

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : 07013

# Projet de Fin d'Études

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

## Thème

**CALCUL D'UNE TOUR (R + 22 + 2 SOUS-SOLS)  
BANANIER - ALGER**

*Proposé par :*

**BENRADOUANE MUSTAPHA**

**TAFRAOUT SALIM**

*Présenté par :*

**AKRETCHÉ MEHDI DJALEL**

**Promotion 2012**

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



## RÉSUMÉ

Le projet de fin d'étude porte sur le calcul d'une tour intégrée dans un ensemble immobilier situé à l'est d'Alger et faisant partie d'un des projets d'Alger Médina.

L'étude commence par une description générale du projet ainsi que la détermination du choix des matériaux de construction, à savoir le béton armé. Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) en est déduit après avoir effectué une descente des charges (DTR charges permanentes et d'exploitations).

Les dimensions importantes de la tour, d'une hauteur de plus de 90 m, impose une étude au vent de la structure, conformément au Règlement Neige et Vent 99.

Par la suite, une modélisation de la structure a été effectuée en utilisant le logiciel Etabs ainsi qu'une analyse dynamique modale qui a permis l'obtention de la Période Fondamentale, les modes de déformation ainsi que la position des centres de masse et de rigidité de la structure.

L'étude du projet se poursuit par une étude sismique, en utilisant les méthodes prescrites par le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003, à savoir la Méthode Statique Equivalente et la Méthode Dynamique Modale spectrale, afin d'obtenir les sollicitations maximales qui agissent sur les éléments structuraux.

Après, le calcul du ferrailage des éléments structuraux est effectué en utilisant les sollicitations obtenues par l'étude sismique.

Enfin, pour ce qui est de l'infrastructure, une fondation superficielle de type radier générale a été retenue et son ferrailage a été calculé en tenant compte de l'interaction sol-structure.

**MOTS-CLES :** Descente des charges, étude au vent, modélisation, étude sismique, ferrailage, fondation superficielle, interaction sol-structure.

## **DÉDICACES**

**Je dédie ce modeste travail aux personnes qui m'ont soutenues et aimés dans les moments difficiles, qui ont été nombreux tout au long de mon projet.**

**A ma mère,**

**A mon père,**

**A mes frères, à ma sœur et à mon neveu,**

**A ma grand-mère,**

**Et enfin, à tous mes amis.**

## **REMERCIEMENTS**

**Je remercie le Bon Dieu de m'avoir donné la force, les moyens et le courage d'accomplir ce travail dans les meilleures conditions.**

**Je remercie encore une fois mes parents de leurs sacrifices et leur soutien tout au long de ma vie.**

**Je tiens à remercier Mr BENREDOUANE MUSTAPHA de m'avoir fait confiance en me donnant cet ambitieux travail comme projet de fin d'étude et de m'avoir accueilli à SCTE.**

**Je souhaite remercier plus particulièrement M. TAFRAOUT SALIM, ingénieur Génie Civil à SCTE, qui fut mon maître de stage, pour avoir pris le temps de s'occuper de moi en répondant à chacune de mes questions mais aussi pour m'avoir permis d'effectuer un stage intéressant et enrichissant tant sur le plan professionnel que relationnel.**

**Je remercie également CHABANE ABOU DJIHAD, pour m'avoir accompagné et conseillé tout au long de mon projet.**

**J'adresse donc mes plus vifs remerciements à toutes ces personnes pour leur aide et leur patience avec moi, sans oublier l'ensemble des collaborateurs de SCTE.**

**Je remercie également, tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics de nous avoir donné une formation de qualité durant ces cinq années et notamment, le personnel administratif, de la bibliothèque en particulier Madame ZOUBIDA sur lesquels j'ai pu compter.**

## SOMMAIRE

### Chapitre I : Introduction générale

I.1. Présentation du projet.....	01
I.2. Les règlements utilisés.....	03
I.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser.....	04
I.3.1. Le béton	
I.3.2. L'acier	
I.4. Charges et surcharges.....	06

### Chapitre II : Descente de charge et pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Descente de charge.....	07
II.2. Pré dimensionnement.....	09
II.2.1. Pré dimensionnement du plancher.....	09
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres.....	14
II.2.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	15
II.2.4. Pré dimensionnement des voiles.....	25
II.2.5. Pré dimensionnement de l'escalier.....	27
II.2.6. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	28

### Chapitre III : Etude au vent

III.1. Introduction.....	29
III.2. Application du RNV99.....	29
III.2.1. Interprétation des données.....	29
III.2.2. Formule général.....	30
III.2.2.1. Calcul de $q_j$ .....	30
a. Le coefficient dynamique $C_d$ .....	30
b. La pression nette $W(z_j)$ .....	31
b.1. Calcul de $q_{dyn}$ .....	31
b.2. Calcul de $C_{pe}$ pour le vent V1.....	33
• Parois verticales	
• Toiture	
b.3. Calcul de $C_{pi}$ pour le vent V1.....	34
b.4. Calcul de $C_{pe}$ pour le vent V2.....	35
• Parois verticales	
• Toiture	

b.5. Calcul de Cpi pour le vent V2.....	36
III.2.2.2. Calcul de la force de frottement.....	37
III.2.2.3. Calcul de la résultante R1 du vent V1.....	37
III.2.2.4. Calcul de la résultante R2 du vent V2.....	40
III.3. Vérification vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage.....	43

## **Chapitre IV : Modélisation et analyse dynamique de la structure**

IV.1. Introduction.....	44
IV.2. Principe de la méthode des éléments finis.....	44
IV.3. Description du logiciel Etabs.....	45
IV.3.1. L'analyse.....	46
IV.3.1.1. Analyse statique linéaire.....	46
IV.3.1.2. Analyse P-Delta.....	46
IV.3.1.3. Analyse statique non-linéaire.....	46
IV.3.1.4. Analyse dynamique.....	47
a. Analyse dynamique modale.....	47
b. Analyse dynamique spectrale.....	47
c. Analyse dynamique temporelle.....	47
IV.4. Modélisation.....	48
IV.4.1. Modélisation de la superstructure.....	49
IV.4.1.1 Modélisation des éléments structuraux.....	49
IV.4.1.2 Modélisation de la masse des éléments et du chargement d'exploitation.....	49
IV.5. Etude dynamique.....	49
IV.5.1. Calcul dynamique de la structure.....	51
IV.5.1.1 Hypothèses de calcul.....	51
IV.5.1.2 Analyse conceptuelle de la structure.....	51
IV.5.1.3 Position des centres de masse et de rigidité.....	52
IV.5.1.4 Résultat de l'analyse dynamique modale.....	53

## **Chapitre V : Etude sismique et dynamique**

V.1. Introduction.....	55
V.2. Méthode d'analyse sismique.....	55
V.3. La méthode statique équivalente.....	57
V.3.1. Principe de la méthode.....	57
V.3.2. Calcul de la force sismique totale.....	57

V.4. La méthode dynamique modale spectrale.....	59
V.4.1. Principe de la méthode.....	59
V.4.2. Spectre de réponse de calcul.....	59
V.5. vérification des forces sismiques de calcul.....	60
V.6. Déplacement max de chaque niveau.....	60
V.7. Justification vis-à-vis des déformations.....	61
V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	62

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

VI.1. Introduction.....	65
VI.2. Combinaison d'action.....	65
VI.2.1. Combinaisons du RPA99 version 2003.....	65
VI.2.2. Combinaisons du BAEL91 version99.....	65
VI.3. Ferrailage des portiques.....	66
VI.3.1. Ferrailage des poteaux.....	66
VI.3.1.1. Recommandations données par le RPA99.....	67
a. Pour les armatures longitudinales	
b. Pour les armatures transversales	
VI.3.1.2. Vérifications spécifiques sous.....	69
a. Sollicitations normales (RPA99; 7.4.3.1)	
b. Sollicitations tangentes (RPA99 ; 7.4.3.2)	
VI.3.1.3. Chargement des poteaux.....	70
VI.3.1.4. Détermination des armatures et croquis du ferrailage adopté.....	71
VI.3.2. Ferrailage des poutres.....	80
VI.3.2.1. Recommandations du RPA99.....	81
a. Pour les armatures longitudinales	
b. Pour les armatures transversales	
VI.3.2.2. Détermination des armatures et croquis du ferrailage adopté.....	82
VI.4. Ferrailage des voiles.....	88
VI.4.1. Introduction.....	88
VI.4.2. Recommandation exigées par le RPA99.....	89
VI.4.2.1. Pour les trumeaux (RPA99 ; 7.7.4.1).....	89
a. Aciers verticaux	
b. Aciers horizontaux	
VI.4.2.2. Pour les linteaux (RPA99 ; 7.7.3.3).....	89
a. Armatures longitudinales	
b. Armatures transversales	
c. Armatures en section courante	

VI.4.2.3. Règles communes (7.7.4.3).....	90
VI.4.3. Vérifications des voiles à l'effort tranchant (RPA99 ; 7.2.2).....	90
VI.4.4. Exemple de calcul.....	93
VI.4.4.1. Ferrailage du trumeau et croquis du ferrailage adopté.....	94
VI.4.4.2. Ferrailage du linteau et croquis du ferrailage adopté.....	95
VI.5. Ferrailage des dalles.....	100
VI.5.1. Introduction.....	100
VI.5.2. Etude théorique.....	100
VI.5.3. Définition.....	101
VI.5.4. Dispositions réglementaires.....	103
VI.5.5. Dispositions constructives.....	103
VI.5.6. Exemple de calcul.....	104

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

VII.1. Introduction.....	109
VII.2. Résultats de l'étude du sol de fondation.....	109
VII.3. Choix du type de fondation.....	110
VII.4. Etude du radier.....	110
VII.5. Ferrailage du radier.....	114
VII.6. Modélisation du sol.....	120
VII.7. Méthode de NEWMARK-ROSENBLEUTH.....	121
VII.8. Etude du voile périphérique.....	123

## **Conclusion**

## **Bibliographie**

## **Annexe**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# CHAPITRE I



***Introduction générale***

## Chapitre I : Introduction générale

### I.1. Présentation du projet

Le projet ALGER MEDINA (voir figure 1) est sans doute l'un des projets les plus ambitieux de ces dernières années. Ce projet grandiose se déploie en bord de mer sur plus de 100 hectares et bénéficie d'une situation exceptionnelle de par son axe central et sa vue imprenable sur la baie d'Alger.

Tours d'affaires, résidences de luxe, centres commerciaux, parcs de loisirs et marina, feront parties d'ALGER MEDINA.



**Figure 1 : Projet ALGER MEDINA**

Un des projets d'ALGER MEDINA, The City Center qui se situe aux Pins Maritimes, Mohammedia, est un ensemble de trois tours, dont une, est opérationnelle depuis 2005 et abrite le siège d'une cinquantaine de firmes internationales.

Les deux autres tours qui sont actuellement en cours de réalisation, ont un podium commun composé d'un sous-sol à deux niveaux, un rez-de-chaussée et ont des hauteurs différentes comme c'est illustré sur la figure 2.



**Figure 2 : Vue générale du projet**

**Remarque :**

Nous appellerons la tour de droite sur la figure 2, « Tour A » et celle de gauche, « Tour B ».

L'ouvrage à étudier est la tour B qui abritera un hôtel et des appartements et qui est composée de :

- La partie infrastructure commune entre les tours A et B, à savoir un sous-sol à deux niveaux, destiné à recevoir la salle des machines.
- La partie superstructure commune entre les tours A et B, composée d'un rez-de-chaussée, du premier et du deuxième étage, constitue deux blocs séparés par un joint de dilatation.
- A partir du troisième étage, la tour B apparaît et s'élève jusqu'au 22<sup>ème</sup> étage pour dépasser les 90 m.

Le premier et le deuxième sous-sol sont donc exclusivement destinés à abriter les machines, offrant ainsi une surface d'environ 2 fois 3963 m<sup>2</sup>.

Le rez-de-chaussée accueille la réception de l'hôtel ainsi qu'un salon, une cafeteria, une salle de banquet, des boutiques ainsi que plusieurs salles de séminaire. Les premier et deuxième étages sont destinés à recevoir plusieurs salles de réunion.

# CHAPITRE I : Introduction générale

L'architecture de la tour présente une régularité en plan et en élévation à partir du troisième étage.

Les caractéristiques géométriques sont résumées dans le tableau suivant :

Partie	Niveaux	Longueur en plan (m)	Largeur en plan (m)	Hauteur (m)	Hauteur totale (m)
Infrastructure	2 <sup>ème</sup> sous-sol	61,6	31,5	4,9	8,950
	1 <sup>er</sup> sous-sol	61,6	31,5	4,05	
Superstructure	RDC	48,7	31,5	7,2	90,1
	Etage 1	48,7	31,5	4,2	
	Etage 2	48,7	31,5	5,4	
	3 <sup>e</sup> - 21 <sup>e</sup> étage Tour B	27	23,3	3,26	
	Etage 22 de la Tour B	27	23,3	3,56	
	Toit du bâtiment	27	20,7	4,2	
	Construction hors toit	21,4	14,3	3,6	

D'après le rapport géotechnique, la tour sera fondée sur un sol ferme de type « S2 » avec une contrainte admissible  $\sigma_{adm} = 4$  Bars et une fondation de type « radier général » sera préconisée.

Selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003, Alger est classée en zone de forte sismicité « Zone III », ce qui oblige la conception d'un contreventement efficace de type noyau central et voile.

## I.2. Les règlements utilisés

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

- **DTR BC 2-48 - RPA99 version 2003** : Règlement Parasismique Algérien, ayant pour but de fixer les normes de conceptions et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- **DTR C 2-4.7-RNV99** : Document Technique Règlementaire Neige et Vent, ayant pour but de fournir les méthodes d'évaluations des actions climatiques (neige et vent) et les surcharges de sable en zones sahariennes auquel est soumise une construction courante.

- **DTR BC 2-2** : Document Technique Règlementaire des charges permanentes et d'exploitation, ayant pour objet de traiter les charges permanentes et d'exploitation des bâtiments, leur mode d'évaluation ainsi que les valeurs des charges à introduire dans les calculs.
- **DTR BC 2-41 – CBA93** : Document Technique Règlementaire de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 version 99** : Béton Armé aux Etats Limites ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

### **1.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser**

Le choix du matériau de construction a été fait par le maître de l'ouvrage durant les études préliminaires. Ainsi, le matériau choisi est le béton armé, dont les caractéristiques sont les suivantes :

#### **1.3.1. Le béton**

##### **1) Classe du béton :**

- Béton de classe B 25, c'est-à-dire  $f_{c28} = 25MPa$ , pour les éléments horizontaux.
- Béton de classe B 35, c'est à dire  $f_{c28} = 35MPa$ , pour les éléments verticaux.

##### **2) Déformations longitudinales du béton :**

- Instantanée :  $E_{i28} = 11\ 000 \times f_{cj}^{1/3}$
- Différée :  $E_{v28} = 3\ 700 \times f_{cj}^{1/3}$

##### **3) Coefficient de poisson :**

Le Coefficient de Poisson  $\nu$  du béton est pris égal à :

- $\nu = 0,2$  pour les justifications aux états limites de service.
- $\nu = 0$  dans le cas des états limites ultimes.

## 4) Contraintes limites :

a) Contraintes limites à la compression  $f_{bu}$  à l'E.L.U.R :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel qui vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :  
 $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h.  
 $\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h.  
 $\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1h.

b) Contraintes limites à la compression à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité :

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

c) La contrainte de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \tau_{adm}$  :

- $\tau_{adm} = \min(0,13 f_{cj}; 4 \text{ Mpa})$
- $\tau_{adm} = \min(0,10 f_{cj}; 3 \text{ Mpa})$

Selon le cas de fissuration et la conception choisie pour l'armature transversale.

### I.3.2. L'acier

- L'acier choisi est un acier haute adhérence, de nuance Fe 400 type 1, selon la nomenclature du B.A.E.L91.
- La limite d'élasticité garantie :  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- *Contraintes limites :*

a) Contraintes limites à l'E.L.U.R :

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

- $\varepsilon_s$  : déformation unitaire de l'acier.
  - $\varepsilon_{es}$  : limite de la déformation élastique.
  - $E_s$  : module de Young de l'acier égal à 200 000 MPa.
  - $\gamma_s$  : coefficient de sécurité égal à 1,15 dans le cas général et 1 dans les combinaisons accidentelles.
- b) Contraintes limites à L'E.L.S d'ouverture des fissures :
- Cas où la fissuration est considérée comme peu nuisible : pas de limitation de contraintes.
  - Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable : La contraintes  $\sigma_{st}$  de traction est limitée à :
    - Rond lisse :  $\sigma_{st} = 2/3 f_e$
    - Barres HA :  $\sigma_{st} = \text{Max} (0,5 \times f_e; 110\sqrt{\eta f t_j})$
- $\eta$  : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses (RL) y compris TSL et 1,6 pour les armatures à hautes adhérences.
- c) Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable, la contraintes  $\sigma_{st}$  de traction est limitée à :
- Rond lisse :  $\sigma_{st} = 0.8 \times 2/3 f_e$
  - Barres HA :  $\sigma_{st} = \text{Max} (0,4 \times f_e; 88\sqrt{\eta f t_j})$

## I.4. Charges et surcharges :

Les charges prises en compte dans notre projet sont les suivantes :

- 1) Charges permanentes « G » :
  - Poids propre de la structure « G max ».
  - Poids du sol « G min ».
- 2) Surcharge d'exploitation « Q ».
- 3) Charges accidentelles (séisme) « E ».
- 4) Charges climatiques (vent, neige, température).

# CHAPITRE II



***Descente de charges et  
pré dimensionnement***

# CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

## Chapitre II : Descente de charge et pré dimensionnement des éléments structuraux

### II.1. Descente de charge

Le but de la descente de charge, est de déterminer la charge et la surcharge revenant à chaque élément porteur de la structure. Cette étape est effectuée à l'aide du DTR B.C. 2.2.

- **Plancher terrasse inaccessible de la tour**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	10	0,01	0,1
Forme de pente	22	0,12	2,64
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Dalle pleine en BA	25	0,16	4
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente</b>		<b>G<sub>terrasse</sub></b>	<b>7,95</b>
<b>Charge d'exploitation</b>		<b>Q<sub>Terrasse Tour</sub></b>	<b>6</b>
		<b>Q<sub>Terrasse Podium</sub></b>	<b>1</b>

- **Plancher étage courant**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement marbre	28	0,02	0,56
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine en BA	25	0,16	4
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Cloison	-	-	0,9
<b>Charge permanente</b>		<b>G</b>	<b>6,42</b>
<b>Charge d'exploitation</b>		<b>Q<sub>1</sub></b>	<b>1,5</b>
		<b>Q<sub>2</sub></b>	<b>2,5</b>
		<b>Q<sub>3</sub></b>	<b>5</b>
		<b>Q<sub>4</sub></b>	<b>6</b>

#### Remarque :

D'après le DTR B.C. 2.2 des charges et surcharges, on fixe les charges d'exploitations « Q » selon la fonction de l'étage en question :

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

- $Q_1$  : pour les étages courants d'usage d'habitation. (CH4. 7.2.1)
  - $Q_2$  : pour les salles de réunion au 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage du podium. (CH4. 7.2.2)
  - $Q_3$  : pour les cuisines et boutiques au RDC. (CH4. 7.2.3 et 7.2.4)
  - $Q_4$  : pour le dépôt de matériels aux deux sous-sols ainsi qu'à la terrasse. (CH4. 7.2.3 et 7.2.4)
- **Murs extérieurs (10+5+10)**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	20	0,02	0,4
Brique creuse	9	2 x 0,1	1,8
Enduit intérieur	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente avec 30% d'ouverture</b>		<b>G</b>	<b>1,73</b>

- **Escalier en étage courant**

### a. Volée

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement marbre	28	0,02	0,56
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Marches	22	$h/2 = 0,085$	1,87
Paillasse	25	$e/\cos\alpha = 0,182$	4,55
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Garde corps	-	-	0,15
<b>Charge permanente</b>		<b>G</b>	<b>8,09</b>
<b>Charge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>2,5</b>

### b. Palier

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement marbre	28	0,02	0,56
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Dalle en BA	25	0,16	4
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente</b>		<b>G</b>	<b>5,52</b>
<b>Charge d'exploitation</b>		<b>Q</b>	<b>2,5</b>

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

---

- Acrotère

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/ml)
BA	25	0,0587	1,47

### II.2. Pré dimensionnement

La détermination des différentes sections des éléments de la structure à savoir : poutres, poteaux, voiles et plancher, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

C'est pour cela que nous réalisons une descente de charges afin de déterminer la part qui revient à chaque élément porteur.

#### II.2.1. Pré dimensionnement du plancher

Les planchers sont des éléments de structures plans de faible épaisseur par rapport à leurs deux autres dimensions et qui sont destinés à reprendre les charges d'exploitation et autres charges permanentes (cloisons, chape, revêtement,...) et les transmettre sur les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

En ce qui concerne le type de plancher, le choix de la dalle pleine a été retenu pour les raisons suivantes :

- Meilleurs diaphragmes.
- Importance des charges et surcharges.
- Importance des portées.
- Résistance au feu.
- Facilité de réalisation pour les formes particulières.

En effet, ce type de dalle permet d'obtenir un meilleur diaphragme et le renforcement en rive, autour des trémies ou sous les charges ponctuelles, est facile à réaliser.

La dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions (B.A.E.L. A 5.2,1) ou bien dans une seule.

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

- les dalles proprement dites portent normalement dans deux directions (B.A.E.L. A 5.2,1).
- les poutres-dalles sont des dalles particulières qui ne portent que dans une seule direction.

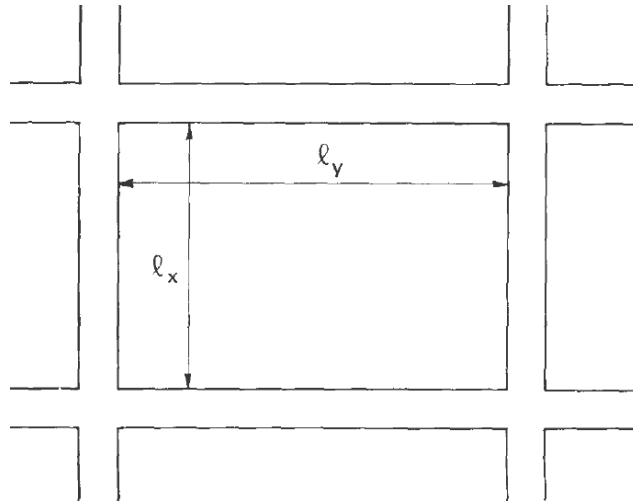


Figure 3 : Dalle pleine sur appuis continus

En ayant les portées  $l_x$  et  $l_y$  d'un « panneau » de dalle, mesurées entre les nus des appuis :

- Si  $0,4 \leq l_x/l_y = \alpha \leq 1$ , la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si  $\alpha < 0,4$ , la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

On estimera l'épaisseur « e » de la dalle rectangulaire à partir des conditions suivantes :

### 1) Condition de la résistance flexionnelle

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $l_x/50 \leq e \leq l_x/30$

Rappelons que «  $l_x$  » est la petite dimension du « panneau » de dalle qui est mesurée entre les nus des appuis.

Le tableau ci-dessous traite trois dimensions de dalle présente dans la structure :

Dimension de la dalle « $l_x$ ; $l_y$ »	« $\alpha$ »	Sens porteur	$l_x/50 \leq e \leq l_x/30$ (m)	Epaisseur « e » choisi
$l_x = 3,9 \text{ m} ; l_y = 8 \text{ m}$	0,49	Deux directions	$0,078 \leq e \leq 0,13$	0,16 m
$l_x = 4 \text{ m} ; l_y = 7,3 \text{ m}$	0,55	Deux directions	$0,08 \leq e \leq 0,13$	0,16 m
$l_x = 3,8 \text{ m} ; l_y = 4,2 \text{ m}$	0,9	Deux directions	$0,076 \leq e \leq 0,13$	0,16 m

Ainsi, on choisit l'épaisseur  $e = 16 \text{ cm}$ .

# CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

---

## 2) Condition de flèche

On doit s'assurer que :  $f_{max} < f_{adm}$

- **La flèche admissible**

Selon le BAEL91 (B.6.5,3), à défaut de données plus précises, on peut admettre que la flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser :

$$f_{max} < L/500 \quad \text{Si } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m}$$

$$f_{max} < L/1000 + 0,05 \text{ cm} \quad \text{Si } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m}$$

- **La flèche max**

Selon le BAEL91(B.6.5.2), la part de la flèche totale  $\Delta f_t$  qui doit être comparée aux limites admissibles, a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

- Les flèches  $f_{gi}$  et  $f_{gv}$  dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche  $f_{ji}$  due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons
- La flèche  $f_{pi}$  due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches  $f_i$  et  $f_v$  sont égales aux expressions approchées suivantes :

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- La portée  $l$  mesurée entre nus des appuis de la travée considérée.
- Le moment fléchissant  $M$  maximal produit dans cette travée par le cas de charge envisagé.
- $E_{i28}$  le module de déformation longitudinale instantané du béton à 28 jours.
- $E_{v28}$  le module de déformation différé du béton à 28 jours.

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

---

- $I_{fi}$  est le moment d'inertie instantané du béton armé avec :

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_i = 0,05 \frac{f_{t28}}{2 + 3 b_0 \frac{\rho}{b}}$$

- $I_{fv}$  est le moment d'inertie différé du béton armé avec :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Avec :  $\mu = 1 - (1,75 f_{t28}) / (4\rho\sigma_s + f_{t28})$  et  $\rho = A/b_0 d$

Où :

- $I_0$  désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec  $n=15$ .
- $\rho$  le pourcentage d'armature forfaitaire.
- $b_0$  largeur de la nervure.
- $b$  largeur de la table de compression

### Exemple de calcul :

On a  $l_x = 4$  m et  $l_y = 7,3$  m qui sont les dimensions de la dalle aux nu des appuis.

$$\alpha = L_x/L_y = 4/7,3 = 0,55.$$

On remarque que :  $0,4 < \alpha < 1$  ce qui signifie que la dalle porte dans deux directions.

Nous mènerons les calculs numériques de la flèche maximum à l'aide du logiciel SOCOTEC en lui transmettant les données suivantes :

➤ La portée	4 m
➤ Largeur de la section	1 m
➤ Hauteur de la section	0,16 m
➤ Position du centre de gravité des armatures tendues	0,03 m
➤ Position du centre de gravité des armatures comprimées	0,03 m
➤ Section des armatures tendues forfaitaire	2 cm <sup>2</sup>
➤ Section des armatures comprimées forfaitaire	2 cm <sup>2</sup>

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

---

- Contrainte du béton armé  $f_{c28}$  25 MPa
- Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons «  $M_j$  ». 4,58 KN.m
- Moment dû aux charges permanentes totales «  $M_g$  » 5,34 KN.m
- Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation «  $M_p$  » 6,72 KN.m

On obtient les résultats suivants :

- ✓ Flèche totale 1,92 mm
- ✓ Flèche totale admissible 8 mm

On remarque que la condition de la flèche est vérifiée.

### Remarque :

En utilisant la résistance des matériaux, on peut calculer la flèche approchée  $f_{max}$  :

$$F_{max} = 5q \frac{l^4}{384 EI}$$

Avec :

- $q = (1,35G + 1,5Q) b = 10,92 \text{ KN/ml}$
- $E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164200 \text{ KN/m}^2$
- $I = (bh^3)/12 = 3,41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
- $L = 4 \text{ m}$

On aura :  $f_{max} = 3 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm}$ .

Ainsi, on choisit l'épaisseur  $e = 16 \text{ cm}$ .

