p11'	3,2	2,75	5,55	8,8	5,575	273,51	558,11
p12;p12'	3,6	2,75	6,24	9,9	5,575	307,70	627,87
p13;p13'	4,7	1,2	0,68	5,64	6,35	227,42	456,19
p14;p14'	3,6	4,15	21,44	14,94	-4,875	355,06	753,00
p15;p15'	4,7	4,85	44,68	22,795	-3,325	252,01	593,39
p16;p16'	3,6	1,8	1,75	6,48	-3,4	74,91	153,32
p17;p17'	3,2	1,8	1,56	5,76	-3,4	66,59	136,28
p18;p18'	3,6	1,8	1,75	6,48	-3,4	74,91	153,32
p19;p19'	4,7	4,85	44,68	22,795	-3,325	252,01	593,39
p20;p20'	3,25	4,9	31,86	15,925	-0,35	1,95	67,63
p22	3,6	4,85	34,23	17,46	1,02	18,17	52,39
p23	3,2	4,85	30,42	15,52	1,02	16,15	46,57
p24	3,6	4,85	34,23	17,46	1,02	18,17	52,39
TOTAL							18728,25

Tableau VII -1 : calcul des inerties du radier Sens x-x

→ Sens y-y

Panneau	b (cm)	H (cm)	$I_{yy}(m^4)$	$A(m^2)$	Dy(m)	$A*(dy)^2(m^4)$	$I_y(m^4)$
p1;p1'	3,25	4,45	23,87	14,4625	-11,125	1789,96	3627,65
p2;p2'	3,25	3,5	11,61	11,375	-6,5	480,59	984,41
p3;p3'	3,25	3,6	12,64	11,7	-3,6	151,63	328,54
p4;p4'	3,25	3,2	8,87	10,4	-0,2	0,42	18,58
p5;p5'	3,25	3,6	12,64	11,7	3,6	151,63	328,54
p6;p6'	3,25	3,5	11,61	11,375	6,5	480,59	984,41
p7;p7'	3,25	4,45	23,87	14,4625	11,125	1789,96	3627,65
p8;p8'	4,15	3,25	11,87	13,4875	-10,1	1375,86	2775,46
p9;p9'	1,2	4,7	10,38	5,64	-7,75	338,75	698,27
p10;p10'	2,75	3,6	10,69	9,9	-3,6	128,30	277,99
p11;p11'	2,75	3,2	7,51	8,8	-0,2	0,35	15,72
p12;p12'	2,75	3,6	10,69	9,9	3,6	128,30	277,99
p13;p13'	1,2	4,7	10,38	5,64	7,75	338,75	698,27
p14;p14'	4,15	3,6	16,14	14,94	10,1	1524,03	3080,33
p15;p15'	4,85	4,7	41,96	22,795	-7,75	1369,12	2822,17
p16;p16'	1,8	3,6	7,00	6,48	-3,6	83,98	181,96
p17;p17'	1,8	3,2	4,92	5,76	-0,2	0,23	10,29
p18;p18'	1,8	3,6	7,00	6,48	3,6	83,98	181,96
p19;p19'	4,85	4,7	41,96	22,795	7,75	1369,12	2822,17
p20;p20'	4,9	3,25	14,02	15,925	-10,1	1624,51	3277,05
p22	4,85	3,6	18,86	17,46	-3,6	226,28	245,14
p23	4,85	3,2	13,24	15,52	-0,2	0,62	13,86
p24	4,85	3,6	18,86	17,46	3,6	226,28	245,14
TOTAL							27523,57

Tableau VII -2 : calcul des inerties du radier Sens y-y

Les inerties sont:

Sens xx : $I_x = 18728,25 m^4$

Sens yy: $I_y = 27523,57 m^4$

➤ **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

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma_s} = 3.75 \text{bars}$$

a) Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G-E) :