### 3) Condition de résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ , pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ , pour deux heures de coupe-feu.

On maintient  $e = 16 \text{ cm}$ .

# CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

## 4) Condition d'isolation phonique

Selon le BAEL91, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On maintient donc l'épaisseur  $e = 16$  cm.

### Conclusion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera de 16 cm.

## II.2.2. Pré dimensionnement des poutres

Le pré-dimensionnement des poutres doit satisfaire les règles du BAEL91 suivantes :

$$\begin{cases} L/15 < h < L/10 \\ \text{et} \\ 0,3 h < b < 0,7 h \end{cases}$$

Ainsi que les exigences spécifiques aux poutres prescrites par le RPA99 version 2003, CH7. 5.1 Suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} b/h \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases}$$

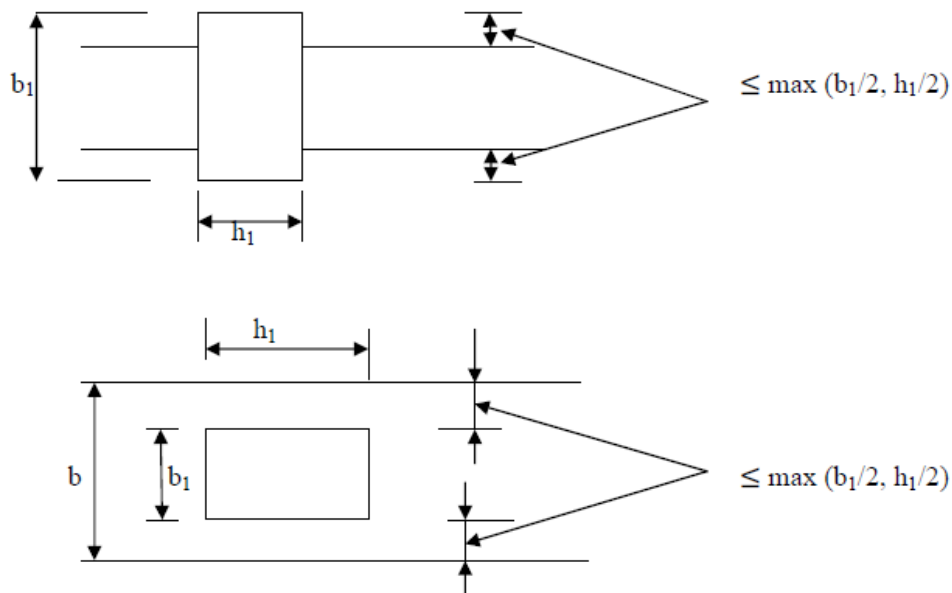


Figure 4 : Dimensions à respecter par les poutres

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

Le pré-dimensionnement de différentes longueurs de portée est résumé dans le tableau suivant :

Portée de la poutre L (m)	$L/15 < h < L/10$ (m)	h(m)	$0,3h < b < 0,7h$ (m)	b(m)	Dimensions de la poutre (b*h)
3	$0,20 < h < 0,3$	0,3	$0,09 < b < 0,21$	0,2	20 x 30
4,5	$0,3 < h < 0,45$	0,4	$0,12 < b < 0,28$	0,3	30 x 40
6,2	$0,41 < h < 0,62$	0,6	$0,18 < b < 0,42$	0,4	40 x 60
7,5	$0,50 < h < 0,75$	0,7	$0,21 < b < 0,49$	0,5	50 x 70
8,3	$0,55 < h < 0,83$	0,8	$0,24 < b < 0,56$	0,6	60 x 80
9	$0,60 < h < 0,90$	0,8	$0,24 < b < 0,56$	0,6	60 x 80
9,2	$0,61 < h < 0,92$	0,8	$0,24 < b < 0,56$	0,6	60 x 80
9,8	$0,65 < h < 0,98$	0,8	$0,24 < b < 0,56$	0,6	60 x 80

On remarque que les dimensions des poutres vérifient les exigences de l'article 7.5.1 du RPA99 version 2003, à savoir :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$

### II.2.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton se fait en compression centrée et le BAEL91 préconise de prendre la section réduite  $B_r$

$$B_r \geq \beta \times N_{ul} \left[ \frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \left( \frac{A_s}{B_r} \right) \right]$$

Avec

$$\beta = \begin{cases} \beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right), & \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85 \left( \frac{\lambda^2}{1500} \right), & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On fixe  $\lambda = 35$  pour avoir un poteau non élancé et ainsi éviter le flambement, ce qui donne :  $\beta = 1,2$

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

- D'après le RPA99 CH7. 4.2.1, le ferrailage minimal longitudinal en zone III est de :

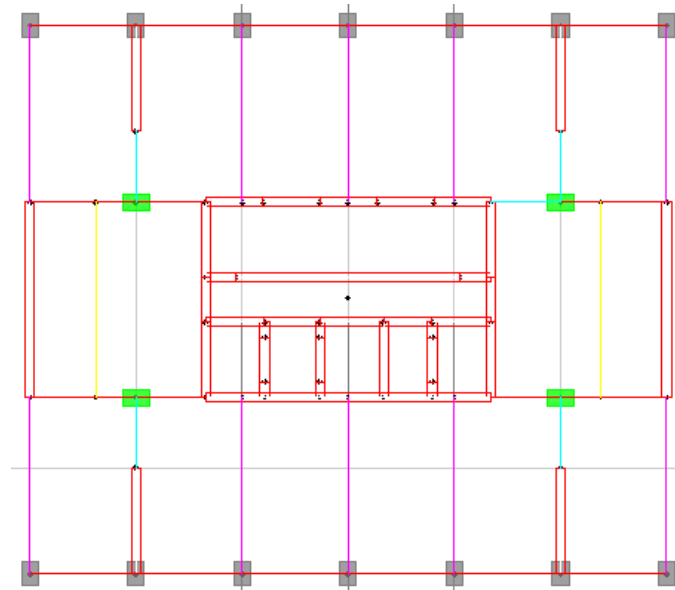
$$\frac{A_s}{B_r} = 0,9\% = 0,009$$

$$AN : B_r \geq 0,0486 \times N_{ul}$$

La répartition des surfaces revenant à chaque poteau est faite par la méthode des lignes de rupture de Mr JOHANSAN. Cette dernière est résumée dans le tableau suivant :

Zone	Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Podium	Rive	28,56
	Central	55,47
Tour	Coin	17,4
	Rive	16,875
	Central	19,78

- **Poteaux de la tour :**



### 1) Poteau central

- La surface « S » revenant à ce dernier est majorée de 15 % (poutre continue à deux travées), ce qui donne une surface finale :  $S' = 22,75 \text{ m}^2$ .
- L'évaluation de la charge limite ultime  $N_{ul}$  revenant aux poteaux :

$$N_{ul} = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

### a) Niveau terrasse :

Plancher terrasse inaccessible	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
$G_T = 7,95 \text{ KN/m}^2$	$G'_T = 9,14 \text{ KN/m}^2$	$N_G = G_T \cdot S' = 207,94 \text{ KN}$
$Q_T = 6 \text{ KN/m}^2$	-	$N_Q = Q_T \cdot S' = 136,5 \text{ KN}$

### b) Etage courant :

Plancher étage courant	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
$G_{EC} = 6,42 \text{ KN/m}^2$	$G'_{EC} = 7,38 \text{ KN/m}^2$	$N_G = G'_{EC} \cdot S' = 167,9 \text{ KN}$
$Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q1} = Q_1 \cdot S' = 34,125 \text{ KN}$
$Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q2} = Q_2 \cdot S' = 56,88 \text{ KN}$
$Q_3 = 5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q3} = Q_3 \cdot S' = 113,75 \text{ KN}$
$Q_4 = 6 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q4} = Q_4 \cdot S' = 136,5 \text{ KN}$

#### Remarque :

La majoration de 15% des charges permanentes a pour but de prendre en compte l'effet du poids des poutres et des poteaux.

Ainsi, la descente de charge est présentée ci-dessous :

		$N_{ul}$ (MN)	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	a	1,2 . a	$B_c$	$V=N_{ul}/(B \cdot f_{c28})$	$V \leq 0,3$
Tour	Terra ina	0,49	0,0235	235,9	17,4	20,8	40*40	0,09	Vérifiée
	22	0,76	0,0371	371,0	21,3	25,5	40*40	0,14	Vérifiée
	21	1,04	0,0503	503,5	24,4	29,3	40*40	0,19	Vérifiée
	20	1,30	0,0633	633,6	27,2	32,6	40*40	0,23	Vérifiée
	19	1,57	0,0761	761,2	29,6	35,5	50*50	0,18	Vérifiée
	18	1,82	0,0886	886,2	31,8	38,1	50*50	0,21	Vérifiée
	17	2,08	0,1008	1008,8	33,8	40,5	50*50	0,24	Vérifiée
	16	2,33	0,1131	1131,4	35,6	42,8	50*50	0,27	Vérifiée
	15	2,58	0,1254	1254,0	37,4	44,9	60*60	0,20	Vérifiée
	14	2,83	0,1376	1376,6	39,1	46,9	60*60	0,22	Vérifiée
	13	3,08	0,1499	1499,2	40,7	48,9	60*60	0,24	Vérifiée
	12	3,34	0,1621	1621,8	42,3	50,7	60*60	0,26	Vérifiée
	11	3,59	0,1744	1744,4	43,8	52,5	70*70	0,21	Vérifiée
	10	3,84	0,1867	1867,0	45,2	54,3	70*70	0,22	Vérifiée
	9	4,09	0,1989	1989,6	46,6	55,9	70*70	0,24	Vérifiée
	8	4,35	0,2112	2112,2	48,0	57,6	70*70	0,25	Vérifiée
	7	4,60	0,2234	2234,8	49,3	59,1	80*80	0,21	Vérifiée
6	4,85	0,2357	2357,4	50,6	60,7	80*80	0,22	Vérifiée	
5	5,10	0,2480	2480,0	51,8	62,2	80*80	0,23	Vérifiée	
4	5,36	0,2602	2602,6	53,0	63,6	80*80	0,24	Vérifiée	
3	5,61	0,2725	2725,2	54,2	65,0	80*80	0,25	Vérifiée	

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

Podium	2	5,88	0,2857	2857,3	55,5	66,5	90*90	0,21	Vérifiée
	1	6,15	0,2989	2989,3	56,7	68,0	90*90	0,22	Vérifiée
	RDC	6,47	0,3144	3144,6	58,1	69,7	90*90	0,23	Vérifiée
	-1	6,81	0,3308	3308,9	59,5	71,4	90*90	0,24	Vérifiée
	-2	7,15	0,3472	3472,9	60,9	73,1	90*90	0,25	Vérifiée

### Remarque :

La loi de dégression des charges d'exploitations  $N_Q$  a bien été prise en compte selon le DTR B.C. 2.2 des charges et surcharges CH4, 6.3.

#### ➤ Vérification des conditions du RPA 99 :

D'après le RPA99 CH7. 4.1, les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (voir figure ci-dessous) :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30 \text{ cm}$  (en zone III)
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

On constate que les trois conditions sont vérifiées.

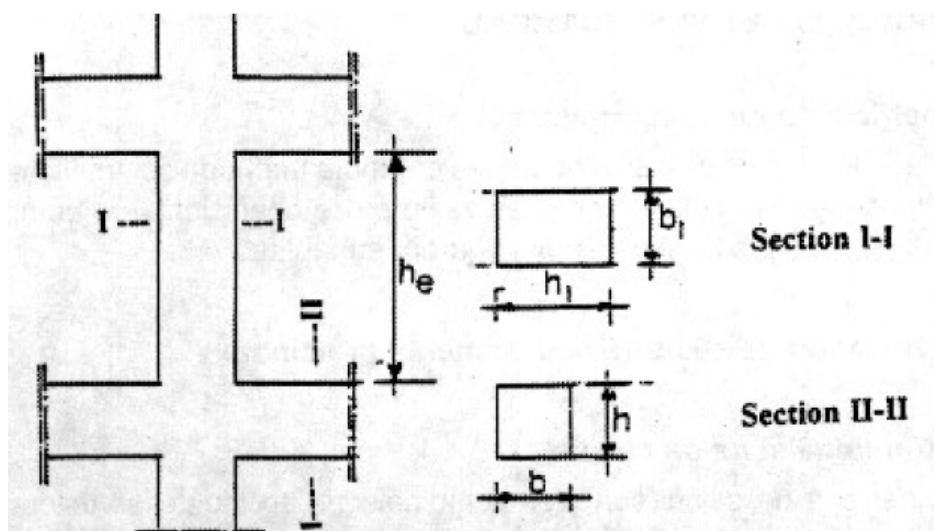


Figure 5 : Coffrage des poteaux

### Remarque :

La vérification spécifique du RPA99 CH7. 4.3.1, visant à limiter l'effort normal « V » de compression est satisfaite.

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

### 2) Poteau de rive

- Ce poteau est en rive de la tour (3<sup>ème</sup> étage et plus), mais devient central au niveau du podium (des sous-sols jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage), ce qui signifie que ce poteau possède deux surfaces.

Zone	Surfaces (m <sup>2</sup> )
Tour (en rive)	$S_1 = 16,875$
Podium (central)	$S'_2 = 26,1 * 1,15 = 30,015$

#### Remarque :

$S_1$  n'est pas concernée par une majoration, par contre lorsque le poteau devient central au niveau du podium, une majoration de 15% de  $S_2$  s'impose (poutre continue à deux travées).

- L'évaluation de la charge limite ultime  $N_{ul}$  revenant aux poteaux :

$$N_{ul} = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

#### a. Niveau terrasse :

Plancher terrasse inaccessible	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
$G_T = 7,95 \text{ KN/m}^2$	$G'_T = 9,14 \text{ KN/m}^2$	$N_G = G_T * S_1 = 154,24 \text{ KN}$
$Q_T = 6 \text{ KN/m}^2$	-	$N_Q = Q_T * S_1 = 101,25 \text{ KN}$

#### b. Etage courant :

Plancher étage courant	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
$G_{EC} = 6,42 \text{ KN/m}^2$	$G'_{EC} = 7,38 \text{ KN/m}^2$	$N_{G1} = G'_{EC} * S_1 = 124,54 \text{ KN}$
		$N_{G2} = G'_{EC} * S'_2 = 221,51 \text{ KN}$
$Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q1} = Q_1 * S_1 = 25,31 \text{ KN}$
$Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q2} = Q_2 * S'_2 = 75,04 \text{ KN}$
$Q_3 = 5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q3} = Q_3 * S'_2 = 150,08 \text{ KN}$
$Q_4 = 6 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q4} = Q_4 * S'_2 = 180,09 \text{ KN}$

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

Ainsi la descente de charge est présentée :

		$N_{ul}$ (MN)	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	a	1,2*a	$B_c$	$V=N_{ul}/(B.f_{c28})$	$V \leq 0,3$
<b>Tour</b>	Terra ina	0,36	0,0175	175,0	15,2	18,3	30*30	0,11	Vérifiée
	22	0,57	0,0275	275,2	18,6	22,3	30*30	0,18	Vérifiée
	21	0,77	0,0373	373,5	21,3	25,6	30*30	0,24	Vérifiée
	20	0,97	0,0470	470,0	23,7	28,4	40*40	0,17	Vérifiée
	19	1,16	0,0564	564,6	25,8	30,9	40*40	0,21	Vérifiée
	18	1,35	0,0657	657,4	27,6	33,2	40*40	0,24	Vérifiée
	17	1,54	0,0748	748,3	29,4	35,2	50*50	0,18	Vérifiée
	16	1,73	0,0839	839,2	31,0	37,2	50*50	0,20	Vérifiée
	15	1,91	0,0930	930,2	32,5	39,0	50*50	0,22	Vérifiée
	14	2,10	0,1021	1021,1	34,0	40,7	50*50	0,24	Vérifiée
	13	2,29	0,1112	1112,1	35,3	42,4	60*60	0,18	Vérifiée
	12	2,48	0,1203	1203,0	36,7	44,0	60*60	0,20	Vérifiée
	11	2,66	0,1293	1293,9	38,0	45,6	60*60	0,21	Vérifiée
	10	2,85	0,1384	1384,9	39,2	47,1	60*60	0,23	Vérifiée
	9	3,04	0,1475	1475,8	40,4	48,5	60*60	0,24	Vérifiée
	8	3,22	0,1566	1566,7	41,6	49,9	70*70	0,19	Vérifiée
	7	3,41	0,1657	1657,7	42,7	51,3	70*70	0,20	Vérifiée
	6	3,60	0,1748	1748,6	43,8	52,6	70*70	0,21	Vérifiée
	5	3,79	0,1839	1839,5	44,9	53,9	70*70	0,22	Vérifiée
	4	3,97	0,1930	1930,5	45,9	55,1	70*70	0,23	Vérifiée
3	4,16	0,2021	2021,4	47,0	56,4	70*70	0,24	Vérifiée	
<b>Podium</b>	2	4,52	0,2196	2196,7	48,9	58,6	85*85	0,18	Vérifiée
	1	4,88	0,2371	2371,7	50,7	60,8	85*85	0,19	Vérifiée
	RDC	5,30	0,2577	2577,5	52,8	63,3	85*85	0,21	Vérifiée
	-1	5,75	0,2795	2795,1	54,9	65,8	85*85	0,23	Vérifiée
	-2	6,20	0,3012	3012,1	56,9	68,3	85*85	0,25	Vérifiée

### Remarque :

La loi de dégression des charges d'exploitation  $N_Q$  a bien été prise en compte selon le DTR B.C. 2.2 des charges et surcharges CH4, 6.3.

#### ➤ Vérification des conditions du RPA 99 :

Les conditions de coffrages des poteaux ainsi que la réduction de l'effort normal prescrites par le RPA99 sont satisfaites.

### 3) Poteau au coin :

- Ce poteau est au coin de la tour (3<sup>ème</sup> étage et plus) avec deux balcons, mais devient central au niveau du podium (des sous-sols jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage)

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

Zone	Balcons (m <sup>2</sup> )	Plancher (m <sup>2</sup> )	Surfaces (m <sup>2</sup> )
Tours (coin)	S <sub>B</sub> = 8,96	S <sub>P</sub> = 8,44	S <sub>1</sub> = S <sub>B</sub> + S <sub>P</sub> = 17,4
Podium (central)			S' <sub>2</sub> = 26,1*1,15=30,015

- L'évaluation de la charge limite ultime N<sub>ul</sub> revenant aux poteaux :

$$N_{ul} = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

### a. Niveau terrasse :

Plancher terrasse inaccessible	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
G <sub>T</sub> = 7,95 KN/m <sup>2</sup>	G' <sub>T</sub> = 9,14 KN/m <sup>2</sup>	N <sub>G</sub> = G <sub>T</sub> * S <sub>1</sub> = 159,04 KN
Q <sub>T</sub> = 6 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>Q</sub> = Q <sub>T</sub> * S <sub>1</sub> = 104,4 KN

### b. Etage courant :

Plancher étage courant	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
G <sub>EC</sub> = 6,42 KN/m <sup>2</sup>	G' <sub>EC</sub> = 7,38 KN/m <sup>2</sup>	N <sub>G1</sub> = G' <sub>EC</sub> * S <sub>1</sub> = 128,41 KN N <sub>G2</sub> = G' <sub>EC</sub> * S' <sub>2</sub> = 221,51 KN
Q <sub>1</sub> = 1,5 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>Q1</sub> = Q <sub>1</sub> * S <sub>P</sub> = 12,66 KN
Q <sub>B</sub> = 3,5 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>QB</sub> = Q <sub>B</sub> * S <sub>B</sub> = 31,36 KN
Q <sub>EC</sub>	-	N <sub>Q,EC</sub> = N <sub>Q1</sub> + N <sub>QB</sub> = 44,02 KN
Q <sub>2</sub> = 2,5 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>Q2</sub> = Q <sub>2</sub> * S' <sub>2</sub> = 75,04 KN
Q <sub>3</sub> = 5 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>Q3</sub> = Q <sub>3</sub> * S' <sub>2</sub> = 150,08 KN
Q <sub>4</sub> = 6 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>Q4</sub> = Q <sub>4</sub> * S' <sub>2</sub> = 180,09 KN

### Remarque :

La charge d'exploitation Q<sub>B</sub> exercée sur le balcon est de 3,5 KN/m<sup>2</sup>.

Ainsi la descente de charge est présentée :

		N <sub>ul</sub> (MN)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a	1,2*a	B <sub>c</sub>	v=N/(B.f.c <sub>28</sub> )	Condition
Tour	Terra ina	0,37	0,018	180,5	15,4	18,5	30*30	0,12	vérifiée
	22	0,61	0,029	296,8	19,2	23,1	30*30	0,19	vérifiée
	21	0,84	0,040	409,9	22,2	26,7	30*30	0,27	vérifiée
	20	1,06	0,051	519,8	24,8	29,8	40*40	0,19	vérifiée
	19	1,28	0,062	626,6	27,0	32,4	40*40	0,23	vérifiée
	18	1,50	0,073	730,1	29,0	34,8	40*40	0,27	vérifiée
	17	1,70	0,083	830,4	30,8	37,0	50*50	0,20	vérifiée
	16	1,91	0,093	930,7	32,5	39,0	50*50	0,22	vérifiée
	15	2,12	0,103	1031,0	34,1	40,9	50*50	0,24	vérifiée
	14	2,32	0,113	1131,2	35,6	42,8	50*50	0,27	vérifiée
	13	2,53	0,123	1231,5	37,1	44,5	60*60	0,20	vérifiée
12	2,74	0,133	1331,8	38,5	46,2	60*60	0,22	vérifiée	

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

	11	2,94	0,143	1432,1	39,8	47,8	60*60	0,23	vérifiée
	10	3,15	0,153	1532,4	41,1	49,4	60*60	0,25	vérifiée
	9	3,35	0,163	1632,7	42,4	50,9	60*60	0,27	vérifiée
	8	3,56	0,173	1733,0	43,6	52,4	70*70	0,21	vérifiée
	7	3,77	0,183	1833,3	44,8	53,8	70*70	0,22	vérifiée
	6	3,97	0,193	1933,6	46,0	55,2	70*70	0,23	vérifiée
	5	4,18	0,203	2033,9	47,1	56,5	70*70	0,24	vérifiée
	4	4,39	0,213	2134,2	48,2	57,8	70*70	0,26	vérifiée
	3	4,59	0,223	2234,5	49,3	59,1	70*70	0,27	vérifiée
<b>Podium</b>	2	4,95	0,240	2408,8	51,1	61,3	85*85	0,20	vérifiée
	1	5,31	0,258	2582,9	52,8	63,4	85*85	0,21	vérifiée
	RDC	5,73	0,278	2787,9	54,8	65,8	85*85	0,23	vérifiée
	-1	6,18	0,30	3004,7	56,8	68,2	85*85	0,24	vérifiée
	-2	6,62	0,322	3221,1	58,8	70,5	85*85	0,26	vérifiée

### Remarque :

La loi de dégression des charges d'exploitation  $N_Q$  a bien été prise en compte selon le DTR B.C. 2.2 des charges et surcharges CH4, 6.3.

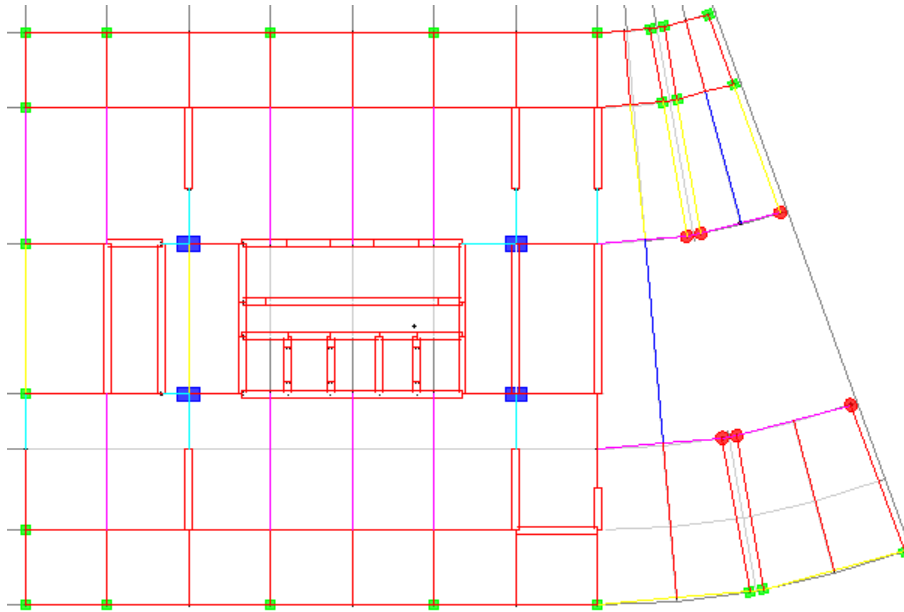
### ➤ Vérification des conditions du RPA 99 :

Etages	Poteau central		Poteau de rive	
	Section calculée	Section retenue	Section calculée	Section retenue
-2 à 2	90 x 90	120 x 80	85 x 85	110 x 80
3 à 7	80 x 80	110 x 70	70 x 70	100 x 70
8 à 11	70 x 70	100 x 70	60 x 60	90 x 60
12 à 15	60 x 60	90 x 60	50 x 50	80 x 60
16 à 19	50 x 50	80 x 60	40 x 40	70 x 60
20 à 22	40 x 40	60 x 60	30 x 30	60 x 60

Les conditions de coffrages des poteaux ainsi que la réduction de l'effort normal prescrites par le RPA99 sont satisfaites.

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

- **Poteaux du podium :**



### 1) Poteau central :

Les poteaux centraux doublés de forme circulaire au niveau de la réception du podium, ont une hauteur de 15,6 m allant directement du RDC jusqu'au plancher de la terrasse inaccessible du podium (une ouverture inter étage existe). Cette dernière est équipée d'une verrière d'une surface totale de 132 m<sup>2</sup> reposant sur quatre couples de poteaux.

- Au niveau de la terrasse, la surface « S » revenant au poteau est composée de deux charges différentes (charge due à la verrière et l'autre due au plancher).

Zone	Surfaces (m <sup>2</sup> )
La verrière	S <sub>1</sub> = 27,13
Le plancher	S <sub>2</sub> = 28,34
Totale	S = S <sub>1</sub> + S <sub>2</sub> = 55,47

- L'évaluation de la charge limite ultime N<sub>ul</sub> revenant aux poteaux :

$$N_{ul} = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

#### a. Niveau terrasse :

Plancher terrasse inaccessible	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
G <sub>TP</sub> = 7,95 KN/m <sup>2</sup>	G' <sub>T</sub> = 9,14 KN/m <sup>2</sup>	N <sub>GP</sub> = G <sub>TP</sub> . S <sub>1</sub> = 248 KN
G <sub>TV</sub> = 0,5 KN/m <sup>2</sup>	G' <sub>TV</sub> = 0,575 KN/m <sup>2</sup>	N <sub>GV</sub> = G <sub>TV</sub> . S <sub>2</sub> = 16,3 KN
G <sub>T</sub>		N <sub>G</sub> = N <sub>GP</sub> + N <sub>GV</sub> = 264,3 KN
Q <sub>T</sub> = 1 KN/m <sup>2</sup>	-	N <sub>Q</sub> = Q <sub>T</sub> . S = 55,47 KN

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

### Remarque :

D'après le DTR B.C. 2.2 des charges et surcharges Ch6. Annexe A, le poids volumique du verre est de  $25 \text{ KN/m}^3$  et avec une épaisseur de 2 cm, on obtient  $G_{TV} = 0,5 \text{ KN/m}^2$ .

### b. Etage courant :

Plancher étage courant	Majoration de 15%	Charge finale revenant au poteau
$G_{EC} = 6,42 \text{ KN/m}^2$	$G'_{EC} = 7,38 \text{ KN/m}^2$	$N_G = G'_{EC} \cdot S = 409,37 \text{ KN}$
$Q_3 = 5 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q3} = Q_3 \cdot S = 277,35 \text{ KN}$
$Q_4 = 6 \text{ KN/m}^2$	-	$N_{Q4} = Q_4 \cdot S = 332,82 \text{ KN}$

Etant un poteau circulaire, le pré dimensionnement se fait en prenant le max des deux relations suivantes :

- la première est de faire la descente de charge normalement et de calculer le diamètre « a » avec la relation :  $a = \sqrt{\frac{Br}{\pi}} + 2$ .
- La seconde est de prendre en considération la longueur de flambement du poteau  $l_f$ , avec  $a = l_f/9$ .

Vue l'importance de hauteur du poteau, la deuxième relation donne le plus grand diamètre « a » : le poteau étant considéré comme encasté à ses deux extrémités  $l_f = 0,7 \times l_0$

Longueur $l_0$ (m)	Longueur de flambement $l_f$ (m)	$a = l_f / 9$ (cm)	$1,2 * a$ (cm)	Diamètre « a » choisi pour le couple de poteaux (cm)
15,6	10,92	121,33	145,6	2 x 70

### Remarque :

- Le poteau central au niveau des sous-sols a une section rectangulaire de  $160 \times 70 \text{ cm}^2$  nécessaire pour recevoir la section du couple de poteau ( $2 \times 70 \text{ cm}$ ) au niveau supérieur.
- En ce qui concerne les poteaux d'étage, pour un meilleur aspect visuel, on attribue un diamètre de  $2 \times 60 \text{ cm}$  proche de celui des poteaux sous verrière.

### Récapitulatif :

Etage	Section circulaire	
	Poteaux sous la verrière (Hauteur de 15,6 m)	Poteau d'étage (Hauteur relative à l'étage)
Etage 2	2 x 70	2 x 60
Etage 1		2 x 60
RDC		2 x 60

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

Section rectangulaire		
1 <sup>er</sup> sous sol	160 x 70	160 x 60
2 <sup>ème</sup> sous sols	160 x 70	160 x 60

### ➤ Vérification des conditions du RPA 99 :

D'après le RPA99, pour les poteaux circulaires, le diamètre « a » devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\begin{cases} D \geq 35 \text{ cm (zone III)} \\ D \geq h_e/15 \end{cases}$$

Les conditions sont satisfaites

### II.2.4. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles de contreventement sont des éléments porteurs rigides en béton armé qui servent d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et / ou vent) et d'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et ou du vent.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

Selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 V 2003(article7.7.1) :

Sont considérés comme voile les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ).

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

Avec :

- L : portée du voile.
- a : épaisseur du voile.

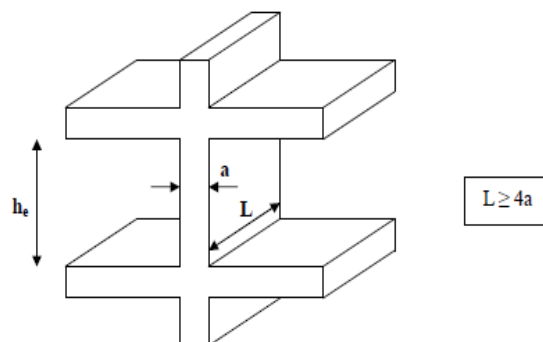


Figure 6 : Coupe de voile en élévation

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

Sachant que l'épaisseur minimale est de 15 cm, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

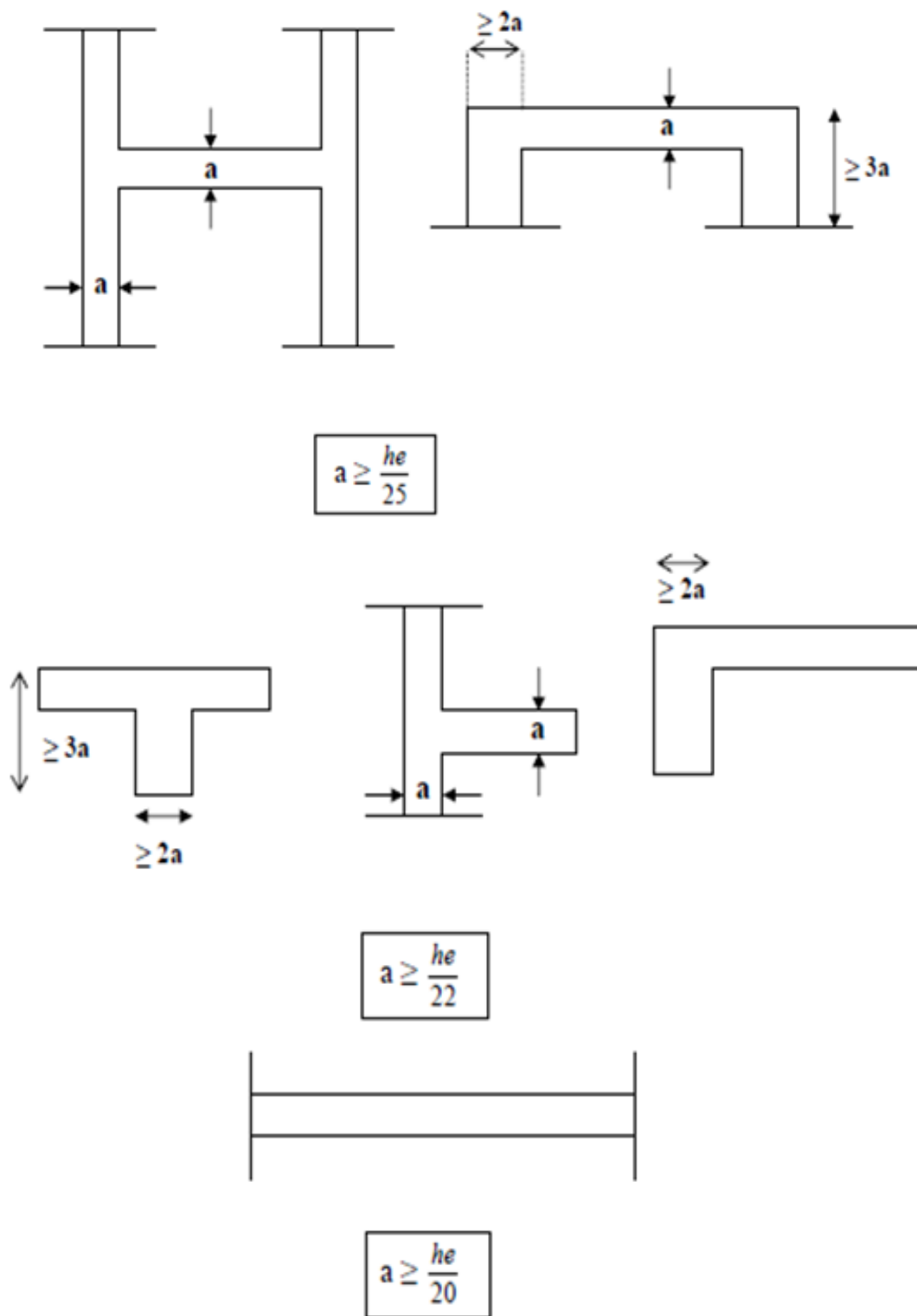


Figure 7 : Coupe de voiles en plan

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

On a :

$$a \geq \text{Max} (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

On prend la plus grande hauteur c.-à-d. celle du RDC, qui est de 7,2 m.

$$a \geq \text{Max} (28,8 ; 32,7 ; 36)$$

On adopte pour une épaisseur du voile :  $a = 40$  cm.

### II.2.5. Pré dimensionnement de l'escalier

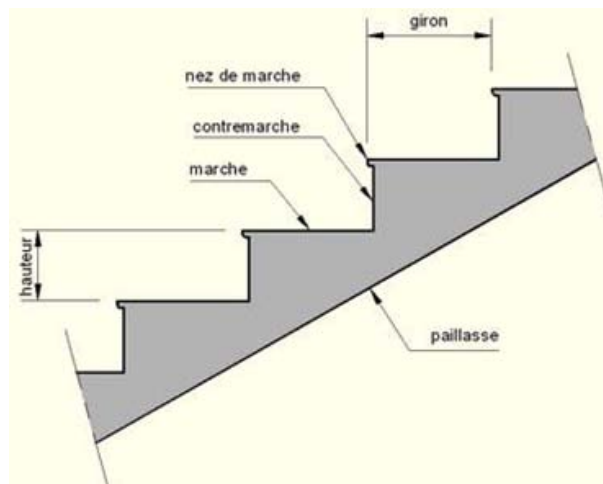


Figure 8 : Croquis de l'escalier

Prenons le cas d'un étage courant d'une hauteur  $H = 3,26$  m.

La formule de BLONDEL :  $59 < 2h+g < 66$ , nous permet de dimensionner les marches et contres-marches. Ainsi, on a  $g = 30$  cm et  $h = 17$  cm.

La hauteur se décompose en deux volées, alors :

- $H/2 = 3,26/2 = 1,63$  m.
- Le nombre de contre marche par volée :

$$N_c = 1,63/0,17 = 9,6 \cong 10 \text{ contres marches.}$$

- Nombre de marches par volée :

$$N = N_c - 1 = 9 \text{ marches.}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tga} = 1,63/(10 * 0,3) = 0,54 \Rightarrow \alpha = 28,52^\circ.$$

## CHAPITRE II : Descente de charge et pré dimensionnement

- La longueur de la paillasse

$$L = (10 * 0,3) / \cos\alpha = 3,41 \text{ m}$$

- La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés, et l'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow e = 16 \text{ cm.}$$

### II.2.6. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé en béton armé, contournant le sommet du bâtiment.

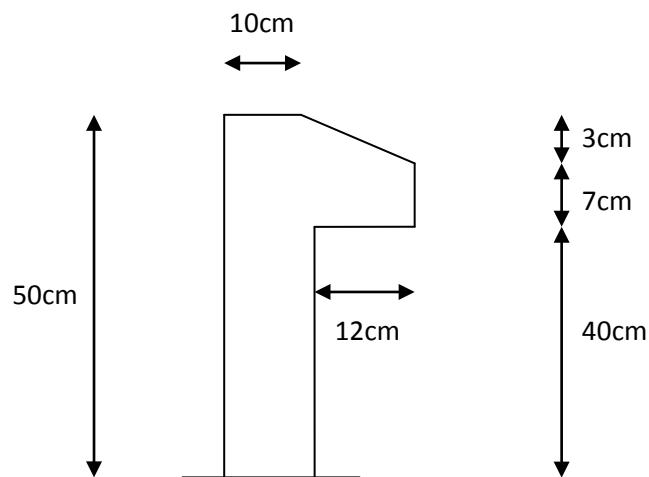


Figure 9 : Schéma de l'acrotère

Conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$$S = (0,4 \times 0,1) + [0,5 \times (0,1 + 0,07)] \times 0,22 = 0,0587 \text{ m}^2$$

$$P = 0,0587 \times 25 = 1,47 \text{ KN/m donc } G = 1,47 \text{ KN/m.}$$

# CHAPITRE III



*Etude au vent*

## Chapitre III : Etude au vent

### III.1. Introduction

Notre ouvrage qui est une tour offrant donc une surface importante, le vent devient une force non négligeable dont il faut tenir compte.

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 paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage...etc.

### III.2. Application du RNV99

#### III.2.1. Interprétation des données

Notre tour se trouve sur :

- Construction de catégorie I (RNV99, Ch2.1.1.3)
- Zone I (Alger)  $\Rightarrow$   $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  (RNV99, tableau 2.3)
- Site plat  $\Rightarrow$   $C_t(Z) = 1$  (RNV99, tableau 2.5)
- Terrain de catégorie I  $\Rightarrow$ 

$\left\{ \begin{array}{l} K_T = 0,17 \\ Z_0 = 0,01 \text{ m (RNV99, tableau 2.4)} \\ Z_{min} = 2 \text{ m} \end{array} \right.$
---

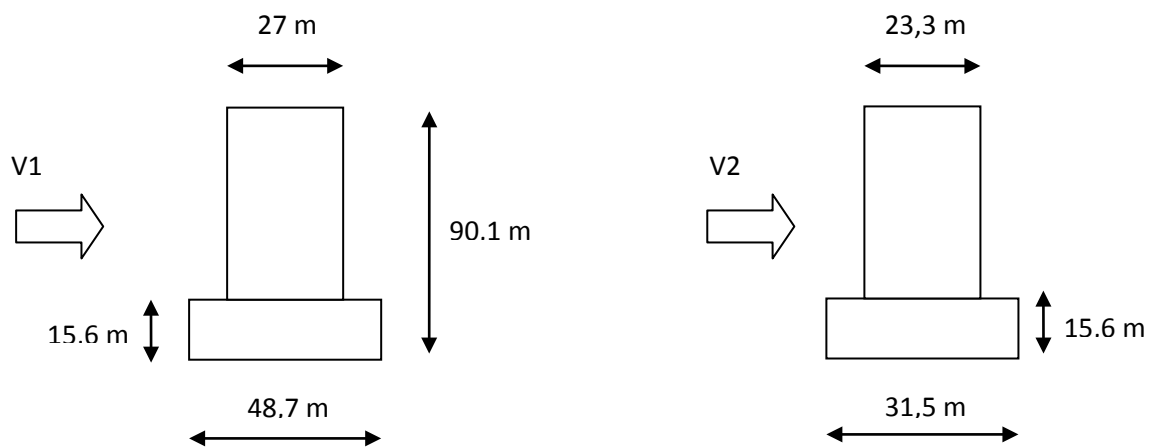


Figure 10 : Action du vent sur les deux façades de la tour

### III.2.2. Formule générale de la résultante R (RNV99 CH2, 2.1.2)

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fj}$$

Où :

- $q_j$  est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.
- $S_j$  est l'aire de l'élément de surface j.
- $F_{fj}$  désigne les forces de frottement éventuel.

#### III.2.2.1. Calcul de $q_j$

$$Q_j = c_d * w(Z_j)$$

Où :

- $C_d$  est le coefficient dynamique de la structure.
- $w(Z_j)$  est la pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface j.

##### a. Le coefficient dynamique $C_d$

Le coefficient dynamique 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 turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

La valeur de  $C_d$  est déterminée à l'aide des abaques donnés dans le RNV99 CH3, 2.1.2 en fonction de la dimension horizontale « b », perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction ainsi que de la hauteur totale de la construction « h ».

##### Remarque :

Vue l'importance de hauteur de la tour par rapport à celle du podium, nous prendrons en compte les dimensions de la tour à la base et non celles du podium, c'est à dire 23,3 x 27 m.

- Pour la direction du vent V1 :  $b = 23,3$  m et  $h = 90,1$  m.

Ce qui donne :  $C_{d1} = 0,974$ .

- Pour la direction du vent V2 :  $b = 27$  m et  $h = 90,1$  m.

Ce qui donne :  $C_{d2} = 0,969$ .

On remarque que les deux valeurs de  $C_d$  sont inférieures à 1,2. Ce qui signifie que la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

## b. La pression nette $W(z_j)$

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Où :

- $q_{dyn}$  est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .
- $C_{pe}$  est le coefficient de pression extérieur.
- $C_{pi}$  est le coefficient de pression intérieur.

### b.1. Calcul de $q_{dyn}$

Pour la vérification d'ensemble et pour la dimension des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le mètre couple en élément de surface « j » horizontaux.

La structure est construite avec « n » planchers intermédiaires dont la hauteur totale est supérieure à 10 m, donc on doit la considérer comme étant constituée de n éléments de surface de hauteurs égales à la hauteur d'étage.

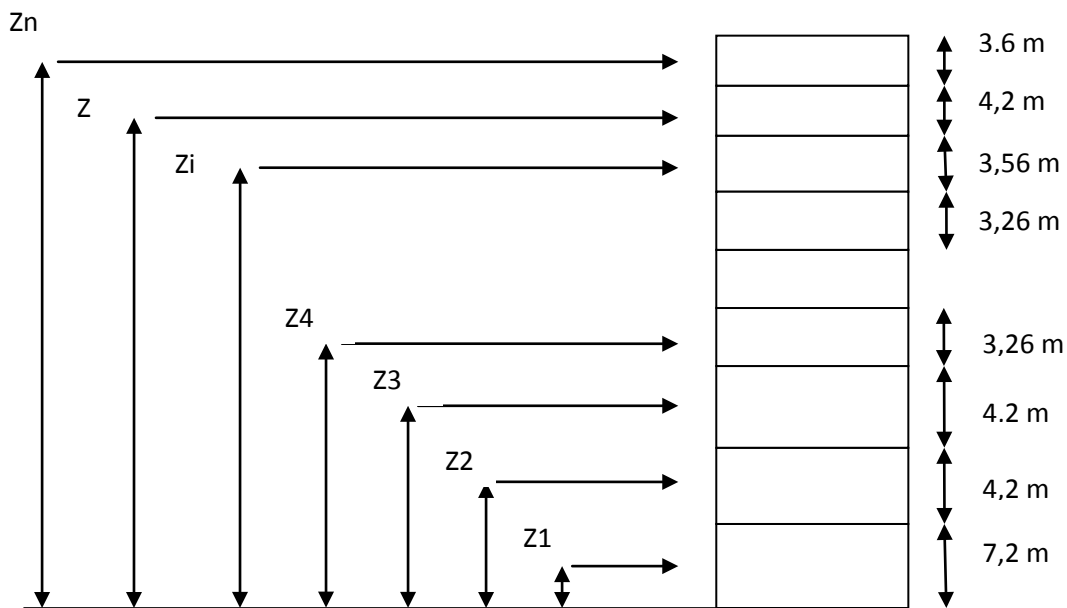


Figure 11 : Répartition de la pression dynamique

La subdivision adoptée vise à représenter au mieux la répartition théorique de la pression dynamique du vent.

## b.1.2. Formule générale

La structure est permanente  $\Rightarrow q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(Z_j) = 375 \times C_e(Z_j)$

- Le coefficient d'exposition  $C_e$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site ainsi que de la hauteur au dessus du sol et comme  $C_d < 1,2$ , alors :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 * C_r(Z)^2 * \left[ 1 + \frac{7 * K_t}{C_r * C_t} \right]$$

- Le coefficient de rugosité  $C_r$  :

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

$$C_r = K_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

Le calcul de  $q_{dyn}$  est résumé au tableau suivant :

niveau	H (m)	Zj	Z0	Kt	Cr	Ct	Ce	Q dyn (N/m <sup>2</sup> )
RDC	7,20	3,60	0,01	0,17	1,00	1,00	2,19	822,01
1	4,20	9,30	0,01	0,17	1,16	1,00	2,73	1024,86
2	5,40	14,10	0,01	0,17	1,23	1,00	2,99	1119,96
3	3,26	18,43	0,01	0,17	1,28	1,00	3,16	1183,15
4	3,26	21,69	0,01	0,17	1,31	1,00	3,26	1222,34
5	3,26	24,95	0,01	0,17	1,33	1,00	3,35	1256,49
6	3,26	28,21	0,01	0,17	1,35	1,00	3,43	1286,79
7	3,26	31,47	0,01	0,17	1,37	1,00	3,50	1314,04
8	3,26	34,73	0,01	0,17	1,39	1,00	3,57	1338,83
9	3,26	37,99	0,01	0,17	1,40	1,00	3,63	1361,58
10	3,26	41,25	0,01	0,17	1,42	1,00	3,69	1382,61
11	3,26	44,51	0,01	0,17	1,43	1,00	3,74	1402,17
12	3,26	47,77	0,01	0,17	1,44	1,00	3,79	1420,45
13	3,26	51,03	0,01	0,17	1,45	1,00	3,83	1437,63
14	3,26	54,29	0,01	0,17	1,46	1,00	3,88	1453,83
15	3,26	57,55	0,01	0,17	1,47	1,00	3,92	1469,16
16	3,26	60,81	0,01	0,17	1,48	1,00	3,96	1483,71
17	3,26	64,07	0,01	0,17	1,49	1,00	3,99	1497,57
18	3,26	67,33	0,01	0,17	1,50	1,00	4,03	1510,79
19	3,26	70,59	0,01	0,17	1,51	1,00	4,06	1523,43
20	3,26	73,85	0,01	0,17	1,51	1,00	4,09	1535,55
21	3,26	77,11	0,01	0,17	1,52	1,00	4,13	1547,19
22	3,56	80,52	0,01	0,17	1,53	1,00	4,16	1558,89
toit	4,20	84,40	0,01	0,17	1,54	1,00	4,19	1571,66
hors toit	3,60	88,30	0,01	0,17	1,54	1,00	4,22	1583,96

## b.2. Calcul de $C_{pe}$ pour le vent V1

### a. Parois verticales

$$C_{pe} = C_{pe,10} \Rightarrow S > 10 \text{ m}^2.$$

- $b = 23,3 \text{ m}$
- $d = 27 \text{ m}$
- $h = 90,1 \text{ m}$
- $e = \min(b, 2h) = 23,3 \text{ m}$

On remarque que  $d > e$ , donc :

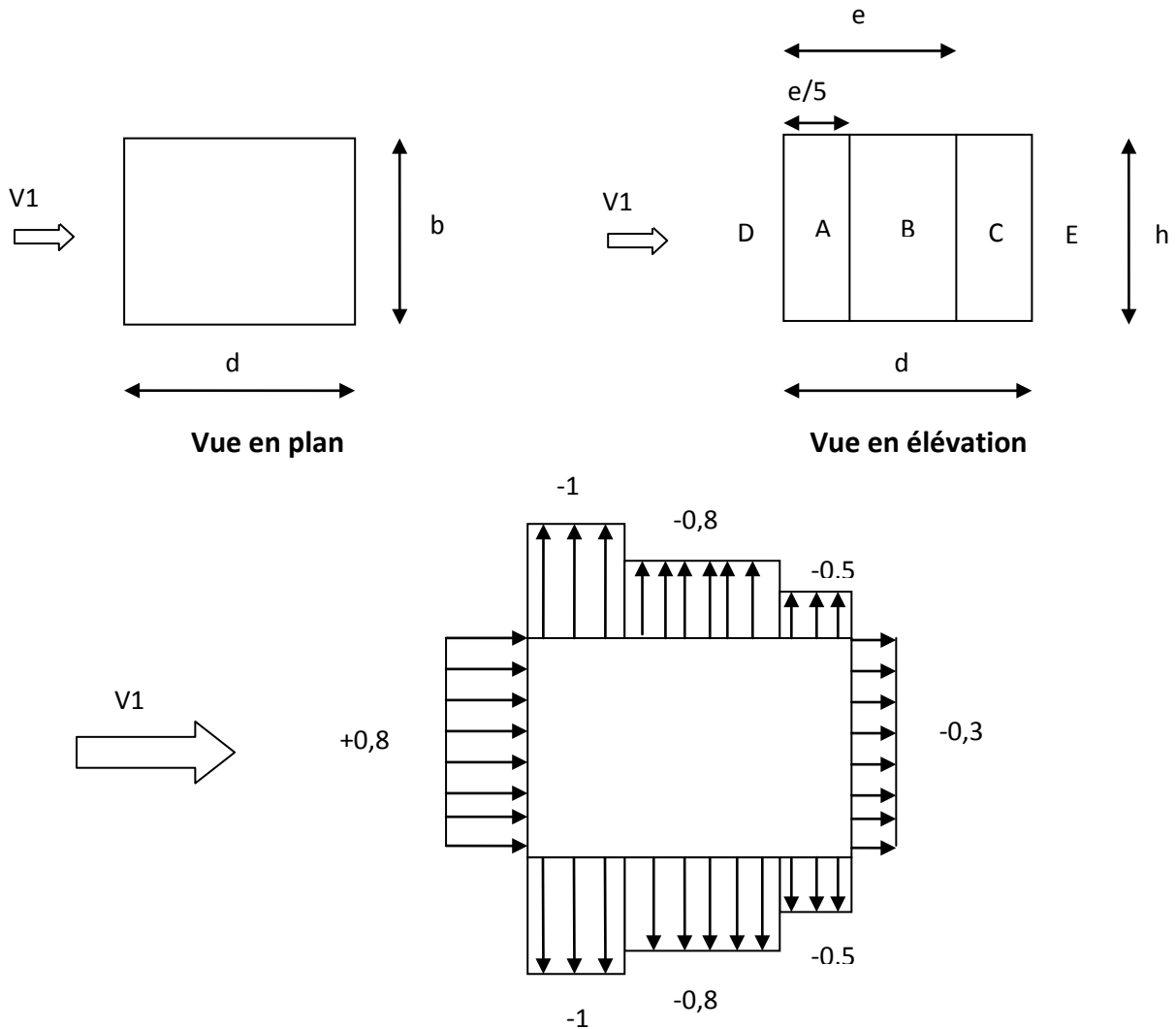
$$\begin{cases} A = e/5 = 4,66 \text{ m} \\ B = e - e/5 = 18,64 \text{ m} \\ C = 3,7 \text{ m} \end{cases}$$


Figure 12 :  $C_{pe,10}$  pour les parois verticales

## b. Toiture plate avec acrotère

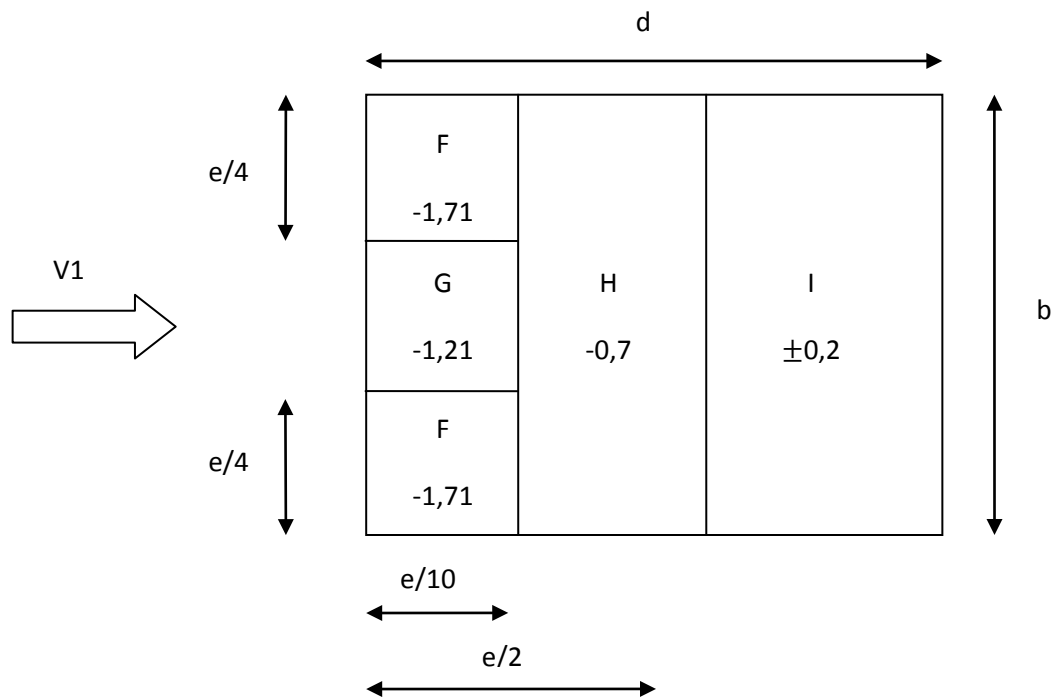


Figure 13 :  $C_{pe,10}$  pour la toiture

- $F = e/10 \times e/4 = 2,33 \text{ m} \times 5,825 \text{ m}$
- $G = 2,33 \text{ m} \times 11,65 \text{ m}$
- $H = 9,32 \text{ m} \times 23,3 \text{ m}$
- $I = 15,35 \text{ m} \times 23,3 \text{ m}$

### b.3. Calcul de $C_{pi}$ pour le vent V1

Pour les structures ayant des cloisons intérieures, le coefficient de pression intérieur doit avoir les valeurs suivantes :

- $C_{pi} = + 0,8$
- $C_{pe} = - 0,5$

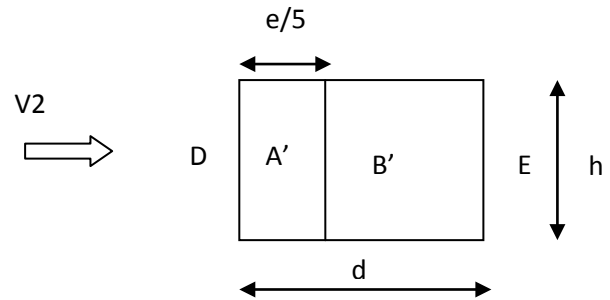
Les tableaux résumant le calcul de «  $q_j$  » pour les différents niveaux de la tour pour la direction V1 sont en annexe.