Sens x-x:

$$X_G = 13,35 \text{ m}$$

$$I_x = 18728,25 \text{ m}^4$$

$$M = 24364,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = 84390,64 \text{ KN}$$

$$S = 568,75 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 165,74 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 148,37 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 161,40 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1,5 \overline{\sigma_s}$$

Sens y-y

$$y_G = 10,2 \text{ m}$$

$$I_y = 27523,57 \text{ m}^4$$

$$M = 32846,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = 86015,36 \text{ KN}$$

$$S = 568,75 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 163,22 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 151,23 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 160,22 < 1,5 \overline{\sigma_s}$$

Donc, il n'y a pas de risque de soulèvement dans les deux sens

b) Vérification de la compression (G+Q+E) :**Sens x-x :**

$$\begin{aligned}
 X_G &= 13,35 \text{ m} \\
 I_x &= 18728,25 \text{ m}^4 \\
 M &= -42451,312 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 N &= 84540,651 \text{ KN} \\
 S &= 568,78 \text{ m}^2 \\
 \sigma_{1,2} &= \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G \\
 \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 148,63 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 &= 118,37 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right. \\
 \sigma_m &= 141,0 - < 1,5 \overline{\sigma_s}
 \end{aligned}$$

Sens y-y

$$\begin{aligned}
 y_G &= 10,2 \text{ m} \\
 I_y &= 27523,57 \text{ m}^4 \\
 M &= 80783,256 \text{ KN} \cdot \text{m} \\
 N &= 67302,699 \text{ KN} \\
 S &= 568,75 \text{ m}^2 \\
 \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 175,47 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 &= 150,156 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right. \\
 \sigma_m &= \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 169,14 < 1,5 \overline{\sigma_s}
 \end{aligned}$$

Donc, il n'y a pas risque de poinçonnement du radier

→ Les contraintes maximales et minimales sont vérifiées pour les deux sens transversal et longitudinal.

❖ Ferrailage 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 des contraintes engendrées par le sol.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a) méthode de calcul

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: coefficient fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voire cours béton armé BAEL91)

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✦ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 \cdot M_x ; M_{ty} = 0.75 \cdot M_y$).

✦ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 \cdot M_x ; M_{ay} = 0.5 \cdot M_y$).

Le plus grand panneau est le panneau p15 avec un moment de 499,37 KN.m

panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_{xels}	μ_{yels}	μ_x	μ_y	$qu (KN/m^2)$
4,7x4,85	4,7	4,85	0,969	0,044	0,940	0,039	0,935	575,8

➤ Calcul des armatures à l'ELU :

<i>sens</i>	<i>Appui</i>		<i>Travée</i>	
	<i>xx</i>	<i>yy</i>	<i>xx</i>	<i>yy</i>
M	249,689966	233,5569915	374,534949	350,3354872
fbu	14170	14170	14170	14170
b	1	1	1	1
d	0,18	0,18	0,18	0,18
μ	0,003021	0,002826217	0,004532	0,004239326
1-2μ	0,000994	0,994347566	0,990936	0,991521349
$\sqrt{1-2\mu}$	0,031527	0,997169778	0,995458	0,000995752
α	1,210591	0,003537778	0,005678	1,24875531
z	0,092837	0,17974528	0,179591	0,090089618
σ	348	348	348	348
As	7,728562	3,733843693	5,992777	11,17455259
As_{min} (cm²/ml)	7,6	7,6	7,6	7,6
choix des barres/ml	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
espacement (cm)	20	20	20	20

➤ Calcul des armatures à l'ELS :

<i>sens</i>	<i>Appui</i>		<i>Travée</i>	
	<i>xx</i>	<i>yy</i>	<i>xx</i>	<i>yy</i>
M	244,478295	229,9191915	366,717442	344,8787872
fbu	14170	14170	14170	14170
b	1	1	1	1
d	0,18	0,18	0,18	0,18
μ	0,002958	0,002782197	0,004438	0,004173295
1-2μ	0,000994	0,994435606	0,991125	0,991653409
$\sqrt{1-2\mu}$	0,031529	0,997213922	0,995553	0,000995818
α	1,210589	0,003482597	0,005559	1,248755228
z	0,092838	0,179749253	0,1796	0,090089624
σ	348	348	348	348
As	7,567232	3,675605438	5,867413	11,00050103
As_{min} (cm²/ml)	7,6	7,6	7,6	7,6
choix des barres/ml	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
espacement (cm)	20	20	20	20

b) Vérifications :**1. Condition de non fragilité :**

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité selon B.A.E.L91 est la suivante:

Sens y-y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8 \cdot \text{épaisseur}$$

pour $F_c = 400$

Sens x-x

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \times A_y^{\min}$$

2. Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité : $\delta_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$
 $\delta_t \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée}$

➤ DEBORD :**1. ferrailage du debord :**

$$b = 1\text{m}$$

$$h = 70\text{cm}$$

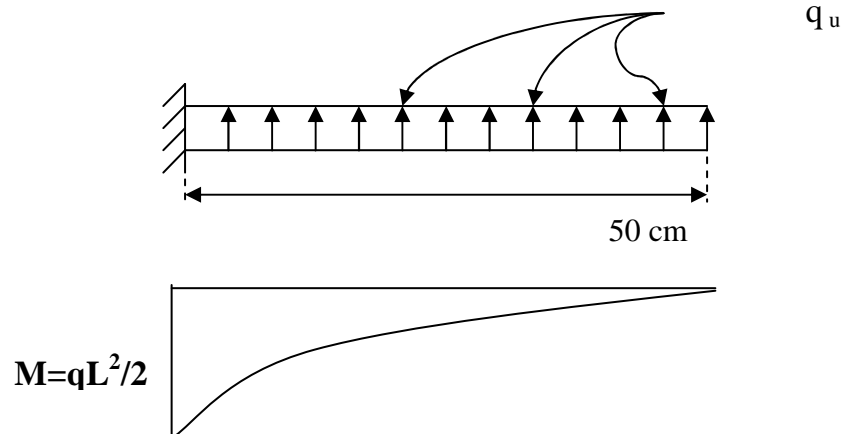
$$d = 63\text{cm}$$

$$L = 0,5\text{m}$$

$$q_u = 575,86 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$q_{ser} = 404,11 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

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



La fissuration est préjudiciable : $M_{\max} = q L^2 / 2$; Donc on aura :

A ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 71,98 \text{ KN.m}$$

$M_{u\max} (\text{Mn.m})$	μ	α	Z (m)	As (cm ²)
0,071	0,012	0,016	0,62	3,2

A ELS:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 50,51 \text{ KN.m}$$

$M_{ser\max} (\text{Mn.m})$	μ	α	Z (m)	As (cm ²)
0,0505	0,008	0,01	0,627	2,3

$$A_{s\min} = 0.23bd f_{t28}/f_e$$

$$A_{s\min} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{ser}, A_u, A_{\min})$$

$$A_s = 7,6 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

Chapitre IX

Commentaires et conclusions

Durant le projet de fin d'étude, nous avons pu faire l'analyse d'une structure existante et proposer une variante.

Il ressort que le choix et la disposition des voiles de contreventement est un facteur important pour avoir une bonne conception.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inertie (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Au terme de notre projet de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle et d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et d'appliquer des règlements et l'utilisation de certaines méthodes tels que :

Le RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; avec la pratique des logiciels Comme : Etabs ; Socotec, Autocad ...etc.

En fin, ce modeste travail n'est qu'un début pour notre vie active qui nous permettra de bien réfléchir à une conception avant d'entamer le calcul d'une structure

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
- ❖ Règle BAEL91.
- ❖ Règles des neiges et vent. (RNV99).
- ❖ CBA 93.
- ❖ Cours du béton armé 4^{ème} année. (ENTP).
- ❖ Pratique du B.A.E.L.91 cours avec exercices corrigés / Jean Perchat.
- ❖ Manuel de **'ETABS 9.0.7'**
- ❖ Projet de fin d'études ENTP