## b.4. Calcul de $C_{pe}$ pour le vent V2

### a. Parois verticales

$$C_{pe} = C_{pe,10} \Rightarrow S > 10 \text{ m}^2.$$

- $b = 27 \text{ m.}$
- $d = 23,3 \text{ m}$
- $h = 90,1 \text{ m}$
- $e = \min(b, 2h) = 27 \text{ m}$



On remarque que  $e > d$ , alors :

$$\begin{cases} A' = 5,4 \text{ m} \\ B' = 17,9 \text{ m} \end{cases}$$

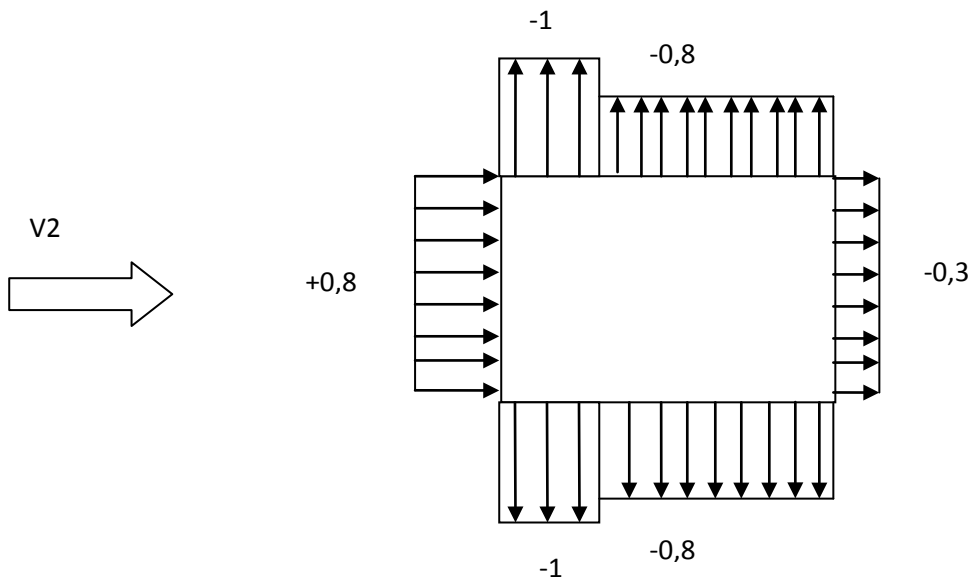


Figure 14 :  $C_{pe,10}$  pour les parois verticales

## b. Toiture plate avec acrotère

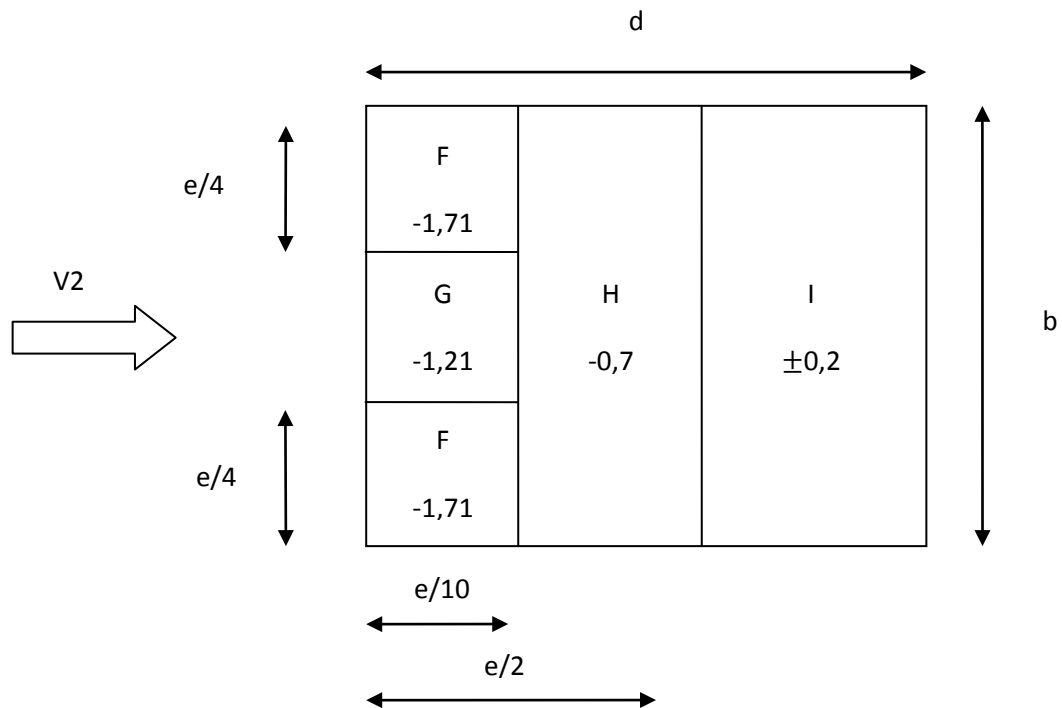


Figure 15 :  $C_{pe,10}$  pour la toiture

- $F = e/10 \times e/4 = 2,7 \text{ m} \times 6,75 \text{ m}$
- $G = 2,7 \text{ m} \times 13,5 \text{ m}$
- $H = 10,8 \text{ m} \times 27 \text{ m}$
- $I = 9,8 \text{ m} \times 27 \text{ m}$

### b.5. Calcul de $C_{pi}$ pour le vent V2

Pour les structures ayant des cloisons intérieures, le coefficient de pression intérieure doit avoir les valeurs suivantes :

- $C_{pi} = + 0,8$
- $C_{pe} = - 0,5$

Les tableaux résumant le calcul de «  $q_j$  » pour les différents niveaux de la tour, pour la direction V2 sont en annexe.

## III.2.2.2. Calcul de la force de frottement $F_{ftj}$

$$\left\{ \begin{array}{l} d/h = 27/23,3 = 1,16 \geq 3 \quad (\text{non vérifiée}) \\ d/h = 27/90,1 = 0,3 \geq 3 \quad (\text{non vérifiée}) \end{array} \right.$$

On remarque que les conditions pour prendre en compte la force de frottement ne sont pas satisfaites.

Il n'y a pas lieu de considérer ces forces pour les deux directions.

## III.2.2.3. Calcul de la résultante R1 du vent V1

RX 1

Niveau	Zone	$Q_j$ 1(KN/m <sup>2</sup> )	$S_j$ 1 (m <sup>2</sup> )	Rx 1 (KN)	Rx 1 de chaque étage
RDC	D	0,0000	226,8	0	-199,74
	E	-0,8807		-199,743828	
1	D	0,0000	132,3	0	-145,27
	E	-1,0980		-145,269955	
2	D	0,0000	170,1	0	-204,11
	E	-1,1999		-204,107746	
3	D	0,0000	75,96	0	-96,29
	E	-1,2676		-96,2887715	
4	D	0,0000	75,96	0	-99,48
	E	-1,3096		-99,4780088	
5	D	0,0000	75,96	0	-102,26
	E	-1,3462		-102,257239	
6	D	0,0000	75,96	0	-104,72
	E	-1,3787		-104,72315	
7	D	0,0000	75,96	0	-106,94
	E	-1,4079		-106,941484	
8	D	0,0000	75,96	0	-108,96
	E	-1,4344		-108,959039	
9	D	0,0000	75,96	0	-110,81
	E	-1,4588		-110,810346	
10	D	0,0000	75,96	0	-112,52
	E	-1,4813		-112,521638	
11	D	0,0000	75,96	0	-114,11
	E	-1,5023		-114,113323	
12	D	0,0000	75,96	0	-115,60
	E	-1,5219		-115,601599	
13	D	0,0000	75,96	0	-117,00
	E	-1,5403		-116,999547	
14	D	0,0000	75,96	0	-118,32
	E	-1,5576		-118,317883	

## CHAPITRE III : Etude au vent

15	D	0,0000	75,96	0	-119,57
	E	-1,5741		-119,565503	
16	D	0,0000	75,96	0	-120,75
	E	-1,5897		-120,749872	
17	D	0,0000	75,96	0	-121,88
	E	-1,6045		-121,877319	
18	D	0,0000	75,96	0	-122,95
	E	-1,6187		-122,953258	
19	D	0,0000	75,96	0	-123,98
	E	-1,6322		-123,982355	
20	D	0,0000	75,96	0	-124,97
	E	-1,6452		-124,968663	
21	D	0,0000	75,96	0	-125,92
	E	-1,6577		-125,915725	
22	D	0,0000	82,95	0	-138,54
	E	-1,6702		-138,542385	
toit	D	0,0000	97,86	0	-164,78
	E	-1,6839		-164,783667	
hors toit	D	0,0000	83,88	0	-142,35
	E	-1,6971		-142,34862	
<b>Σ Rx 1</b>					<b>-3161,82</b>

RX 2

Niveau	Zone	Qj 2(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 1	Rx 2 (KN)	Rx 2 de chaque étage
RDC	D	1,0408	226,8	236,06	236,06
	E	0,1601		36,32	
1	D	1,2977	132,3	171,68	171,68
	E	0,1996		26,41	
2	D	1,4181	170,1	241,22	241,22
	E	0,2182		37,11	
3	D	1,4981	75,96	113,80	113,80
	E	0,2305		17,51	
4	D	1,5477	75,96	117,56	117,56
	E	0,2381		18,09	
5	D	1,5910	75,96	120,85	120,85
	E	0,2448		18,59	
6	D	1,6293	75,96	123,76	123,76
	E	0,2507		19,04	
7	D	1,6638	75,96	126,39	126,39
	E	0,2560		19,44	
8	D	1,6952	75,96	128,77	128,77
	E	0,2608		19,81	

## CHAPITRE III : Etude au vent

9	D	1,7240	75,96	130,96	130,96
	E	0,2652		20,15	
10	D	1,7507	75,96	132,98	132,98
	E	0,2693		20,46	
11	D	1,7754	75,96	134,86	134,86
	E	0,2731		20,75	
12	D	1,7986	75,96	136,62	136,62
	E	0,2767		21,02	
13	D	1,8203	75,96	138,27	138,27
	E	0,2801		21,27	
14	D	1,8408	75,96	139,83	139,83
	E	0,2832		21,51	
15	D	1,8603	75,96	141,30	141,30
	E	0,2862		21,74	
16	D	1,8787	75,96	142,70	142,70
	E	0,2890		21,95	
17	D	1,8962	75,96	144,04	144,04
	E	0,2917		22,16	
18	D	1,9130	75,96	145,31	145,31
	E	0,2943		22,36	
19	D	1,9290	75,96	146,52	146,52
	E	0,2968		22,54	
20	D	1,9443	75,96	147,69	147,69
	E	0,2991		22,72	
21	D	1,9591	75,96	148,81	148,81
	E	0,3014		22,89	
22	D	1,9739	82,95	163,73	163,73
	E	0,3037		25,19	
toit	D	1,9900	97,86	194,74	194,74
	E	0,3062		29,96	
hors toit	E	2,0056	83,88	168,23	168,23
	D	0,3086		25,88	
<b>Σ Rx 2</b>					<b>3736,70</b>

Rz 1

Niveau	Zone	Qj 1(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 1 (m <sup>2</sup> )	Rz 1 (KN)	
Toiture	F	-3,87236134	27,14	-105,095887	
	G	-3,10097462	27,14	-84,1604512	
	H	-2,31416016	217,16	-502,543021	
	I		-0,92566407	357,66	-331,07301
			-1,54277344	357,66	-551,78835
<b>ΣRz 1</b>				<b>-1574,66072</b>	

## CHAPITRE III : Etude au vent

Rz 2

Niveau	Zone	Qj 2(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 1 (m <sup>2</sup> )	Rz 2 (KN)
Toiture	F	-1,86675587	27,14	-50,6637542
	G	-1,09536914	27,14	-29,7283186
	H	-0,30855469	217,16	-67,0057362
	I	1,07994141	357,66	386,251845
		0,46283203	357,66	165,536505
<b>ΣRz 2</b>				<b>404,390541</b>

### Remarque :

Pour la direction V1 on remarque que Rx2 et Rz1 sont les plus défavorables.

D'après la formule générale :  $R = \sum(qj \times sj)$ , on trouve R pour V1 :

- **Composante horizontale** :  $R_x = \sum R_{x2} = 3736,70$  KN.
- **Composante verticale** :  $R_z = \sum R_{z1} = 1574,66$  KN

### III.2.2.3. Calcul de la résultante R2 du vent V2

Ry 1

Niveau	Zone	Qj 1(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 2 (m <sup>2</sup> )	Ry 1 (KN)	Ry 1 de chaque étage
RDC	D	0	350,64	0	-307,2250313
	E	-0,87618364		-307,225031	
1	D	0	204,54	0	-223,4390259
	E	-1,0923977		-223,439026	
2	D	0	263	0	-313,9610274
	E	-1,19376817		-313,961027	
3	D	0	88,02	0	-111,0035515
	E	-1,26111738		-111,003551	
4	D	0	88,02	0	-114,6801657
	E	-1,30288759		-114,680166	
5	D	0	88,02	0	-117,8841158
	E	-1,33928784		-117,884116	
6	D	0	88,02	0	-120,7268653
	E	-1,37158447		-120,726865	
7	D	0	88,02	0	-123,2842034
	E	-1,40063853		-123,284203	
8	D	0	88,02	0	-125,6100796
	E	-1,42706294		-125,61008	
9	D	0	88,02	0	-127,7443029
	E	-1,45130996		-127,744303	

## CHAPITRE III : Etude au vent

10	D	0	88,02	0	-129,7171133
	E	-1,47372317		-129,717113	
11	D	0	88,02	0	-131,5520379
	E	-1,49456985		-131,552038	
12	D	0	88,02	0	-133,2677513
	E	-1,51406216		-133,267751	
13	D	0	88,02	0	-134,8793321
	E	-1,53237142		-134,879332	
14	D	0	88,02	0	-136,3991356
	E	-1,54963799		-136,399136	
15	D	0	88,02	0	-137,8374157
	E	-1,56597837		-137,837416	
16	D	0	88,02	0	-139,2027793
	E	-1,58149034		-139,202779	
17	D	0	88,02	0	-140,5025224
	E	-1,59625679		-140,502522	
18	D	0	88,02	0	-141,7428854
	E	-1,61034862		-141,742885	
19	D	0	88,02	0	-142,9292485
	E	-1,62382695		-142,929249	
20	D	0	88,02	0	-144,0662838
	E	-1,63674487		-144,066284	
21	D	0	88,02	0	-145,1580748
	E	-1,64914877		-145,158075	
22	D	0	96,12	0	-159,7146854
	E	-1,66161762		-159,714685	
toit	D	0	113,4	0	-189,9707885
	E	-1,67522741		-189,970788	
hors toit	E	0	97,2	0	-164,1065535
	D	-1,68833903		-164,106554	
<b>Σ Ry 1</b>					<b>-3856,604976</b>

Ry 2

Niveau	Zone	Qj 2(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 2 (m <sup>2</sup> )	Ry 2 (KN)	Ry 2 de chaque étage
RDC	D	1,03548976	350,64	363,084128	363,0841278
	E	0,15930612		55,8590966	
1	D	1,29101547	204,54	264,064303	264,0643034
	E	0,19861776		40,6252774	
2	D	1,41081692	263	371,044851	371,0448506
	E	0,21704876		57,0838232	
3	D	1,49041144	88,02	131,186015	131,1860154
	E	0,22929407		20,1824639	
4	D	1,53977624	88,02	135,531105	135,5311049

## CHAPITRE III : Etude au vent

	E	0,23688865		20,8509392	
5	D	1,58279472	88,02	139,317591	139,3175914
	E	0,24350688		21,4334756	
6	D	1,62096347	88,02	142,677204	142,6772044
	E	0,24937899		21,9503391	
7	D	1,65530008	88,02	145,699513	145,6995131
	E	0,25466155		22,4153097	
8	D	1,68652892	88,02	148,448276	148,4482758
	E	0,25946599		22,8381963	
9	D	1,7151845	88,02	150,97054	150,9705397
	E	0,26387454		23,2262369	
10	D	1,74167284	88,02	153,302043	153,302043
	E	0,26794967		23,5849297	
11	D	1,76630982	88,02	155,47059	155,4705902
	E	0,27173997		23,9185523	
12	D	1,78934619	88,02	157,498252	157,4982515
	E	0,27528403		24,2305002	
13	D	1,8109844	88,02	159,402847	159,402847
	E	0,27861298		24,5235149	
14	D	1,83139035	88,02	161,198978	161,1989784
	E	0,28175236		24,7998428	
15	D	1,8507017	88,02	162,898764	162,8987641
	E	0,28472334		25,0613483	
16	D	1,86903403	88,02	164,512376	164,5123755
	E	0,2875437		25,3095962	
17	D	1,88648529	88,02	166,048436	166,0484355
	E	0,29022851		25,5459132	
18	D	1,90313928	88,02	167,514319	167,5143191
	E	0,29279066		25,7714337	
19	D	1,91906822	88,02	168,916385	168,9163846
	E	0,29524126		25,9871361	
20	D	1,93433485	88,02	170,260154	170,2601535
	E	0,29758998		26,1938698	
21	D	1,948994	88,02	171,550452	171,550452
	E	0,29984523		26,3923772	
22	D	1,96372991	96,12	188,753719	188,7537192
	E	0,30211229		29,0390337	
toit	D	1,97981421	113,4	224,510932	224,5109318
	E	0,3045868		34,5401434	
hors toit	D	1,99531	97,2	193,944132	193,944132
	E	0,30697		29,837484	
<b>Σ Ry 2</b>					<b>4557,805904</b>

Rz 1

Niveau	Zone	Qj 1(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 2 (m <sup>2</sup> )	Rz 1 (KN)	
Toiture	F	-3,85248269	36,45	-140,422994	
	G	-3,08505586	36,45	-112,450286	
	H	-2,30228049	291,6	-671,344992	
	I		-0,9209122	264,6	-243,673367
			-1,53485366	264,6	-406,122279
$\Sigma Rz 1$				-1574,01392	

Rz 2

Niveau	Zone	Qj 2(KN/m <sup>2</sup> )	Sj 2 (m <sup>2</sup> )	Rz 2 (KN)	
Toiture	F	-1,85717293	36,45	-67,6939533	
	G	-1,0897461	36,45	-39,7212453	
	H	-0,30697073	291,6	-89,5126655	
	I		1,07439756	264,6	284,285595
			0,4604561	264,6	121,836684
$\Sigma Rz 2$				<b>209,194415</b>	

### Remarque :

Pour la direction V2 on remarque que Ry2 et Rz1 sont les plus défavorables.

D'après la formule générale :  $R = \sum(qj \times sj)$ , on trouve R pour V2 :

- **Composante horizontale** :  $Ry = \sum Ry2 = 4557,80 \text{ KN}$ .
- **Composante verticale** :  $Rz = \sum Rz1 = 1574,01 \text{ KN}$

Une excentricité « e » de la force globale horizontale doit être introduite pour les constructions autres que de révolution pour tenir compte de la torsion. (RNV99 CH2, 2.2.1)

- Direction V1 :  $e = \pm b/10 = \pm 23,3/10 = 2,33 \text{ m}$
- Direction V2 :  $e = \pm b/10 = \pm 27/10 = 2,7 \text{ m}$ .

### III.3. Vérification vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage

La force résultante des deux directions est négligeable devant le poids de la structure, il n'y a donc pas de risque de soulèvement ou de renversement.

# CHAPITRE IV



***Modélisation et analyse dynamique  
de la structure***

# CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

## Chapitre IV : Modélisation et analyse dynamique de la structure

### IV.1. Introduction

Il est souvent nécessaire à l'ingénieur de connaître les répartitions des contraintes et des déformations, dans toutes les structures de type poutres, plaques et coques qui sont constituées de milieux continus aux géométries diverses.

Généralement, le calcul des structures ne possède pas de solutions analytiques exactes et dans certains cas, il devient même très complexe.

Pour résoudre ce problème, l'idée la plus répandue actuellement est celle qui fait recours à des techniques numériques basées sur des méthodes d'approximations. Cette idée est très utilisée dans de nombreux domaines de l'engineering ; elle trouve son efficacité grâce aux performances des ordinateurs actuels.

Le concept de base de la méthode des éléments finis consiste en une discrétisation de la structure, de telle sorte à établir un modèle mathématique de calcul qui se rapproche le mieux possible de la structure réelle.

Cette discrétisation consiste en la subdivision de la structure en sous domaines de forme relativement simples appelés éléments finis.

### IV.2. Principe de la méthode des éléments finis (MEF)

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

Nous pouvons résumer les étapes logiques du calcul par éléments finis sur les points suivants :

- 1) Définir les nœuds et les éléments (Créer le maillage).
- 2) Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire  $[K^e]$  reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux  $\{u^e\}$  et les forces  $\{f^e\}$  appliquées aux nœuds :  
 $[K^e] \{u^e\} = \{f^e\}$

## CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

- 3) Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global  $[K] \{U\} = \{F\}$  de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.
- 4) Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.
- 5) Résoudre le système  $[K] \{U\} = \{F\}$  et obtenir les déplacements  $\{U\}$  aux nœuds.
- 6) Calculer les gradients (déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

### IV.3. Description du logiciel ETABS

Nous effectuerons notre étude dynamique et sismique à l'aide d'ETABS qui est un logiciel de calcul basé sur la MEF ; et conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments en béton armé, en acier ou mixtes, contrairement au logiciel SAP 2000 (utilisation générale Génie mécanique, Génie Civil et Aéronautique ...).

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différents codes de calcul (Eurocode, BAEL....etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre d'autres avantages certains par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet :

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

# CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

## IV.3.1. L'analyse

ETABS permet d'effectuer les analyses suivantes :

### IV.3.1.1. Analyse statique linéaire

Quand un chargement est appliqué sur la structure, celle-ci se déforme et les effets du chargement se transmettent dans toute la structure. Les forces externes induisent des forces internes et des réactions qui conduisent la structure à un état d'équilibre.

L'analyse statique linéaire est basée sur la méthode des déplacements et calcule les déplacements, les déformations, les contraintes et les forces de réaction sous l'effet des chargements appliqués.

L'analyse statique linéaire prend en compte les hypothèses suivantes:

- Comportement élastique linéaire des matériaux.
- Petites déformations.

### IV.3.1.2. Analyse P-Delta (Analyse du second ordre)

L'analyse P-Delta également connue sous le nom d'analyse des déplacements du second ordre, prend en considération les effets des chargements axiaux sur le comportement en flexion des éléments.

Etabs utilise un algorithme de calcul basé sur la formation du vecteur force en fonction des déformations subies par la structure en gardant la matrice de rigidité constante.

### IV.3.1.3. Analyse statique non-linéaire

La dégradation de la rigidité témoigne d'un comportement non linéaire. En effet L'analyse non linéaire devient nécessaire lorsque la rigidité des éléments se dégrade.

Si la dégradation de la rigidité est causée par des changements de section, le comportement non linéaire est défini comme géométrique. Si la dégradation de rigidité est causée en raison du changement de propriétés des matériaux, le comportement non linéaire est dû aux matériaux.

Etabs utilise un algorithme basé sur la correction géométrique de la matrice de rigidité et du vecteur des charges en même temps.

L'analyse non linéaire nous permet de réaliser une simulation numérique du comportement post élastique de la structure et ainsi d'évaluer le degré d'efficacité d'une conception choisie.

## IV.3.1.4. Analyse dynamique

### a. Analyse dynamique modale

L'analyse modale d'une structure est l'opération qui consiste à rechercher les caractéristiques des modes et des fréquences propres de la structure, en fonction de la rigidité ainsi que de la distribution des masses de la structure.

### b. Analyse dynamique spectrale

L'analyse dynamique spectrale permet de constater la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse.

Ainsi, en addition aux résultats obtenus par l'analyse modale, après l'analyse spectrale, on obtient les paramètres supplémentaires suivants pour chaque mode propre dynamique :

- coefficients de participation spectrale,
- valeur du spectre de l'excitation d'accélération,
- coefficients modaux,
- déplacements, efforts internes, réactions et combinaisons de vibrations.

### c. Analyse dynamique temporelle

L'analyse temporelle est une analyse qui permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé (contrairement aux autres analyses disponibles dans Etabs qui donnent les résultats à l'instant 0).

L'analyse temporelle consiste à trouver la solution de l'équation de la variable temps « t » suivante :

$$M \times a(t) + C \times v(t) + K \times d(t) = F(t)$$

Avec les valeurs initiales connues  $d(0)=d_0$  et  $v(0)=v_0$ , et où :

- $M$  : matrice des masses.
- $K$  : matrice de rigidité.
- $C = \alpha \times M + \beta \times K$  : matrice d'amortissement.
- $\alpha$  : coefficient multiplicateur donné par l'utilisateur.
- $\beta$  : coefficient multiplicateur donné par l'utilisateur.
- $d$  : vecteur déplacements.
- $v$  : vecteur vitesse.
- $a$  : vecteur accélération.
- $F$  : vecteur charge.

# CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

Toutes les expressions contenant le paramètre (t) dépendent du temps.  
Pour résoudre l'équation présentée ci-dessus, on utilise la méthode de Newmark.

## IV.4. Modélisation

### IV.4.1. Modélisation de la superstructure

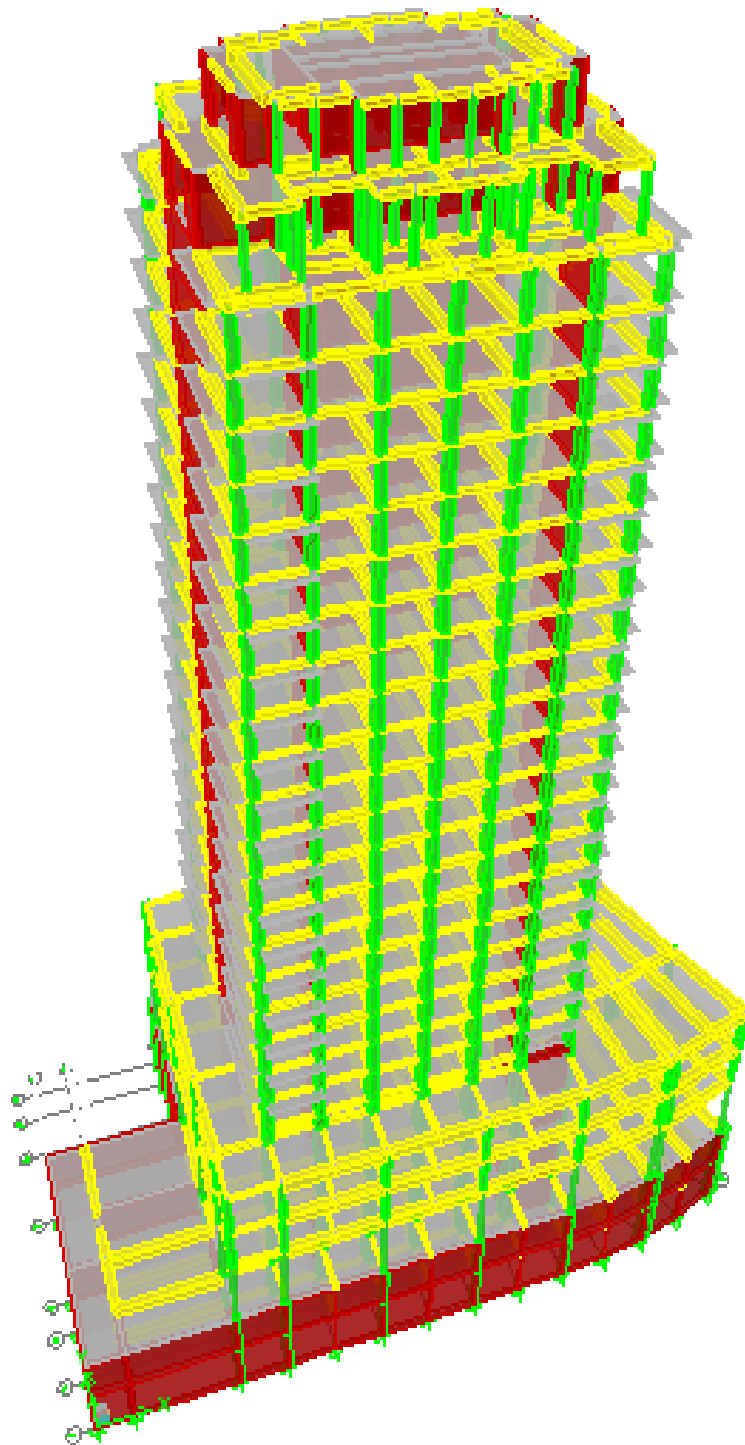


Figure 16 : vue générale de la superstructure

# CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

## IV.4.1.1. Modélisation des éléments structuraux :

- Les éléments de type poteaux-poutres, sont modélisés par l'élément fini « Frame » à deux nœuds, ayant six degrés de libertés par nœuds (trois translations, trois rotations).
- Les voiles ainsi que les planchers dalles pleines, sont modélisées par l'élément « Shell » à quatre nœuds ayant six degrés de libertés par nœud.

## IV.4.1.2. Modélisation de la masse des éléments et du chargement d'exploitation :

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $25 \text{ KN/m}^3$  pour les éléments horizontaux et  $35 \text{ KN/m}^3$  pour les éléments verticaux.

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

Ainsi le poids total  $W$  de la structure est égal à la somme des  $W_i$ , calculé à chaque niveau « i »

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = WGi + \beta WQi$$

- $WGi$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $WQi$  : charges d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité «  $\beta Q$  » RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,3$ ) correspondant à la charge d'exploitation.

## IV.5. Etude dynamique

La dynamique des structures est une technique d'ingénierie permettant de caractériser des structures soumises à des sollicitations dynamiques (excitations vibratoires ou chocs).

Alors qu'il est possible de prédire avec précision le comportement des structures soumises à des sollicitations statiques, l'application de contraintes dynamique présente certains paramètres, comme l'amortissement de la structure, qui rendent la modélisation et la prédiction plus difficile à réaliser.

## CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

Par conséquent, pour déterminer avec précision la réponse d'une structure à une charge dynamique, il est nécessaire d'effectuer des tests de dynamiques des structures telles que le test modal qui permettront un recalage efficace du modèle.

L'analyse modale permet, comme son nom l'indique, de déterminer expérimentalement les paramètres modaux d'une structure.

Il s'agit notamment de la fréquence de résonance, de l'amortissement et de la forme modale.

La fréquence de résonance est la fréquence à laquelle toute excitation produit une réaction amplifiée. Elle est importante à connaître puisqu'une excitation au voisinage de la fréquence de résonance va en général provoquer des effets indésirables. Ceci provoque souvent des vibrations excessives entraînant des défaillances de fatigue, des dommages aux parties les plus délicates de la structure ou, dans certains cas extrêmes, des ruptures rapides.

Comme la fréquence de résonance est liée à la rigidité de la structure, le test et le modèle peuvent être comparés et le calcul peut être ajusté en conséquence.

L'amortissement de la structure donne, quant à lui, des informations avec laquelle la structure dissipe l'énergie vibratoire et retourne au repos lorsque l'excitation est supprimée. Du point de vue pratique, l'amortissement d'une structure se compose :

- De l'amortissement interne ou structural : il se produit dans les matériaux à l'occasion des déformations qu'ils subissent. Il comporte essentiellement deux termes :
  - L'amortissement visqueux : lié à la viscoélasticité des matériaux et dépendant de la fréquence ; il caractérise la capacité d'absorption dans le domaine élastique.
  - L'amortissement d'hystérésis : est indépendant de la fréquence et ayant son origine dans la non-linéarité du comportement des éléments structuraux c.-à-d. que cet amortissement tend vers zéro si la structure reste dans le domaine élastique.
- De l'amortissement externe : correspond à des frottements divers et se résume essentiellement à ceux qui interviennent le long des surfaces de contact (entre la structure et les éléments non structuraux ainsi que l'interaction sol structure).

L'amortissement d'un système ne peut pas être déterminé avec précision en utilisant des techniques analytiques (calcul), il doit donc être obtenu par la mesure.

## CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

---

Enfin, la déformée modale est une représentation de la déformation de la structure à une fréquence donnée.

Il est également possible d'utiliser en complément des techniques d'ODS (déformées opérationnelles) qui montrent la déformation d'une structure dans des conditions réelles de fonctionnement.

### IV.5.1. Calcul dynamique de la structure

#### IV.5.1.1. Hypothèses de calcul

- On considère les masses concentrées au centre de gravité des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La rigidité latérale est continue.

#### IV.5.1.2. Analyse conceptuelle de la structure

Dans les bâtiments multi-étages, pour des raisons d'aménagement des surfaces utiles, on dispose au centre du bâtiment les locaux de services, qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations verticales des personnes (escalier, ascenseur), des fluides et de l'énergie (gaine techniques).

Il est possible de construire ces locaux en béton armé de façon à constituer une structure verticale très rigide appelée **noyau central**.

On utilise cette structure pour lui **transmettre toutes les forces horizontales au moyen des dalles ou des contreventements de plancher**.

Le noyau central agit donc, comme une poutre console (La poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet aux appuis.), encastree dans les fondations ou l'infrastructure, soumise essentiellement à la flexion et au cisaillement, éventuellement à la torsion en cas de position excentrée dans le plan du bâtiment.

Le noyau central offre l'avantage d'une grande rigidité et la problématique de la tolérance dimensionnelle.

Notre structure dispose d'un noyau central et de contreventements verticaux disposés symétriquement dans les façades.

On a fractionné le podium à forme complexe (arc) par un joint de dilatation destiné à absorber les variations de dimensions des matériaux de la structure sous l'effet des variations de température.

# CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

## IV.5.1.3. Position des centres de masse et de rigidité

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec:

$M_i$  : La masse de l'élément  $i$ .

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

Le logiciel Etabs donne les coordonnées du centre de masse ainsi que le centre de rigidité de chaque étage :

Niveau		Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		Excentricité (m)	
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
<b>Podium</b>	Niveau -2	31,878	15,897	21,45	13,518	10,428	2,379
	Niveau -1	31,964	15,913	19,314	13,443	12,65	2,47
	Niv RDC	35,812	15,403	29,466	15,728	6,346	-0,325
	Niveau 1	34,429	15,333	30,157	15,896	4,272	-0,563
	Niveau 2	37,858	14,959	30,548	15,843	7,31	-0,884
<b>Tour</b>	Niveau 1,2	30,618	15,83	30,529	15,916	0,089	-0,086
	Niveau 3	30,996	15,833	30,62	15,894	0,376	-0,061
	Niveau 4	30,996	15,833	30,681	15,863	0,315	-0,03
	Niveau 5	30,996	15,833	30,723	15,827	0,273	0,006
	Niveau 6	30,996	15,833	30,757	15,79	0,239	0,043
	Niveau 7	30,996	15,834	30,785	15,757	0,211	0,077
	Niveau 8	30,996	15,835	30,81	15,728	0,186	0,107
	Niveau 9	30,996	15,835	30,831	15,702	0,165	0,133
	Niveau 10	30,996	15,835	30,849	15,679	0,147	0,156
	Niveau 11	30,996	15,836	30,866	15,66	0,13	0,176
	Niveau 12	30,996	15,836	30,88	15,643	0,116	0,193
	Niveau 13	30,996	15,836	30,894	15,628	0,102	0,208
	Niveau 14	30,996	15,836	30,906	15,614	0,09	0,222
	Niveau 15	30,996	15,837	30,917	15,602	0,079	0,235
	Niveau 16	30,995	15,837	30,927	15,591	0,068	0,246
	Niveau 17	30,995	15,837	30,937	15,58	0,058	0,257
	Niveau 18	30,995	15,837	30,946	15,57	0,049	0,267
	Niveau 19	30,995	15,838	30,955	15,56	0,04	0,278
	Niveau 20	30,995	15,839	30,964	15,55	0,031	0,289
	Niveau 21	30,995	15,839	30,973	15,54	0,022	0,299
	Niveau 22	30,995	15,862	30,984	15,528	0,011	0,334
	Niv ++1	31	15,906	30,991	15,501	0,009	0,405
Niv++2	30,996	15,706	30,997	15,492	0	0,214	

## CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

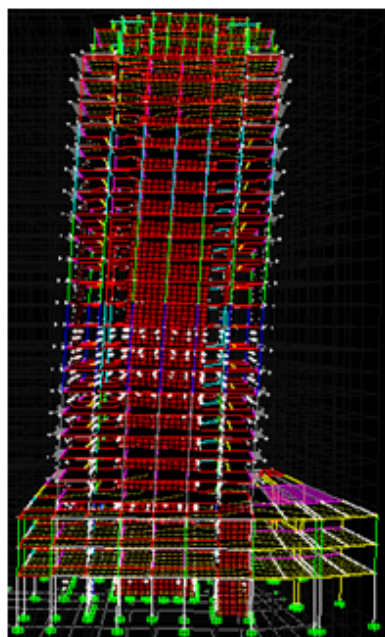
### Remarque :

Conformément au paragraphe 4.3.7 du RPA « Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

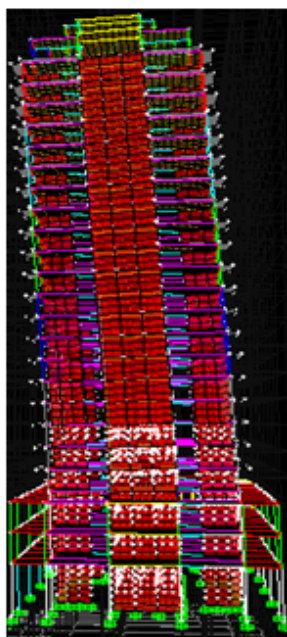
$$ex = \pm 0,05 \times 48,7 = 2,435 \text{ m.}$$

$$ey = \pm 0,05 \times 31,5 = 1,575 \text{ m.}$$

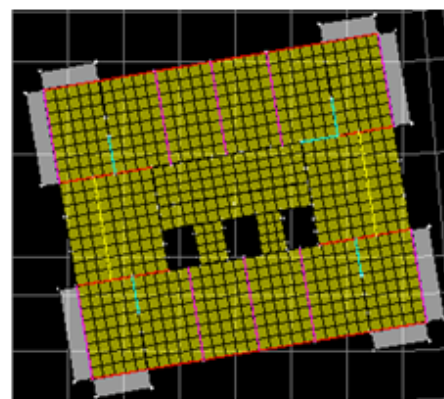
### IV.5.1.4. Résultat de l'analyse dynamique modale :



1<sup>e</sup> mode translation x



2<sup>e</sup> mode translation y



3<sup>e</sup> mode torsion

Les facteurs de participation massique de chaque mode, les translations et les rotations de la structure sans les sous sols, sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>1,280478</b>	<b>56,6275</b>	4,2933	0,066	56,6275	4,2933	0,066
2	1,242903	4,2855	<b>57,3035</b>	0,2116	60,913	61,5968	0,2776
3	0,70225	0,0077	0,0091	<b>61,1669</b>	60,9207	61,6059	61,4444
4	0,334474	0,0332	18,3255	0,0086	60,9539	79,9314	61,4531
5	0,310388	19,3817	0,0263	0	80,3356	79,9577	61,4531
6	0,240444	0,004	0,1158	18,2921	80,3396	80,0735	79,7452
7	0,161912	0,0118	8,742	0,5403	80,3514	88,8155	80,2855
8	0,148497	0,0031	0,0176	11,0382	80,3545	88,8331	<b>91,3237</b>
9	0,142077	9,6156	0,0082	0,0016	89,9701	88,8413	91,3253
10	0,104012	0,0002	3,6059	0,9211	89,9703	<b>92,4473</b>	92,2464
11	0,099378	0,0003	1,0506	2,6218	89,9706	93,4979	94,8682

## CHAPITRE IV : Modélisation et analyse dynamique

12	0,088843	4,8956	0,0019	0,0006	<b>94,8663</b>	93,4997	94,8688
13	0,072914	0	1,8428	0,202	94,8663	95,3425	95,0708
14	0,070443	0,0004	0,3299	1,2966	94,8667	95,6725	96,3674
15	0,06243	1,9741	0,0005	0,0009	96,8408	95,673	96,3684

### ➤ Interprétation des résultats

- Le premier mode est une translation suivant l'axe « X » avec une participation de 56,6 % de la masse.
- Le deuxième mode est une translation suivant l'axe « Y » avec une participation de 57,3 % de la masse.
- Le troisième mode représente la torsion.
- Les facteurs de participation massique ont atteints les 90 % aux 12<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> modes, respectivement pour le sens x et y.

### ➤ Vérification

$T_{\text{empériq}} = C_T h_N^{3/4}$ (sec)	$1,3 \times T_{\text{empériq}}$ (sec)	$T_{\text{structure}}$ (sec)	Fréquence (Hz)
1,462	1,9	1,28	0,78

On remarque que :  $1,3 \times T_{\text{empériq}} > T_{\text{structure}}$ , ce qui signifie que la période de la structure est bonne.

A titre d'illustration, le tableau suivant donne les fréquences fondamentales de quatre monuments historiques :

Caractéristiques structurales	Hauteur (m)	Dimension (m)	Fréquence (Hz)
Colonne Marcus Aurélius, Rome : Blocs de marbres solidarisés par des connecteurs métalliques	43	$\Phi = 3,6$	2,08 (calculée) 1,24 (mesurée sur model)
Taj Mahal, Agar, Inde : maçonnerie de briques et marbre	58	50 x 60	2,05
Musé Hagia, Sofia (537)	56	32 x 80 Dôme $\Phi = 31$	1,85 – 2,10
Mosquée Suleymaniye, Turquie (1537)	48	63 x 73 Dôme $\Phi = 27,5$	3,35 – 3,50

# CHAPITRE V



***Etude sismique***

## Chapitre V : Etude sismique

### V.1. Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse.

On peut utiliser des appuis parasismiques appelés isolateurs pour réduire cette accélération.

On peut réduire la masse en utilisant un matériau ayant non seulement une masse volumique faible mais aussi en utilisant un matériau le plus performant possible celui possédant une contrainte spécifique élevée (rapport entre la contrainte de rupture et la masse volumique).

Parmi les matériaux traditionnels, le bois arrive en tête devant l'acier et le béton armé, néanmoins avec l'apparition des matériaux composites un bond en avant sera franchi.

La limitation des effets de l'action sismique peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- rechercher à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- rechercher à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- rechercher à favoriser la résistance mécanique.

### V.2. Méthode d'analyse sismique

L'application des règles parasismiques actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives. Leur application est obligatoire pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

La philosophie des règles consiste à préserver les vies humaines ; avant tout, l'objectif est de prévenir les risques d'effondrement des planchers et des murs.

Les règles admettent éventuellement des dommages structuraux dans des éléments tels que les poutres mais surtout pas au niveau des poteaux sous peine d'effondrement.

Une fois cette action sismique « V » calculée, on peut en déduire les déplacements de la structure en particulier en tête et contraintes dans les matériaux en particulier à la base et vérifier que ces valeurs restent inférieures à des valeurs limites imposées.

En fonction de la complexité de la structure, il est possible de passer soit :

- par une méthode d'analyse dynamique par accélérogramme ;
- par la méthode générale dite "analyse modale-spectrale" ;
- par la méthode statique équivalente.

La méthode générale dite "analyse modale-spectrale" requiert l'utilisation d'un logiciel de calcul en l'occurrence Etabs.

Le calcul aux séismes d'une structure ne la protège pas contre les grands mouvements de sol (effets induits par la secousse) qu'il convient d'éviter :

- liquéfaction du sol
- glissements de terrains
- éboulement
- effondrement
- jeu de faille

L'étude de reconnaissance géotechnique du sol permet d'éviter les risques liés aux mouvements des fondations sous charge sismiques notamment :

- les tassements
- la dislocation
- le glissement
- le basculement

### V.3. La méthode statique équivalente

Conformément au CH4.1.2 du RPA, l'utilisation de la méthode statique équivalente est autorisée si les conditions de régularité en plan et en élévation et de hauteur (30 m en zones III) sont satisfaites.

Notre structure dépasse les 90 m, donc la méthode n'est pas applicable.

Néanmoins La méthode statique équivalente sera utilisée à la vérification de la condition de résultante des forces sismiques à la base, conformément au CH4.3.6 du RPA.

#### V.3.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### V.3.2. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule donnée par le RPA99 ch4.2.3 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_{tot}$$

Les informations nécessaires pour ce calcul sont donc :

- la zone de sismicité du lieu à bâtir (Alger, zone III).
- La classification de l'ouvrage selon son importance (Grands hôtels, groupe d'usage 1B)
- le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  », qui est fonction du pourcentage d'amortissement critique du matériau «  $\xi$  », prise égal à 10%; plus cette valeur est élevée, meilleur sera son comportement.
- le type de sol (Catégorie S2, sol ferme) en fonction de leurs propriétés mécaniques ;

Alors :

- Le coefficient d'accélération de Zone,  $A = 0,3$  (Tableau 4.1.RPA99)
- Le facteur de qualité,  $Q = 1,15$  (Tableau 4.4.RPA99)
- Le coefficient de comportement,  $R = 3,5$  (Tableau 4.3.RPA99)

## CHAPITRE V : Etude sismique

- Le facteur d'amplification dynamique moyen, D qui se calcul comme suit (4.2. RPA99) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

- $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\varepsilon}\right)} \geq 0,7$  donc  $\eta = 0,76$
- $T_2$  : La période caractéristique associée à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99,  $T_2 = 0,4 \text{ sec}$
- T : La période fondamentale de la structure correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7, Ch 4.2.4 du RPA99

$$T = \min \{C_T h_N^{3/4}; 0,09 h_N/\sqrt{d}\}$$

Avec :

- $h_N$  : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N et qui est égal à 90,1 m.
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA99 et qui est égal à 0,05.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base la direction considérée.

Sens	$C_T h_N^{3/4}$ (sec)	d (m)	$0,09 h_N/\sqrt{d}$ (sec)	$T = \min \{C_T h_N^{3/4}; 0,09 h_N/\sqrt{d}\}$ (sec)	$D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$
x	1,46	48,7	1,16	1,16	0,93
y	1,46	31,5	1,44	1,44	0,81

On a:  $W_{tot} = G + \beta Q = 293 \text{ MN}$

Ainsi nous pouvons estimer la force sismique V dans les deux sens :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A_{Dx} Q}{R} \times W_{tot} = 0,092 W_{tot} = 26,96 \text{ MN}. \\ V_y = \frac{A_{Dy} Q}{R} \times W_{tot} = 0,08 W_{tot} = 23,44 \text{ MN}. \end{cases}$$

## V.4. La méthode dynamique modale spectrale

### V.4.1. Principe de la méthode

Le principe de la méthode, est de rechercher 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.

### V.4.2. Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse de calcul est l'enveloppe d'un ensemble de spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés dans des sites comparables du point de vue de la nature du sol

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- $T_1$  est la période caractéristique associée à la catégorie de site.

Nous effectuons l'analyse modale spectrale à l'aide du logiciel Etabs en introduisant le spectre de réponse sous forme d'une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «  $S_a/g$  » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

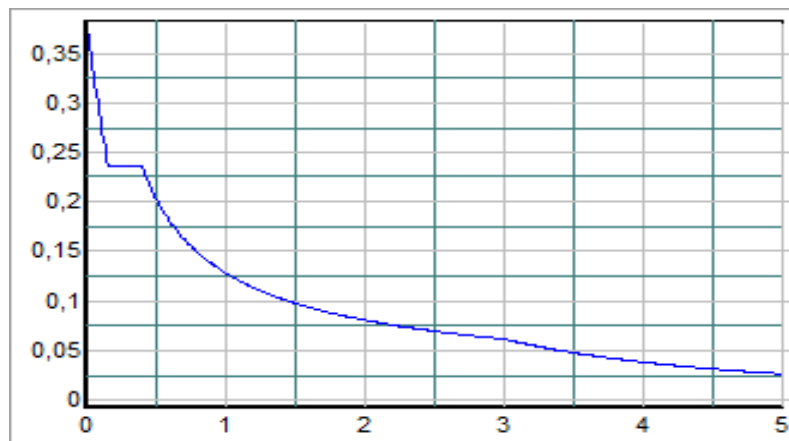


Figure 17 : Spectre de réponse

## V.5. vérification des forces sismiques de calcul (Ch4.3.6. RPA99)

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode modales « F » 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  $F < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/F$ .

Les résultats sont résumés ci-dessous :

Force sismique		Sens x	Sens y
Statique équivalente	V (MN)	26,96	23,44
	0,8V (MN)	21,57	18,75
Modale spectrale	F (MN)	23,25	22,96
Condition RPA99	0,8V/F	0,93	0,82

### Remarque :

- La condition est vérifiée pour les deux sens.
- Les efforts sismiques sont considérablement plus importants que les efforts dûs au vent.

## V.6. Déplacement max de chaque niveau (Ch4.4.3. RPA99)

Le déplacement horizontal «  $\delta_k$  » à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

- Sens x :  $\delta_{k,x} = \delta_{ek,x} * R$
- Sens y :  $\delta_{k,y} = \delta_{ek,y} * R$

Ou :

- $\delta_{k,i}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.

Les résultats des déplacements sont dans le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{k,x}$	$\delta_{k,y}$
Niveau++2	22,68	21,735
Niveau++1	21,665	20,755
Niveau 22	20,405	19,6
Niveau 21	19,32	18,62

## CHAPITRE V : Etude sismique

Niveau 20	18,34	17,71
Niveau 19	17,36	16,8
Niveau 18	16,345	15,855
Niveau 17	15,33	14,91
Niveau 16	14,315	13,965
Niveau 15	13,3	13,02
Niveau 14	12,285	12,04
Niveau 13	11,27	11,095
Niveau 12	10,255	10,115
Niveau 11	9,275	9,17
Niveau 10	8,295	8,225
Niveau 9	7,315	7,315
Niveau 8	6,37	6,405
Niveau 7	5,46	5,495
Niveau 6	4,62	4,655
Niveau 5	3,78	3,815
Niveau 4	3,01	3,045
Niveau 3	2,31	2,345
Niveau 1,2	1,68	1,715
Niveau 2	1,505	1,61
Niveau 1	0,875	0,945
Niveau RDC	0,42	0,455

### V.7. Justification vis-à-vis des déformations (Ch5.10. RPA99)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Ce qui signifie que :  $\bar{\Delta}k \leq \Delta k$

Avec :

- $\bar{\Delta}k$  : déplacement admissible de l'étage « k », égale à  $0,01h_e$  ( $h_e$  représente la hauteur de l'étage « k »)
- $\Delta k$  le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à  $\delta_k - \delta_{k-1}$

## CHAPITRE V : Etude sismique

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Niveau	$\delta k_x$ (cm)	$\delta k_y$ (cm)	$\Delta k_x$ (cm)	$\Delta k_y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition
Niveau++2	22,68	21,735	1,015	0,98	3,6	Vérifiée
Niveau++1	21,665	20,755	1,26	1,155	4,2	Vérifiée
Niveau 22	20,405	19,6	1,085	0,98	3,56	Vérifiée
Niveau 21	19,32	18,62	0,98	0,91	3,26	Vérifiée
Niveau 20	18,34	17,71	0,98	0,91	3,26	Vérifiée
Niveau 19	17,36	16,8	1,015	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 18	16,345	15,855	1,015	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 17	15,33	14,91	1,015	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 16	14,315	13,965	1,015	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 15	13,3	13,02	1,015	0,98	3,26	Vérifiée
Niveau 14	12,285	12,04	1,015	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 13	11,27	11,095	1,015	0,98	3,26	Vérifiée
Niveau 12	10,255	10,115	0,98	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 11	9,275	9,17	0,98	0,945	3,26	Vérifiée
Niveau 10	8,295	8,225	0,98	0,91	3,26	Vérifiée
Niveau 9	7,315	7,315	0,945	0,91	3,26	Vérifiée
Niveau 8	6,37	6,405	0,91	0,91	3,26	Vérifiée
Niveau 7	5,46	5,495	0,84	0,84	3,26	Vérifiée
Niveau 6	4,62	4,655	0,84	0,84	3,26	Vérifiée
Niveau 5	3,78	3,815	0,77	0,77	3,26	Vérifiée
Niveau 4	3,01	3,045	0,7	0,7	3,26	Vérifiée
Niveau 3	2,31	2,345	0,63	0,63	3,26	Vérifiée
Niveau 1,2	1,68	1,715	0,175	0,105	1,2	Vérifiée
Niveau 2	1,505	1,61	0,63	0,665	4,2	Vérifiée
Niveau 1	0,875	0,945	0,455	0,49	4,2	Vérifiée
Niveau RDC	0,42	0,455	0,42	0,455	7,2	Vérifiée

### Remarque :

Les déplacements inter étages sont vérifiés conformément aux valeurs limites imposées par le RPA99.

### V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les étages :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0,1$$

## CHAPITRE V : Etude sismique

Avec :

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges des exploitations associés au-dessus du niveau "k".
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" .
- $\Delta k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k – 1".
- $h_k$  : hauteur d'étage "k".

- Si  $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$ , l'effet P-Delta peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur:  $1/(1 - \theta_k)$ .

- Si  $\theta_k > 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- Sens x :

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k,x$ (cm)	$v_{k,x}$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta_{k,x}$
Niveau++2	5814,48	1,015	1630,25	360	0,01005588
Niveau++1	14930,75	1,26	4035,43	420	0,01109975
Niveau 22	25370,54	1,085	6136,42	356	0,01260069
Niveau 21	35154,52	0,98	7689,96	326	0,01374249
Niveau 20	44938,5	0,98	8877,47	326	0,01521731
Niveau 19	54830,06	1,015	9839,34	326	0,01735007
Niveau 18	64721,62	1,015	10663,2	326	0,01889776
Niveau 17	74613,18	1,015	11389,84	326	0,02039606
Niveau 16	84504,74	1,015	12036,09	326	0,02185969
Niveau 15	94484,33	1,015	12616,98	326	0,02331593
Niveau 14	104463,91	1,015	13157,07	326	0,0247204
Niveau 13	114443,49	1,015	13686,25	326	0,02603485
Niveau 12	124423,07	0,98	14231,79	326	0,02628148
Niveau 11	134523,27	0,98	14810,35	326	0,0273049
Niveau 10	144623,47	0,98	15425,01	326	0,02818524
Niveau 9	154723,67	0,945	16070,31	326	0,02790916
Niveau 8	164823,88	0,91	16744,51	326	0,02747714
Niveau 7	175129,46	0,84	17449,05	326	0,02586123
Niveau 6	185435,04	0,84	18169,61	326	0,0262971
Niveau 5	195740,62	0,77	18871,41	326	0,02449908
Niveau 4	206046,2	0,7	19526,07	326	0,02265845
Niveau 3	216351,78	0,63	20117	326	0,02078357

## CHAPITRE V : Etude sismique

Niveau 1,2	223880,09	0,175	20535,9	120	0,01589859
Niveau 2	241616,29	0,63	21395,44	420	0,01693933
Niveau 1	262780,31	0,455	22389,99	420	0,01271455
Niveau RDC	292994,29	0,42	23248,85	720	0,00735147

- Sens y :

Niveau	Pk (KN)	$\Delta k, y$ (cm)	$v k, y$ (KN)	hk (cm)	$\theta k, y$
Niveau++2	5814,48	0,98	1570,5	360	0,01007851
Niveau++1	14930,75	1,155	3888,74	420	0,01055858
Niveau 22	25370,54	0,98	5926,61	356	0,01178418
Niveau 21	35154,52	0,91	7520,17	326	0,013049
Niveau 20	44938,5	0,91	8802,77	326	0,01425027
Niveau 19	54830,06	0,945	9868,75	326	0,01610537
Niveau 18	64721,62	0,945	10769,98	326	0,01742002
Niveau 17	74613,18	0,945	11537	326	0,01874722
Niveau 16	84504,74	0,945	12201,44	326	0,02007632
Niveau 15	94484,33	0,98	12801,26	326	0,02218787
Niveau 14	104463,91	0,945	13374,57	326	0,02264126
Niveau 13	114443,49	0,98	13948	326	0,02466537
Niveau 12	124423,07	0,945	14535,48	326	0,02481337
Niveau 11	134523,27	0,945	15142,17	326	0,02575274
Niveau 10	144623,47	0,91	15768,24	326	0,02560232
Niveau 9	154723,67	0,91	16412,47	326	0,0263152
Niveau 8	164823,88	0,91	17078,36	326	0,02694001
Niveau 7	175129,46	0,84	17769,25	326	0,02539521
Niveau 6	185435,04	0,84	18470,9	326	0,02586815
Niveau 5	195740,62	0,77	19150,32	326	0,02414227
Niveau 4	206046,2	0,7	19781,38	326	0,02236601
Niveau 3	216351,78	0,63	20346,01	326	0,02054964
Niveau 1,2	223880,09	0,105	20737,12	120	0,00944659
Niveau 2	241616,29	0,665	21508,08	420	0,01778676
Niveau 1	262780,31	0,49	22325,74	420	0,013732
Niveau RDC	292994,29	0,455	22964,82	720	0,0080626

**Remarque :**

Dans les deux sens, le coefficient " $\theta k$ " est inférieur à 0,1, ce qui signifie que l'effet P delta peut être négligé.

# CHAPITRE VI



***Ferrailage des éléments  
structuraux***

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

### VI.1. Introduction

Le ferrailage est l'étape la plus importante d'un projet ; en effet un mauvais ferrailage conduit irrémédiablement à la ruine de l'ouvrage.

Les sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenues par le biais du logiciel Etabs.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
- Traction simple.
- Flexion simple.
- Flexion composée.

### VI.2. Combinaison d'action

#### VI.2.1. Combinaisons du RPA99 version 2003

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- 1)  $G + Q \pm E$
- 2)  $0,8G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitation non pondérées.
- E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

#### VI.2.2. Combinaisons du BAEL91 version99

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- 1) L'ELU :
  - $1,35G + 1,5Q$

## 2) L'ELS :

- $G + Q$

### VI.3. Ferrailage des portiques

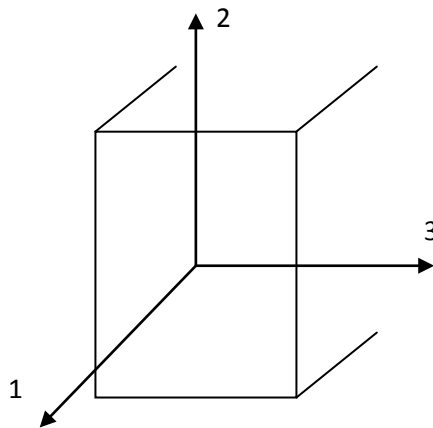
#### VI.3.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens, sens longitudinal et sens transversale. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS.

La fissuration est jugée peu préjudiciable.

Nous évaluerons les sollicitations de calcul comme suit :

- L'effort tranchant  $V_2$  induit un moment  $M_3$ .
- L'effort tranchant  $V_3$  induit un moment  $M_2$ .



Les sollicitations à considérer sont :

- $N_{\max}$  et  $M_{(2,3)}$  correspondant.
- $N_{\min}$  et  $M_{(2,3)}$  correspondant.
- $M_{(2,3)\max}$  et  $N$  correspondant.

La combinaison retenue parmi les trois possibilités est celle qui donne la section d'acier la plus importante.

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

## VI.3.1.1. Recommandations données par le RPA99 Ch7.4.2

### a. Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Le pourcentage min est de 0,9% (Zone III).

Zone	Niveau	Type de poteau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Section d'acier min (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Niveau -2 jusqu'au niveau +2	Poteau central	120*80	86,4
		Poteau de rive	110*80	79,2
Zone II	Niveau 3 jusqu'au niveau 7	Poteau central	110*70	69,3
		Poteau de rive	100*70	63
Zone III	Niveau 8 jusqu'au niveau 11	Poteau central	100*70	63
		Poteau de rive	90*60	48,6
Zone IV	Niveau 12 jusqu'au niveau 15	Poteau central	90*60	48,6
		Poteau de rive	80*60	43,2
Zone V	Niveau 16 jusqu'au niveau 19	Poteau central	80*60	43,2
		Poteau de rive	70*60	37,8
Zone VI	Niveau 20 jusqu'au niveau 22	Poteau central	60*60	32,4
		Poteau de rive	60*60	32,4

- Le pourcentage max sera de 4% en zone courant et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50  $\phi$  en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

## b. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho a \times Vu}{h1 \times fe}$$

- $Vu$  est l'effort tranchant de calcul.
- $h1$  hauteur totale de la section brute.
- $fe$  contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho a$  est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$  est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule ci dessus; Par ailleurs, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone modale (zone III) :**

$$t \leq 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante (zone III) :**

$$t' \leq \left( \frac{b1}{2}, \frac{h1}{2}, 10\emptyset1 \right)$$

Où  $\emptyset1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $At/t$ .  $b1$  en % est donnée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda g \geq 5 & 0,3\% \\ \text{Si } \lambda g \leq 3 & 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

- $\lambda g$  est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left( \frac{If}{a} \text{ ou } \frac{If}{b} \right)$$

Avec  $a$  et  $b$ , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $If$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \emptyset t$  minimum.

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\emptyset$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Pour les poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

### VI.3.1.2. Vérifications spécifiques sous

#### a. Sollicitations normales (RPA99; 7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le BAEL 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 :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0,3$$

- $Nd$  : effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton.
- $Bc$  section brute de béton.

La vérification est présentée dans le tableau suivant :

#### • Poteaux centraux :

Zone	Section	Combi	Nd,max (MN)	Bc (m <sup>2</sup> )	$\frac{Ndmax}{Bc \times fc28}$	Condition
Zone I	120*80	G+Q-Fy	8,5	0,96	0,25	vérifiée
Zone II	110*70	G+Q-Fx	7,6	0,77	0,28	vérifiée
Zone III	100*70	G+Q-Fx	4,9	0,7	0,20	vérifiée
Zone IV	90*60	G+Q-Fx	3,2	0,54	0,17	vérifiée
Zone V	80*60	G+Q-Fx	2,1	0,48	0,13	vérifiée
Zone VI	60*60	G+Q-Fx	1,3	0,36	0,1	vérifiée

#### • Poteaux de rive :

Zone	Section	Combi	Nd,max (MN)	Bc (m <sup>2</sup> )	$\frac{Ndmax}{Bc \times fc28}$	Condition
Zone I	110*80	G+Q-Fy	8,6	0,88	0,28	vérifiée
Zone II	100*70	G+Q-Fy	7,9	0,7	0,32	non-vérifiée
Zone III	90*60	G+Q-Fy	5,3	0,54	0,28	vérifiée
Zone IV	80*60	G+Q-Fy	3,5	0,48	0,21	vérifiée
Zone V	70*60	G+Q-Fy	2,03	0,42	0,13	vérifiée
Zone VI	60*60	G+Q+Fy	0,9	0,36	0,07	vérifiée

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

## b. Sollicitations tangentes (RPA99 ; 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho d \times f_c 28$$

Où :

- $\rho d$  est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

### VI.3.1.3. Le chargement des poteaux

#### • Poteau central

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
<b>Sections</b>	120*80	110*70	100*70	90*60	80*60	60*60
<b>Combi</b>	G+Q-Fy	G+Q-Fx	G+Q-Fx	G+Q-Fx	G+Q-Fx	G+Q-Fx
<b>N max (KN)</b>	-8539,14	-7619,83	-4962	-3276,61	-2103,11	-1313,13
<b>M corr (KN,m)</b>	447,872	530,628	362,653	322,317	319,949	242,893
<b>Combi</b>	0,8G+Fy	0,8G+Fx	0,8G+Fx	0,8G+Fx	0,8G+Fx	0,8G+Fx
<b>N min (KN)</b>	4470,29	250,14	144,34	20,69	24,79	255,19
<b>M corr (KN,m)</b>	96,439	287,733	358,193	367,718	368,744	290,555
<b>Combi</b>	G+Q+Fx	G+Q-Fx	G+Q+Fx	G+Q+Fx	G+Q+Fx	G+Q+Fx
<b>M3 max (KN,m)</b>	1241,562	1040,326	594,556	568,011	576,144	474,936
<b>N corr (KN)</b>	2598,4	-7464,23	-854,04	-591,72	-364,49	-197,07

#### • Poteau de rive

Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
<b>Sections</b>	110*80	100*70	90*60	80*60	70*60	60*60
<b>Combinaisons</b>	G+Q-Fy	G+Q-Fy	G+Q-Fy	G+Q-Fy	G+Q-Fy	G+Q-Fy
<b>N max (KN)</b>	-8686,28	-7997,66	-5332,17	-3509,15	-2030,72	-901,77
<b>M corres (KN,m)</b>	241,794	316,62	469,722	382,958	240,134	187,5
<b>Combinaisons</b>	0,8G+Fy	0,8G+Fy	0,8G+Fy	0,8G+Fy	0,8G+Fy	0,8G+Fy
<b>N min (KN)</b>	1865,9	1088,51	577,31	285,6	76,15	-7,47
<b>M corres (KN,m)</b>	189,458	80,29	362,144	356,126	283,02	203,135
<b>Combinaisons</b>	G+Q-Fy	G+Q-Fy	G+Q+Fy	G+Q+Fy	G+Q+Fy	G+Q-Fy
<b>M3 max (KN,m)</b>	649,75	656,53	505,801	397,438	317,935	350,242
<b>N corres (KN)</b>	-6800,37	-7464,66	-4852,26	-794,88	-417,03	-398,43

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

## Remarque :

Les valeurs des tableaux ci-dessus, suivent la convention de signe du logiciel Etabs, soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N < 0 : \text{compression.} \\ M > 0 : \text{fibre inférieure tendues.} \end{array} \right.$$

### VI.3.1.4. Détermination du ferrailage :

Les grandeurs utiles pour le calcul sont :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\epsilon_{es}$	$\sigma_{s10}$ (MPa)
Durable	1,5	1,15	1	21	35	19,83	400	$1,74 \cdot 10^{-3}$	348
Accidentelle	1,15	1	0,85	21	35	30,43	400	$2 \cdot 10^{-3}$	400

### Exemple de calcul : Poteau central du RDC :

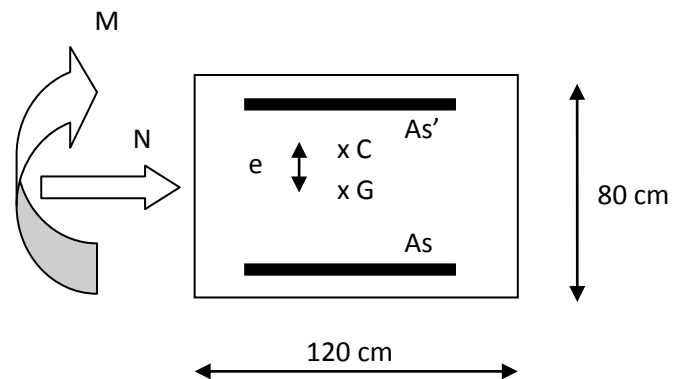
#### 1) Sous combinaison : G+Q-Fy

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 8539,14 \text{ KN (Compression)} \\ M_{\text{corr}} = \max \{M_2; M_3\} = M_2 = 470,872 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$d = 0,72 \text{ cm}; C' = C = 8 \text{ cm.}$$

- Le centre de pression « e » :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{470,872}{8539,14} = 5,5 \text{ cm.}$$



Vu que la section est soumise à un effort de compression, alors il est clair que cette dernière ne peut être qu'entièrement ou partiellement comprimée. Pour le savoir, calculons les coefficients A, B et C :

$$Ma = Mg + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 3203,4 \text{ KN.m}$$

- $A = (0,337h - 0,81c)bhfbu = 5,98 \text{ MN.m}$
- $B = N(d - c) - Ma = 2,26 \text{ MN.m}$
- $C = (0,5h - c)bhfbu = 9,35 \text{ MN.m}$

On remarque que  $A > B$ , ce qui signifie que la section est partiellement comprimée.

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = 0,17 < \mu_c = 0,186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,23$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,65 \text{ m}$$

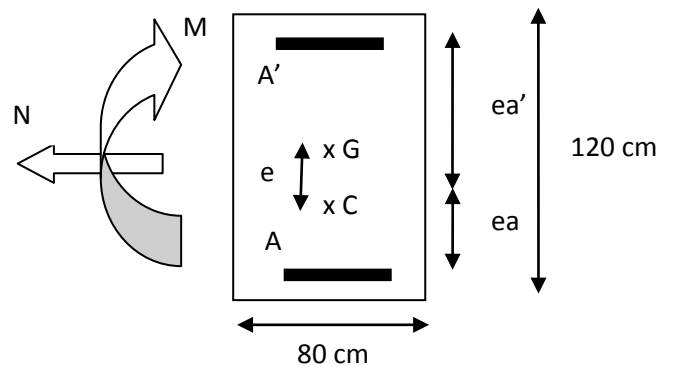
$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left( \frac{Ma}{Z} - N \right) < 0$$

On remarque que  $A_s < 0$ , c-à-d que le béton seul peut reprendre les efforts de la flexion composée, il faut prévoir donc la section minimale exigée par le RPA.

## 2) 2<sup>ème</sup> cas : sous combinaison : 0,8G+Fy

$$\begin{cases} N_{\min} = -4770,29 \text{ KN (Traction)} \\ M_{\text{corr}} = \max \{M_2; M_3\} = M_3 = 96,439 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$d = 1,08 \text{ m}; C' = C = 12 \text{ cm.}$$



- **Le centre de pression « e » :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{96,439}{-4770,29} = -2,02 \text{ cm.}$$

La section est soumise à un effort de traction et le centre de pression est situé entre les nappes d'armatures, on peut déduire donc que la section est entièrement tendue.

- **Armatures longitudinales :**

$$ea' = \frac{h}{2} - c + e = 50,02 \text{ cm}$$

$$ea = \frac{h}{2} - c - e = 45,98 \text{ cm.}$$

La solution la plus économique correspond à  $\sigma_s = \sigma_{s10}$  et le point d'application de N correspond au centre de gravité des armatures en prenant le moment successivement par rapport à A et A' :

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

$$A = \frac{N \times ea'}{(d - c) \times \sigma_s 10} = \frac{4,77 \times 0,50 \times 10^4}{(1,08 - 0,12) \times 400} = 62,11 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N \times ea}{(d - c) \times \sigma_s 10} = \frac{4,77 \times 0,46 \times 10^4}{(1,08 - 0,12) \times 400} = 57,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{Nf \times ea'}{(ea' + ea)fe} ; A'_{min} = \frac{Nf \times ea}{(ea' + ea)fe}$$

$$Nf = \frac{\rho \times v'}{e - \rho v'} Bft28 \text{ avec } v = v' = \frac{h}{2} \text{ et } \rho = \frac{I}{Bvv'} = \frac{1}{3}$$

$$Nf = \frac{0,33 \times 0,6}{-0,0202 - (0,33 \times 0,6)} \times 0,8 \times 1,2 \times 2,7 = -2,35 \text{ MN}$$

$$A_{min} = \frac{Nf \times ea'}{(ea' + ea)fe} = \frac{2,35 \times 0,50 \times 10^4}{0,96 \times 400} = 30,6 \text{ cm}^2 < A.$$

$$A_{min} = \frac{Nf \times ea}{(ea' + ea)fe} = \frac{2,35 \times 0,45 \times 10^4}{0,96 \times 400} = 27,54 \text{ cm}^2 < A'.$$

L'alternance de signe du moment nous amène à choisir un ferrailage symétrique c.-à-d. :

$$A_s = \max \{A; A'\} = 62,11 \text{ cm}^2.$$

En ce qui concerne le ferrailage des deux autres faces du poteau, la section est calculée avec l'autre moment  $M_2 = 80,772 \text{ KN.m}$ , on trouve  $A = 63,59 \text{ cm}^2$  et  $A' = 55,67 \text{ cm}^2$  et donc  $A_s = 63,59 \text{ cm}^2$ .

### Remarque :

Pour un souci d'économie des armatures, nous déterminerons la section d'acier de la façon suivante :

- 1) Calculer la section d'acier nécessaire pour un effort de traction  $N = - 4770,29 \text{ KN}$ , on trouve une section totale  $A_s = 119,26 \text{ cm}^2$  (à répartir sur les quatre faces, soit  $29,8 \text{ cm}^2/\text{face}$ ).
- 2) Calculer la section d'acier nécessaire pour un moment  $M_3 = 96,439 \text{ KN.m}$ , on trouve alors  $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$  (qu'on ajoute à  $29,8 \text{ cm}^2$  pour chacune des faces concernées, soit  $32,04 \text{ cm}^2$  par face).

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

- 3) Calculer la section d'acier nécessaire pour un moment  $M_2 = 80,772 \text{ KN.m}$ , on trouve alors  $A_s = 2,81 \text{ cm}^2$  (qu'on ajoute à  $29,8 \text{ cm}^2$  pour chacune des faces concernées, soit  $32,6 \text{ cm}^2$  par face).

### 3<sup>ème</sup> cas : sous combinaison : G+Q+Fx

$$\left\{ \begin{array}{l} M \text{ max} = \max \{M_2; M_3\} = M_3 = 1241,562 \text{ KN.m} \\ N \text{ corr} = -2598,4 \text{ KN (Traction)} \end{array} \right.$$

- Le centre de pression « e » :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1241,562}{-2598,4} = -47,8 \text{ cm.}$$

- Armatures longitudinales :

$$ea' = 95,8 \text{ cm}$$

$$ea = 0,2 \text{ cm.}$$

La solution la plus économique correspond à  $\sigma_s = \sigma_{s10}$  et le point d'application de N correspond au centre de gravité des armatures en prenant le moment successivement par rapport à A et A' :

$$A = \frac{N \times ea'}{(d - c) \times \sigma_{s10}} = \frac{2,6 \times 0,96 \times 10^4}{(1,08 - 0,12) \times 400} = 65 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N \times ea}{(d - c) \times \sigma_{s10}} = \frac{2,6 \times 0,002 \times 10^4}{(1,08 - 0,12) \times 400} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{Nf \times ea'}{(ea' + ea)fe} ; A'_{min} = \frac{Nf \times ea}{(ea' + ea)fe}$$

$$Nf = \frac{\rho \times v'}{e - \rho v'} Bft28 \text{ avec } v = v' = \frac{h}{2} \text{ et } \rho = \frac{I}{Bvv'} = \frac{1}{3}$$

$$Nf = \frac{0,33 \times 0,4}{-0,48 - (0,33 \times 0,4)} \times 0,8 \times 1,2 \times 2,7 = -0,56 \text{ MN}$$

$$A_{min} = \frac{Nf \times ea'}{(ea' + ea)fe} = \frac{0,56 \times 0,96 \times 10^4}{0,96 \times 400} = 14 \text{ cm}^2 < A.$$

$$A_{min} = \frac{Nf \times ea}{(ea' + ea)fe} = \frac{0,56 \times 0,002 \times 10^4}{0,96 \times 400} = 0,029 \text{ cm}^2 < A'.$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

L'alternance de signe du moment nous amène à choisir un ferrailage symétrique c-à-d :

$$A_s = \max \{A; A'\} = 65 \text{ cm}^2.$$

En ce qui concerne le ferrailage des deux autres faces du poteau, la section est calculée avec l'autre moment  $M_2 = 239,945 \text{ KN.m}$ , on trouve  $A = 43,2 \text{ cm}^2$  et  $A' = 24,25 \text{ cm}^2$  et donc  $A_s = 42,8 \text{ cm}^2$ .

### Remarque :

Toujours pour un souci d'économie, nous déterminerons :

- 1) Calculer la section d'acier nécessaire pour un effort de traction  $N = -2598,4 \text{ KN}$ , on trouve une section totale  $A_s = 64,8 \text{ cm}^2$  (à répartir sur les quatre faces, soit  $16,24 \text{ cm}^2/\text{face}$ ).
- 2) Calculer la section d'acier nécessaire pour un moment  $M_3 = 1241,562 \text{ KN.m}$ , on trouve :  $A_s = 29,42 \text{ cm}^2$  (qu'on ajoute à  $16,2 \text{ cm}^2$  pour chacune des faces concernées, soit  $45,66 \text{ cm}^2$  par face).
- 3) Calculer la section d'acier nécessaire pour un moment  $M_2 = 239,945 \text{ KN.m}$ , on trouve alors  $A_s = 8,39 \text{ cm}^2$  (qu'on ajoute à  $16,2 \text{ cm}^2$  pour chacune des faces concernées, soit  $24,63 \text{ cm}^2$  par face).

Ainsi les sections retenues pour le ferrailage du poteau central de  $120*80$  est le suivant :

$45,66 \text{ cm}^2$  mis sur la face de  $80 \text{ cm}$  et  $32,6 \text{ cm}^2$  mis sur la face de  $120 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales selon RPA99 :**

Nous déterminerons les armatures transversale pour l'effort tranchant max,  $V = 1028,36 \text{ KN}$ .

- **Espacement des cadres :**

- **Zone nodale :**

$t \leq 10 \text{ cm}$ , on choisit  $t = 10 \text{ cm}$ .

- **Zone courante :**

$t \leq \min \{b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1\} = \min \{40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}\}$

$t \leq 20 \text{ cm}$ , on choisit  $t = 15 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

- **Quantité d'armatures transversales :**

- $\rho a :$

$$\lambda g = \frac{lf}{b} = \frac{0,7 \times 7,2}{1,2} = 4,2 < 5, \text{ et donc } \rho a = 3,75$$

- **Détermination de l'armature transversale  $A_t$  :**

$$A_t = \frac{\rho a \times Vu}{h_1 \times f_e} t = \frac{3,75 \times 1,03 \times 0,1}{1,2 \times 400} = 8,05 \text{ cm}^2 \text{ (Zone nodale)}$$

- **Vérification quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 1 \% \text{ (Zone nodale)}$$

Rappelons que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda g \geq 5 & 0,3 \% \\ \text{Si } \lambda g \leq 3 & 0,8 \% \\ \text{Si } 3 < \lambda g = 4,2 < 5 & 0,5 \% \end{array} \right.$$

Et donc :  $A_t / (t \times b_1) = 1 \% > 0,5\%$  Condition vérifiée.

- **Armatures transversales selon BAEL :**

- **Choix du diamètre :**

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset l \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \{3,43; 8; 3,2\}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm.}$$

On choisit : 4 cadres  $\emptyset 10$

- **Espacement des cadres :**

- ✓ **Mécaniquement nécessaire**

$$St_1 \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times \gamma_s (\tau - 0,3 f_{tj} \times K)}$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

Avec :

- $A_t = 6,28 \text{ cm}^2$
- $A = 90^\circ$
- $K = 0$  (bétonnage avec reprise)
- $\tau = \frac{V}{bd} = 1,19 \text{ MPa}$

Donc :  $St \leq 23,75 \text{ cm}$

✓ **Dispositions constructives**

$$St2 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$St2 \leq 40 \text{ cm.}$$

✓ **Section min**

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} = 78,5 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(St1; St2; St3) = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \text{ max} = \max(A_t \text{ PRA}; A_t \text{ BAEL}) = 8,05 \text{ cm}^2$$

Au final on opte pour :  $A_t = 9,05 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\emptyset 12$  et 2 étrier  $\emptyset 12$ ).

• **Vérification des poteaux à l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa} > \tau = 1,19 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho d \times f_{c28} = 0,04 \times 35 = 1,4 \text{ MPa} > \tau = 1,19 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

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

Soit le poteau le plus sollicité sous la combinaison : G + Q

$$N = 4188,26 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M3 = 48,017 \text{ KN.m}$$

La section est entièrement comprimée et  $A_s = A'_s = 5,71 \text{ cm}^2$ .

On Calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15(A_s + A'_s) = 0,977 \text{ m}^2$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

On calcule l'inertie  $I$  de la section homogène totale : pour cela, il faut d'abord déterminer la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $Xg$  au-dessus du centre de gravité géométrique (centre  $G_0$  de la section) :

$$Xg = \frac{15 \left( A's \left( \frac{h}{2} - d' \right) - As \left( d - \frac{h}{2} \right) \right)}{S} = -0,01 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhXg^2 + 15 \left[ As' \left( \frac{h}{2} - d' - Xg \right)^2 + As \left( d - \frac{h}{2} + Xg \right)^2 \right] = 0,12 \text{ m}^4$$

Les contraintes dans le béton valent  $\sigma_{sup}$  sur la fibre supérieure et  $\sigma_{inf}$  sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - Xg) \left( \frac{H}{2} - Xg \right)}{I} = 4,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - Xg) \left( \frac{H}{2} + Xg \right)}{I} = 3,88 \text{ MPa}$$

Les deux contraintes sont positives ce qui confirme que la section est effectivement entièrement comprimée.

On vérifie enfin que la plus grande des deux contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa} > 4,71 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

### ❖ Ferrailage adopté armatures longitudinales:

- Poteaux centraux :

Zone	section	Face à	Section	Section RPA	ferrailage	section total
Zone I	120*80	120	32,8	86,4	2HA32+9HA16	130
		80	45,66		4HA32+3HA25	
Zone II	110*70	110	6	69,3	2HA25+8HA16	76,94
		70	10,88		2HA25+4HA20	
Zone III	100*70	100	5,88	63	2HA25+7HA14	66,34
		70	12,03		2HA25+4HA20	
Zone IV	90*60	90	4,95	48,6	2HA20+6HA14	49,9
		60	11,81		5HA20	
Zone V	80*60	80	3,48	43,2	2HA20+5HA14	46,82
		60	15,87		5HA20	
Zone VI	60*60	60	5,12	32,4	2HA20+4HA14	43,74
		60	17,24		5HA20	

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Poteaux de rives :**

Zone	section	Face à	Section	Section RPA	ferrailage	section total
Zone I	110*80	110	25,49	79,2	2HA25+8HA16	86,76
		80	28,71		3HA25+4HA20	
Zone II	100*70	100	14,91	63	2HA25+7HA16	72,92
		70	16,12		2HA25+4HA20	
Zone III	90*60	90	11,20	48,6	2HA25+6HA14	56,96
		60	19,23		2HA25+3HA20	
Zone IV	80*60	80	10,28	43,2	2HA20+5HA14	53,88
		60	16,47		3HA25+2HA20	
Zone V	70*60	70	7,57	37,8	2HA20+4HA14	43,74
		60	12,49		5HA20	
Zone VI	60*60	60	9,32	32,4	2HA20+4HA14	43,74
		60	11,87		5HA20	

- ❖ **Ferrailage adopté en ferrailage transversales :**

- **Poteaux centraux :**

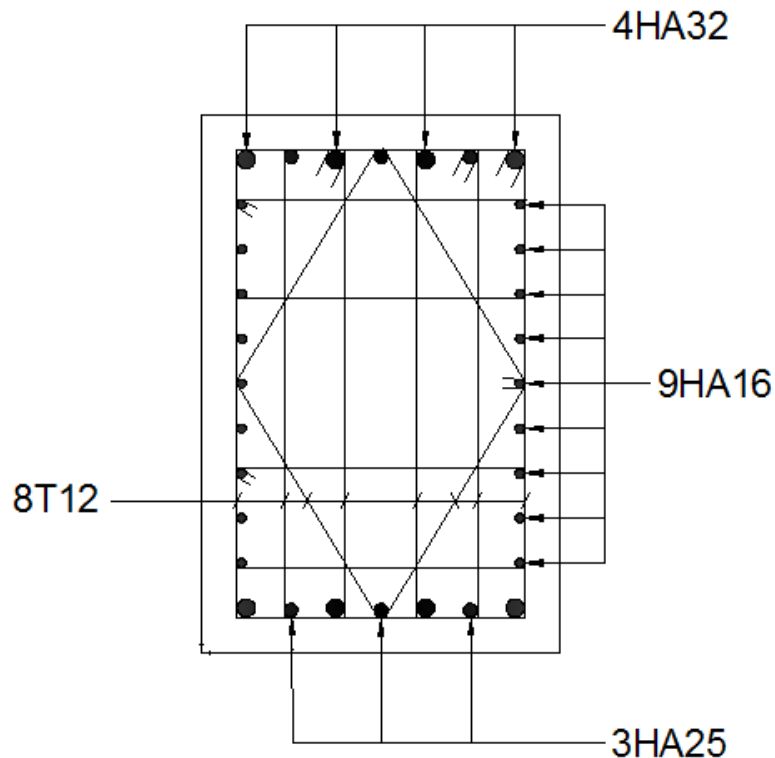
Zone	Section	At (cm <sup>2</sup> )	choix	At (cm <sup>2</sup> )	t(nodale) (cm)	t(courante) (cm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau} u$ (MPa)	$\bar{\tau} bu$ (MPa)
Zone I	120*80	8,05	8 $\phi$ 12	9,05	10	15	1,19	4	1,4
Zone II	110*70	3,92	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,66	4	1,4
Zone III	100*70	3,84	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,65	4	1,4
Zone IV	90*60	4,06	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,8	4	1,4
Zone V	80*60	4,45	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,88	4	1,4
Zone VI	60*60	4,53	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,89	4	1,4

- **Poteaux de rive**

Zone	Section	At (cm <sup>2</sup> )	choix	At (cm <sup>2</sup> )	t(nodale) (cm)	t(courante) (cm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau} u$ (MPa)	$\bar{\tau} bu$ (MPa)
Zone I	110*80	8,52	6 $\phi$ 12+4 $\phi$ 10	8,73	10	15	1,26	4	1,4
Zone II	100*70	4,21	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,71	4	1,4
Zone III	90*60	3,95	6 $\phi$ 8+2 $\phi$ 10	4,59	10	15	0,79	4	1,4
Zone IV	80*60	3,51	7 $\phi$ 8	3,52	10	15	0,69	4	1,4
Zone V	70*60	3,35	7 $\phi$ 8	3,52	10	15	0,65	4	1,4
Zone VI	60*60	3,44	7 $\phi$ 8	3,52	10	15	0,67	4	1,4

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Croquis de ferrailage du poteau central 120\*80 cm<sup>2</sup> :



Poteau central 120\*80 en zone courante

### VI.3.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont armées par des aciers principaux longitudinaux, destinés à reprendre les efforts de traction dus à la flexion et des aciers transversaux, cadres et épingles sont destinés à reprendre l'effort tranchant.

L'espacement entre les cadres varie en fonction de l'effort tranche, rapprochés quand l'effort tranchant est important (prés des appuis) et éloignés quand l'effort tranchant l'est moins (en travée de la poutre).

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et la vérification des contraintes à l'ELS.

Les combinaisons de calcul à prendre en considération sont :

- 1) ELU et ELS
- 2)  $G + Q \pm E$
- 3)  $0,8G \pm E$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

- Les combinaisons (1) donnent le moment max en travée donc le ferrailage en travée.
- Les combinaisons (2) et (3) donnent le moment maximum négatif en valeur absolue sur appuis et permettent de déterminer le ferrailage supérieur sur appuis.

### VI.3.2.1. Recommandations du RPA99

#### a. Pour les armatures longitudinales

- 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 et de 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  en zone III.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.
- S'assurer d'avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins, un côté fermé des U d'un cadre, soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

## b. Pour les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est de  $A_t = 0,003 \times s \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de  $(h/4, 12 \Phi)$
  - En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$
- La valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.3.2.2. Détermination des armatures et croquis du ferrailage adopté

Les grandeurs utiles pour le calcul sont :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\varepsilon_{es}$	$\sigma_{s10}$ (MPa)
Durable	1,5	1,15	1	25	14,17	400	$1,74 \cdot 10^{-3}$	348
Accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	$2 \cdot 10^{-3}$	400

#### Exemple de calcul : Poutre étage courant (70\*60)

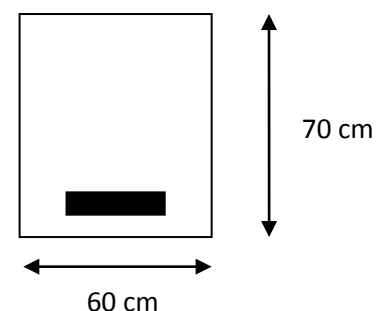
- Ferrailage en travée sous ELU

$$M_u = 370,86 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ser} = 269,05 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,63 \text{ m} \quad \text{et} \quad c = 7 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,11$$

$$\rho = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38 \quad \text{alors} \quad \alpha_c = 0,4463 \quad \text{et} \quad \mu_c = 0,2933$$



## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

On remarque que :  $\mu c > \mu \Rightarrow S.S.A.C$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,59 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma s = 348 \text{ MPa et donc : } A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma s} = 18,06 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min}(c.n.f) = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 4,56 \text{ cm}^2 < A_s$$

- **Pourcentage exigé par le RPA**

$$A_s \text{ min} = 0,005 \times b \times h = 21 \text{ cm}^2 > 18,06 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ max} = 0,04 \times b \times h = 168 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage adopté est :  $A_s = 5HA20+5HA12 = 21,36 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures de construction :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :  $A_r = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

- **Ferrailage en appui :**

$M_{ultime} = 391,34 \text{ KN.m (G+Q+Fy)}$  et  $M_{ser} = 269,05 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbu} = 0,076$$

$$\rho = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1,45 \text{ alors } \alpha c = 0,4933 \text{ et } \mu c = 0,3168$$

On remarque que :  $\mu c > \mu \Rightarrow S.S.A.C$

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

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,6 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa et donc : } A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = 16,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min}(c.n.f) = 0,23 \times B \times \frac{ft28}{fe} = 5,07 \text{ cm}^2 < A_s$$

- **Pourcentage exigé par le RPA**

$$A_{s \text{ min}} = 0,005 \times b \times h = 21 \text{ cm}^2 > 16,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,04 \times b \times h = 168 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :  $A_s = 5\text{HA}20 + 5\text{HA}12 = 21,36 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures de construction :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :  $A_r = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales selon RPA**

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

- **Espacement des cadres :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \text{ et donc } St \leq 17,5 \text{ cm}$$

On choisit  $St = 15 \text{ cm}$ .

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{4} \text{ et donc } St \leq 35 \text{ cm}$$

On choisit  $St = 25 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

On aura :

$$A_t = \begin{cases} 2,7 \text{ cm}^2 & (\text{Zone nodale}) \\ 4,5 \text{ cm}^2 & (\text{Zone courante}) \end{cases}$$

- **Armatures transversales selon BAEL**
  - **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

Soit l'effort tranchant max :  $V_u = 243 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} = 0,64 \text{ MPa.}$$

On est dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_c28}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 4,34 \text{ MPa} > \tau = 0,64 \text{ MPa}$$

➤ **Armature transversale**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset l\right\}$$

$$\emptyset \leq \min\{2; 6; 2\}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm.}$$

On choisit : 2 cadres  $\emptyset 10$  et 1 étrier  $\emptyset 10$ , soit  $4,71 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des cadres :**

✓ **Mécaniquement nécessaire**

$$St1 \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}{b_0 \times \gamma_s(\tau - 0,3f_{tj} \times K)}$$

Avec :

- $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$
- $A = 90^\circ$
- $K = 0$  (bétonnage avec reprise)
- $\tau = 0,64 \text{ MPa}$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

Donc :  $St \leq 44,15 \text{ cm}$

✓ **Dispositions constructives**

$$St2 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$St2 \leq 40 \text{ cm.}$$

✓ **Section min**

$$St \leq \frac{At \times fe}{0,4b} = 78,5 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(St1; St2; St3) = 30 \text{ cm.}$$

$$At \text{ max} = \max(At \text{ PRA}; At \text{ BAEL}) = 4,71 \text{ cm}^2$$

Au final on opte pour :  $At = 4,71 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\emptyset 10$  et 1 étrier  $\emptyset 10$ ).

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

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A's(x - c') - \eta As(d - x) = 0$$

Avec :  $A's = 0$ ,  $As = 21,36 \text{ cm}^2$  et  $\eta = 15$

$$0,3x^2 + 0,032x - 0,019 = 0$$

$$\Delta = 0,024 \Rightarrow x = 0,2 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta As(d - x)^2$$

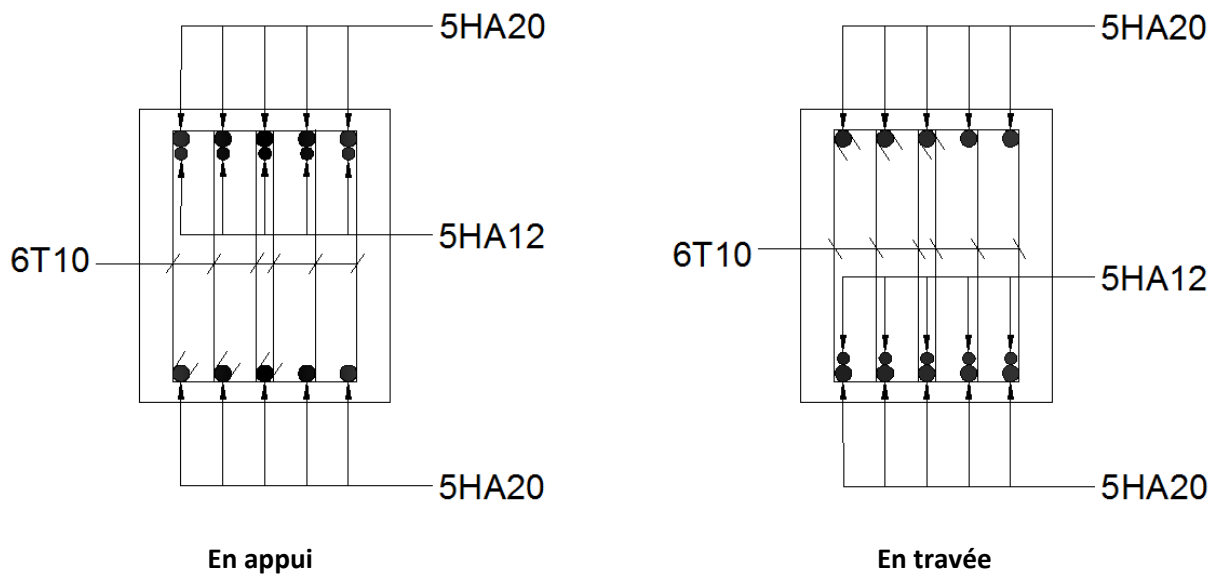
$$I = 6,73 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = \frac{269,05 \times 10^{-3} \times 0,2}{6,73 \times 10^{-3}} = 8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \text{ (condition vérifiée).}$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Croquis de ferrailage de la poutre 70\*60 cm<sup>2</sup> :



Nœud poteau poutre :

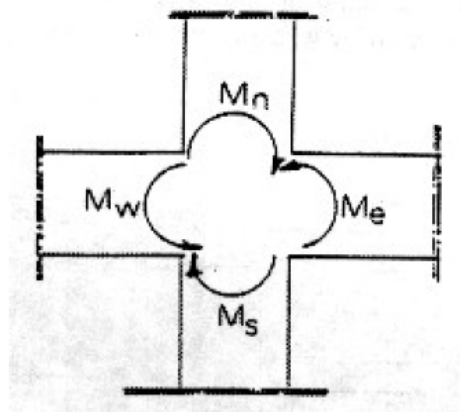


Figure18 : dimensionnement d'un nœud poteau-poutre.

A l'aide du logiciel SOCOTEC, les moments résistants des poteaux et des poutres reliés a un nœud du 3<sup>ème</sup> étage sont :

$$M_n + M_s \geq 1,25(M_w + M_e)$$

$$5352,4 + 5352,4 \geq 1,25(434,09)$$

$$10704,8 \geq 542,61 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

## VI.4. Ferrailage des voiles

### VI.4.1. Introduction

Sous chargement latérale, le voile se comporte comme une console verticale encastrée à sa base.

Le voile est ainsi sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant qui est maximum à sa base.

Les voiles seront calculés par conséquent en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales, horizontales et transversale.

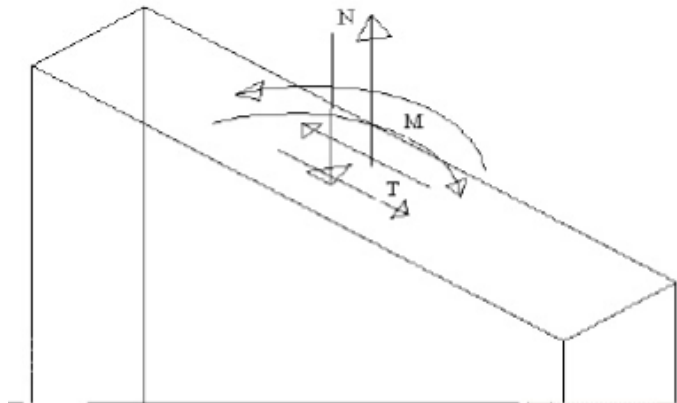


Figure 19 : Sollicitations auxquelles est soumis le voile

Les voiles ont souvent des ouvertures (porte d'encenseur, fenêtre...etc.), ce qui induit une concentration de contrainte sur ces dernières.

Une attention particulière doit alors être portée à ces endroits là en procédant à des renforcements.

La figure ci-après illustre ce cas :

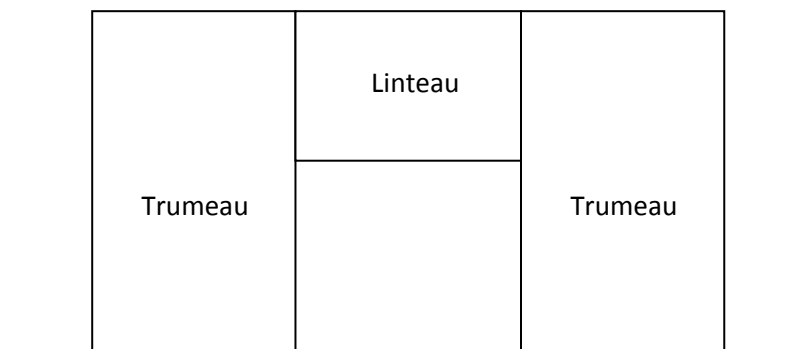


Figure 20 : Voile possédant une ouverture

La fissuration est jugée peu nuisible, le dimensionnement se fera à l'E.L.U.

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

## VI.4.2. Recommandation exigées par le RPA99

### VI.4.2.1. Pour les trumeaux (RPA99 ; 7.7.4.1)

#### a. Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il équilibre la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris 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.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction et recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) 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 15 cm (le ferrailage vertical doit être disposé d'une manière symétrique en raison de chargement en terme de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

#### b. Aciers horizontaux

Les armatures horizontales sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales. Ces dernières doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### Remarque :

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans la section du voile est égal à 0.15%, et en zone courante, égale à 0.10%.

### VI.4.2.2. Pour les linteaux (RPA99 ; 7.7.3.3)

#### a. Armatures longitudinales

$$(A1; A'1) \geq 0,0015bh$$

#### b. Armatures transversales

- Pour  $\tau b \leq 0,025 \times fc28$  : alors  $At \geq 0,0015bs$
- Pour  $\tau b > 0,025 \times fc28$  : alors  $At > 0,0015bs$

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

## c. Armatures en section courante

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

### VI.4.2.3. Règles communes (7.7.4.3)

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5 e \quad e : \text{l'épaisseur de voile.}$$

$$St \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est de :

$$\Phi_t = 6 \text{ mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm lorsque } \Phi_v > 20\text{mm}$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

$40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

### VI.4.3. Vérifications des voiles à l'effort tranchant (RPA99 ; 7.2.2)

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 % et la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}.$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant à la base du voile.
- $b$  : épaisseur du voile.
- $d$  : hauteur utile
- $h$  : hauteur totale de la section brute.

### ❖ Etude d'une section soumise à la flexion composée

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} Y$$

- $N$  : effort normal agissant sur le refond considéré.
- $M$  : moment de flexion agissant sur le refond considéré.
- $I$  : moment d'inertie du refond considéré.
- $Y$  : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

### Remarque :

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe négatif, on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe positif, on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe contraire, on aura une section partiellement comprimée (SPC).

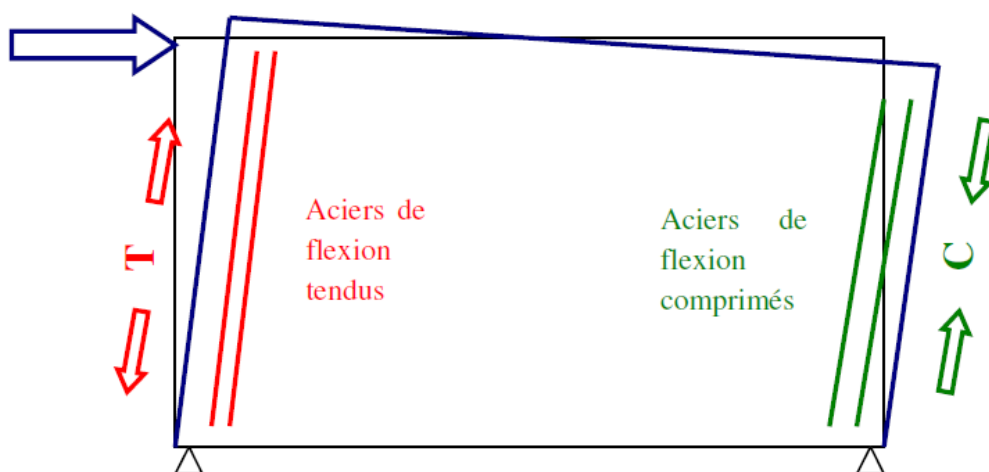
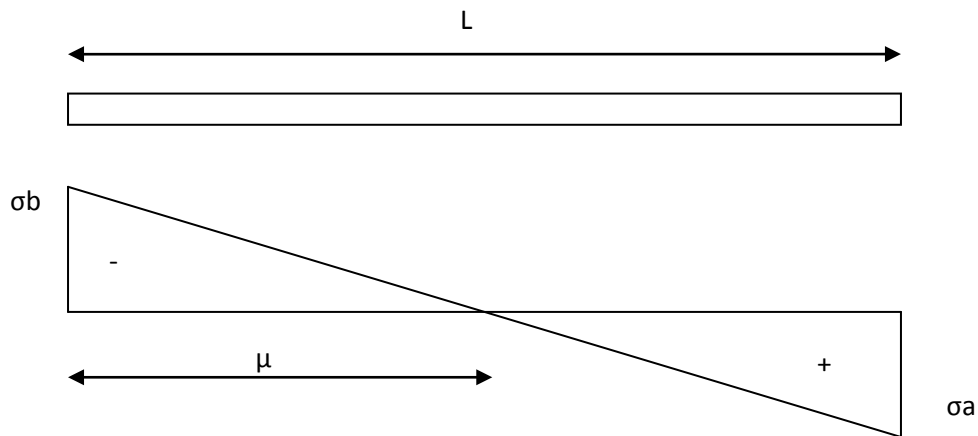


Figure21 : Voile fléchié sous un chargement horizontal

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

### a. Section partiellement comprimée (tendue) :

Il faut calculer la longueur de la zone tendue «  $\mu$  », en utilisant les triangles semblables :



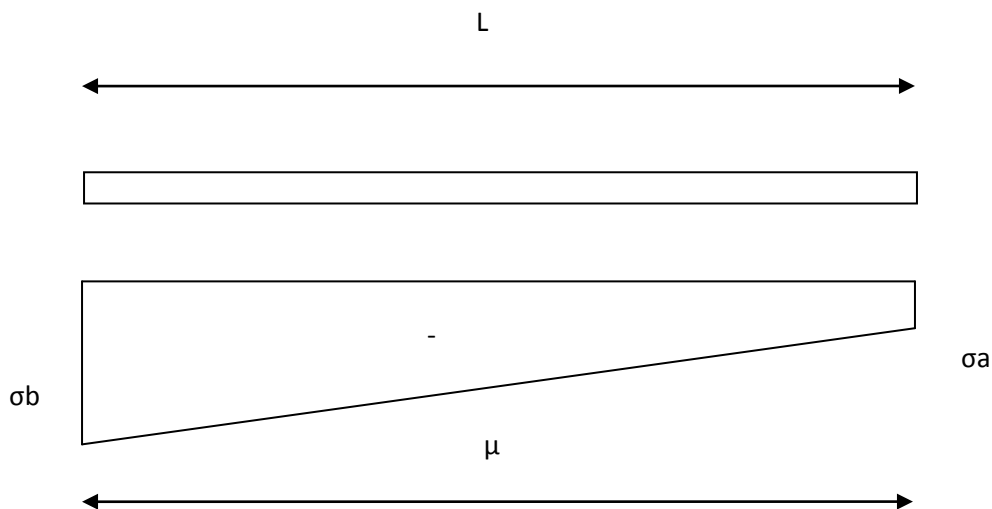
$$tg\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :  $Nt = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'acier nécessaire est :  $As = N/(fe/\gamma_s)$

### b. Section entièrement tendue :

Dans le cas où on a deux contraintes de traction, la longueur tendue «  $\mu$  » est égale à L



Ainsi l'effort de traction :

$$Nt = [(\sigma_a + \sigma_b) \times \mu \times b]/2$$

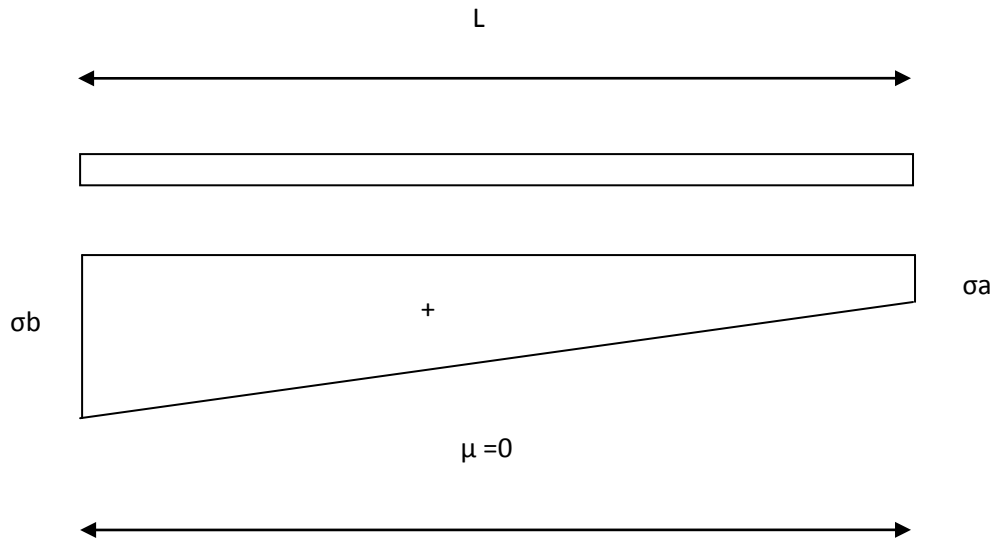
Et la section d'armature :

$$As = N/(fe/\gamma_s)$$

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

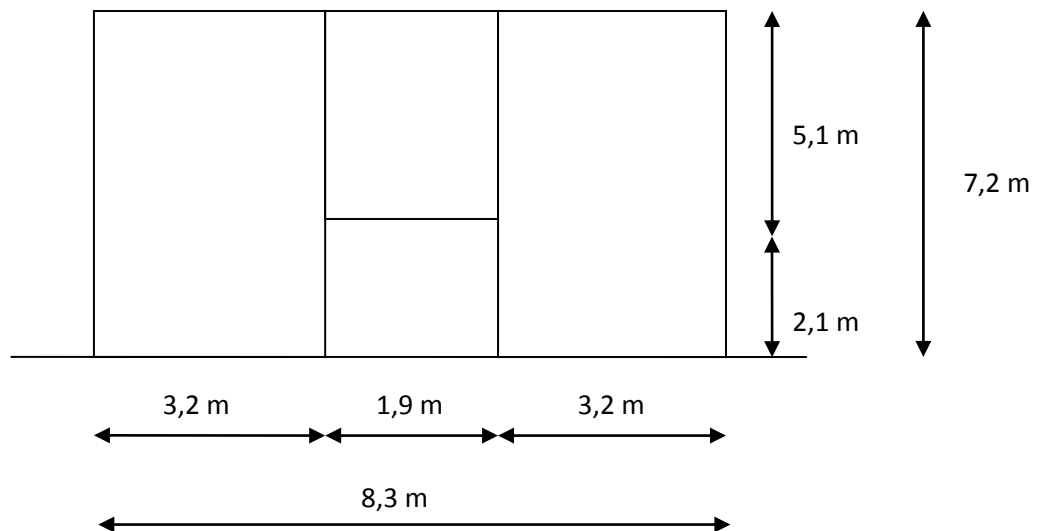
## c. Section entièrement comprimée :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



## VI.4.4. Exemple de calcul (voile 1) :

Prenons l'exemple du voile du RDC avec :  $b = 40$  cm,  $L = 3,2$  m.



# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

## VI.4.4.1. Ferrailage du trumeau et croquis du ferrailage adopté

$L = 3,2 \text{ m}$ ,  $b = 0,4 \text{ m}$ ,  $Y = L/2 = 1,6 \text{ m}$  et  $d = 2,88 \text{ m}$ .

Sous  $0,8G+Fx$ , on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = -6346,22 \text{ KN (Traction)} \\ M3 = 1304,502 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### ❖ Ferrailage vertical :

$\sigma_a = -3047,09 \text{ KN/m}^2$      $\sigma_b = -6868,87 \text{ KN/m}^2$     (Section entièrement tendue)

$\mu = L = 3,2 \text{ m}$ .

$$N_t = \frac{bL(\sigma_a + \sigma_b)}{2} = \frac{0,4 \times 3,2(6868,87 + 3047,09)}{2} = 6346,21 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,35}{400} \times 10^4 = 158,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ RPA} = 0,0015 \times b \times L = 0,0015 \times 0,4 \times 3,2 = 19,2 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 20HA25 = 98,2 cm<sup>2</sup>/face

### • Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

$$St \leq \min(1,5a; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On adopte,  $St = 20\text{cm}$  en zone courante

$St = 10 \text{ cm}$  en zone d'about

### • Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40%.

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{1,4Vu}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,2f_{c28}.$$

On a ;  $V_u = 2798,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 2,8}{0,4 \times 2,88} = 3,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 7 \text{ MPa} > \tau_u \text{ (condition vérifiée)}$$

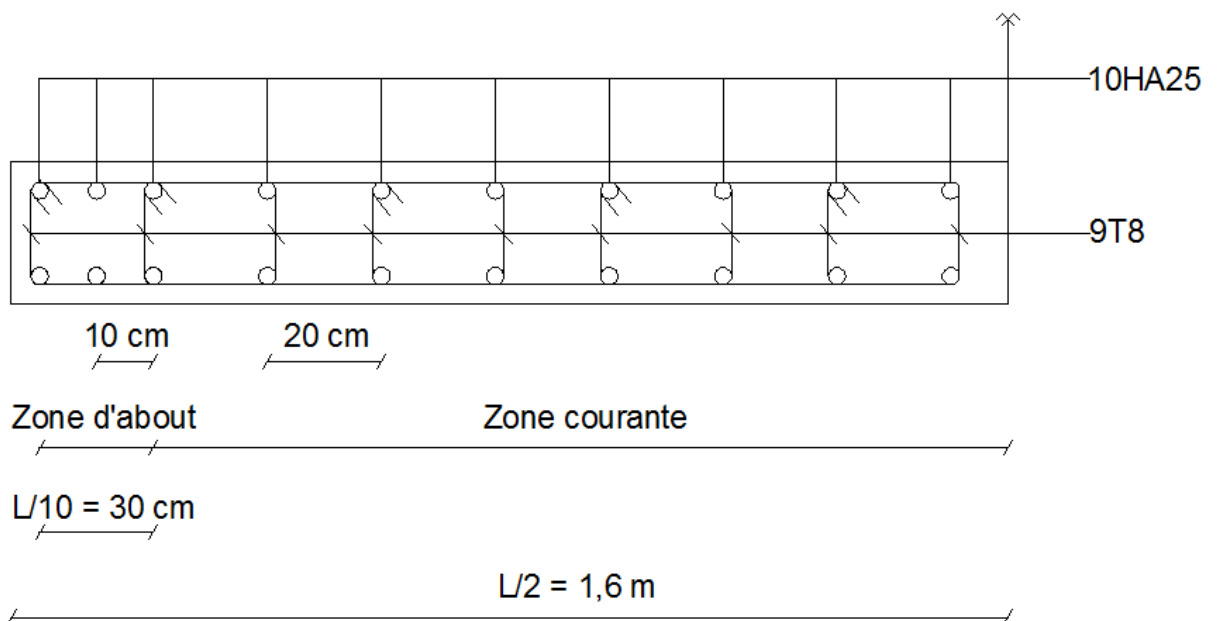
## ❖ Ferrailage transversal :

D'après le BAEL :

$$A_t \geq \frac{\tau \times St \times b}{0,9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 7,55 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1 cadre + 8 étrier =  $9,04 \text{ cm}^2$ .

## ❖ Croquis de ferrailage du trumeau :



### VI.4.4.2. Ferrailage du linteau et croquis du ferrailage adopté

On a :  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 0,9 \times 5,1 = 4,59 \text{ m}$

$V_u = 2839,44 \text{ KN}$  induit un moment  $M = 566,52 \text{ KN.m}$

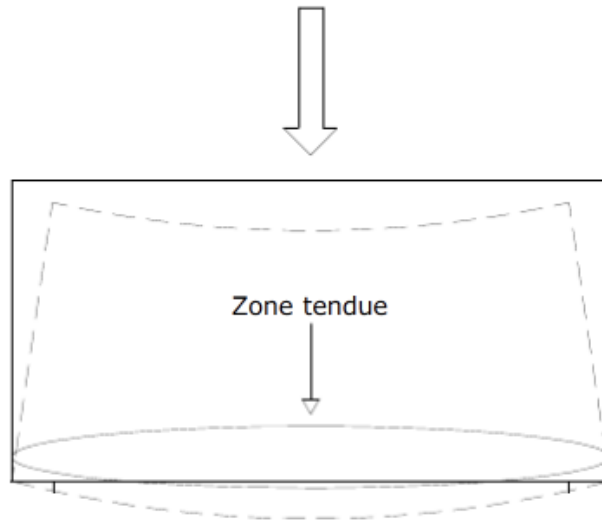


Figure 22 : Linteau chargé

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \times Vu}{b \times d} = \frac{1,4 \times 2,84}{0,4 \times 4,59} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 7 \text{ MPa} > \tau_b \text{ (condition vérifiée).}$$

On remarque que  $\tau_b > 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

- **Calcul des armatures :**

- **Aciers longitudinaux :**

$$A_s = \frac{M}{Z f_e} = \frac{566,52 \times 10^{-4}}{3,1 \times 400} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$$(A_l; A'_l) \geq 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 0,4 \times 5,1 = 30,6 \text{ cm}^2 > A_s.$$

Choix des barres : 5HA20 = 15,71 cm<sup>2</sup>/face.

- **Aciers transversaux :**

$$\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1 \text{ (linteau court)}$$

$$A_t \geq \frac{s \times V}{f_e \times (l - s)} = \frac{0,15 \times 4 \times 10^4}{400(1,9 - 0,15)} = 8,57 \text{ cm}^2.$$

$$V = \min (V_1, V_2) = \min (4 ; 5,68) = 4 \text{ MN.}$$

$$\tau_b > 0,025 \times f_{c28} = 0,875 \text{ MPa alors}$$

$$A_t > 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 0,4 \times 0,15 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

Choix des barres : 1 cadre + 4 étrier + 1 épingle = 8,69 cm<sup>2</sup>.

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 0,4 \times 5,1 = 40,8 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 7HA20 = 21,99cm<sup>2</sup>/face

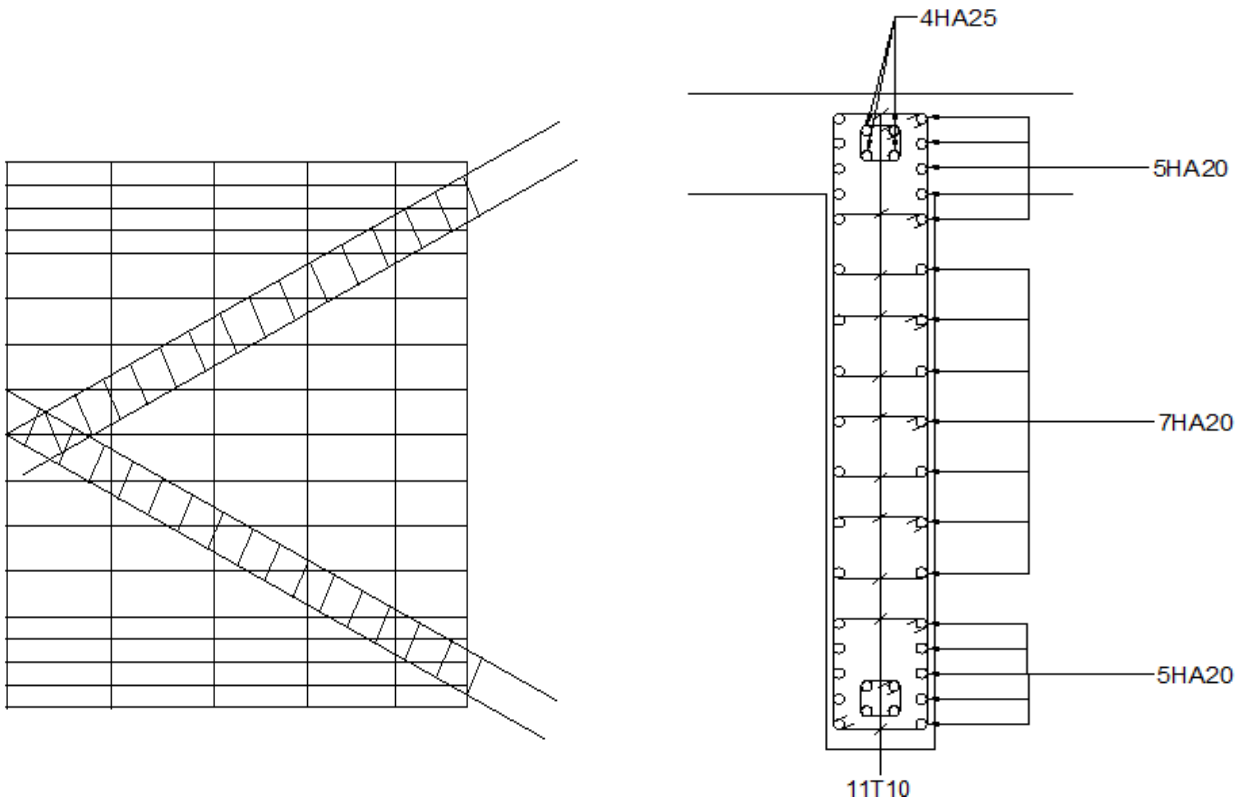
- **Armatures diagonales :**

$$A_d = \frac{Vd}{2 \times f_e \times \sin\alpha} = \frac{1248,51 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,91} = 17,15 \text{ cm}^2.$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2 \times d'}{l} = \frac{5,1 - 2 \times 0,5}{1,9} = 2,15 \Rightarrow \alpha = 65,14^\circ$$

Choix des barres : 4HA25 = 19,63 cm<sup>2</sup>

- ❖ **Croquis de ferrailage du linteau :**



## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

### Exemple de calcul (voile2) :

$L = 12,1$  m,  $b = 0,4$  m,  $Y = L/2 = 6,05$  m et  $d = 10,89$  m.

Sous  $0,8G+Fx$ , on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = -6540,77 \text{ KN (Traction)} \\ M3 = 18930,911 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$\sigma_b = -3291 \text{ KN/m}^2$      $\sigma_a = 588,18 \text{ KN/m}^2$     (Section partiellement tendue)

$$\mu = \frac{L}{\left[ \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]} = \frac{12,1}{\left( \frac{588,18}{3291} \right) + 1} = 10,27 \text{ m}$$

$$Nt = \frac{\sigma_b \times \mu \times b}{2} = \frac{3291 \times 10,27 \times 0,4}{2} = 6759,71 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{Nt}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6759,71 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 167 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ RPA} = 0,0015 \times b \times L = 0,0015 \times 0,4 \times 12,1 = 72,6 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

$$St \leq \min(1,5a; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On adopte,  $St = 20\text{cm}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{1,4Vu}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,2f_c28.$$

On a,  $Vu = 7228,73 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 7,23}{0,4 \times 10,89} = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2f_c28 = 7\text{MPa} > \tau_u \text{ (condition vérifiée)}$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

### ❖ Ferrailage transversal :

D'après le BAEL :

$$At \geq \frac{\tau \times St \times b}{0,9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 5,16 \text{ cm}^2$$

### ❖ Section d'acier :

- Voile 1 :

- Trumeau :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	section	M (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As rpa (cm <sup>2</sup> )	Choix/ face
Niv-2 jusqu'au Niv3	-6346,22	1304,502	SET	3,2	158,75	19,2	26HA20
Niv4 jusqu'au Niv8	-3111,09	769,357	SET	3,2	77,78	19,2	26HA16
Niv9 jusqu'au Niv18	-938,81	649,216	SPC	2,83	23,87	19,2	26HA14
Niv19 jusqu'au Niv++2	-126,54	366,35	SPC	1,9	6,02	19,2	26HA14

- Linteau :

Niveau	V (KN)	M (KN.m)	$\tau_b$ (MPa)	Al (cm <sup>2</sup> )	Al min (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$ (cm <sup>2</sup> )	At (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ad (cm <sup>2</sup> )
RDC	2839,44	566,52	2,17	0,46	30,6	$\lambda_g < 1$	8,57	40,8	17,15
Niv1 Jusqu'au Niv2	2109,98	580,047	3,91	8,53	12,6	$\lambda_g < 1$	1,93	16,8	16,57
Niv3 jusqu'au Niv8	1756,63	1273,34	5,92	33,07	6,96	$\lambda_g > 1$	6,87	9,28	17,46
Niv9 jusqu'au Niv18	1508,29	1116,509	5,08	29,17	6,96	$\lambda_g > 1$	5,9	9,28	15,24
Niv19 jusqu'au Niv++2	733,03	575,316	2,47	14,97	6,96	$\lambda_g > 1$	2,86	9,28	7,48

- Voile 2 :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	section	$\mu$ (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As rpa (cm <sup>2</sup> )	Choix/ face
Niv-2 jusqu'au Niv3	-6540,77	18930,911	SPC	10,27	167	72,6	85HA25
Niv4 jusqu'au Niv8	8078,87	50200,569	SPC	4,09	71	72,6	85HA16
Niv9 jusqu'au Niv18	8004,35	30577,458	SPC	2,86	21,12	72,6	85HA16
Niv19 jusqu'au Niv++2	4011,43	10613,978	SPC	1,44	1,86	72,6	85HA16

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

## VI.5. Ferrailage des dalles

### VI.5.1. Introduction

Les dalles sont des planchers en béton armé à âme pleine. Ils sont soit entièrement coulés en place, soit en partie préfabriqués (*pré-dalles*), soit entièrement préfabriqués (rares).

En ce qui concerne la disposition des armatures, les planchers sont généralement armés comme ci-dessous en fonction de leur chargement et des liaisons aux appuis.

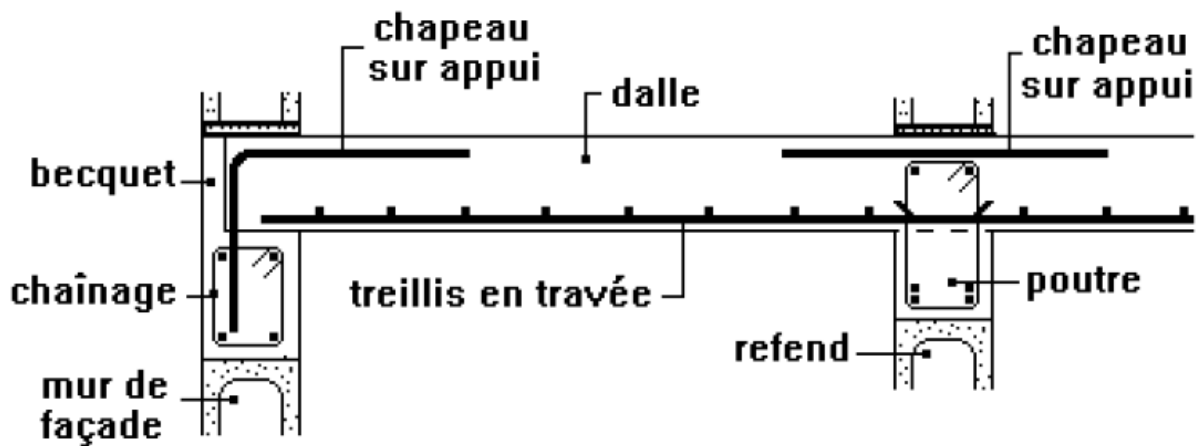


Figure 23 : Schéma du ferrailage d'une dalle pleine

- En zone courante : En partie basse, un treillis à calculer.
- Aux appuis : Des aciers en chapeau.
- Aux rives : un chaînage tout autour du plancher.

### VI.5.2. Etude théorique

La théorie du calcul des plaques chargées transversalement dont les déformations restent petites, conduit à la résolution de l'équation aux dérivées partielles.

$$\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 u}{\partial y^4} + \frac{2\partial^4 u}{\partial x^2 \partial y^2} = \frac{q}{D}$$

Plusieurs solutions analytiques ont été développées pour la résolution de cette équation. Mais, elles restent limitées par la forme géométrique, les conditions limites et le type de chargement.

En pratique, on a recours soit, à l'aide des logiciels basés sur la méthode des éléments finis, soit à des méthodes analytiques approchées comme celles présentées en annexe du règlement B.A.E.L91

# CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

## VI.5.3. Définition :

Nous ne considérerons dans ce chapitre que les dalles rectangulaires uniformément chargées.

Rappelons que les portées sont mesurées entre nus des appuis ( $L_x$  est la petite portée et  $L_y$  la grande portée) et que le rapport des portées  $\alpha$  est défini :  $\alpha = L_x/L_y$ .

Nous distinguons suivant les conditions d'appuis, les dalles simplement appuyées et les dalles sur appuis continus.

### a) Dalles simplement appuyées :

Suivant la disposition des éléments porteurs et le rapport  $\alpha$ , deux méthodes sont utilisées :

- dalles appuyées sur deux côtés,
- dalles appuyées sur leurs quatre côtés.

#### ▪ Calcul des dalles appuyées sur deux côtés :

Nous parlerons aussi de dalles portant dans un seul sens. Sont considérées comme telles :

- les dalles rectangulaires appuyées sur deux côtés et comportant un ou deux bords libres.
- les dalles rectangulaires appuyées sur quatre côtés dont  $\alpha < 0,4$ .

Ces dalles sont calculées comme des poutres dans le sens de la petite portée. Nous sommes donc ramenés à l'étude d'une poutre rectangulaire de hauteur  $h$ , de largeur 1 mètre, et de portée  $l_x$ .

La dalle porte alors dans un seul sens et le moment de flexion est :

$$M_{0x} = \frac{pl^2}{8}$$

Nous déterminons la section d'aciers longitudinaux  $A_x$  (aciers principaux) à partir de ce moment de flexion.

Les aciers sont déterminés par mètre linéaire de longueur de dalle :  $A_x/ml$ .

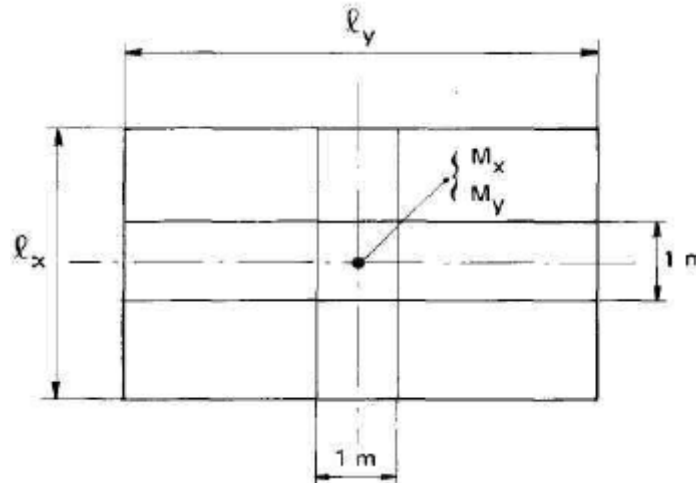
Dans le sens de la grande portée  $l_y$ , il faut disposer des armatures de répartition dont la section par unité de largeur est évaluée forfaitairement au quart de la section des aciers principaux.

$$A_y = A_x/4$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Calcul des dalles appuyées sur leurs quatre côtés :
  - Calcul des moments fléchissant :

Dans le cas où  $\alpha \geq 0,4$  les moments fléchissant ont pour valeur au centre de la dalle :



$$M_x = \mu_x P l^2_x$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

### b) Dalles sur appuis continus :

Ce sont les dalles dont les appuis sont constitués, soit par des éléments continus avec lesquels elles forment monolithe (nervures ou poutre en BA), soit par des murs sur lesquels elles reposent.

- Calcul des moments fléchissant :

Ces dalles sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour (B.A.E.L. A.8.2,32).

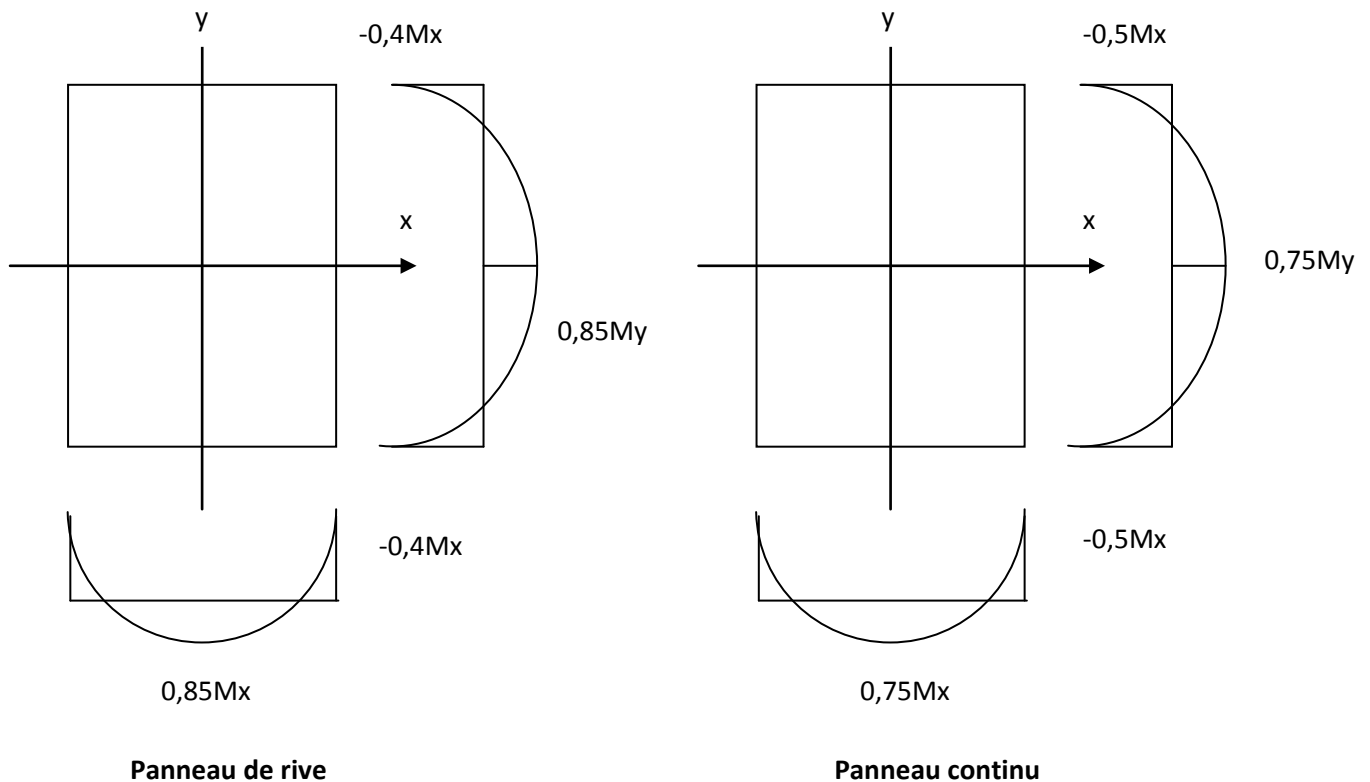
Les moments de flexion maximaux  $M_x$  calculés selon les indications du paragraphe ci-dessus peuvent être réduits de 15 à 25 % selon les conditions d'encastrement, ce qui conduit à un moment en travée:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_x$$

Avec :

- $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues prises respectivement en compte pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux



### VI.5.4. Dispositions règlementaires :

- **Justification des armatures d'effort tranchant :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur.
- La contrainte tangente  $\tau_u = Vu/(bd)$  est au plus égale à  $0,07f_{c28}/\gamma_b$

Cette dernière condition peut servir à déterminer l'épaisseur de la dalle afin d'éviter les armatures transversales, qui sont déconseillées dans le cas particulier où la dalle est coulée avec une reprise de bétonnage, il faudra appliquer la règle des coutures du règlement BAEL (Article A.5.3).

### VI.5.5. Dispositions constructives :

- **Diamètre des armatures**

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de la dalle, soit :  $\phi_l \leq e/10$ .

Où  $e$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

▪ **Sections minimum :**

<b>Sens y</b>	<b>Ay min (cm<sup>2</sup>/m)</b>	Fe F500	Fe E400	RL
		6e	8e	12e
<b>sens x</b>	<b>Ax min (cm<sup>2</sup>/m)</b>	$(3-\alpha)/2$ Aymin		

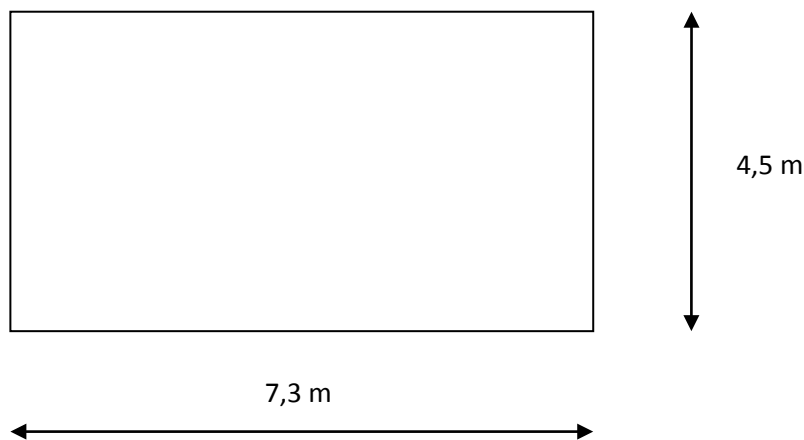
▪ **L'espacement :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau ci-dessous :

Directions	Charges réparties	Charges concentrées
<b>Direction la plus sollicitée</b>	Min (3e, 33 cm)	Min (2e, 25 cm)
<b>Direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée</b>	Min (4e, 45 cm)	Min (3e, 33 cm)

Si la dalle est soumise à la fois, à des charges réparties et à des charges concentrées, nous devons apprécier par interpolation.

**Exemple de calcul :**



$$G = 6,42 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$A \text{ l' } ELU: \quad qu = 1,35G + 1,5Q = 10,92 \text{ KN/m}^2$$

$$A \text{ l' } ELS: \quad qs = G + Q = 7,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = 0,62 \quad 0,4 < \alpha < 1$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A'_{ELU}: \quad \mu_x = 0,0794 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,3214$$

$$A'_{ELS}: \quad \mu_x = 0,0844 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,49$$

### ❖ Moments isostatiques :

#### • A'ELU :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 17,56 \text{ KN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 5,64 \text{ KN.m/m}$$

#### • A'ELS :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 13,54 \text{ KN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 6,63 \text{ KN.m/m}$$

#### • Moments en travée :

Panneau continu	0,5M <sub>x</sub>	0,75M <sub>x</sub>	0,75M <sub>y</sub>
ELU	8,78	13,17	4,23
ELS	6,77	10,16	4,97

### ❖ Calcul des sections d'acier

#### ➤ Acier en travée « sens l<sub>x</sub> » :

$$M_t = 13,17 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,045 < 0,186 \quad (\text{domaine 1})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,058$$

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

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_{tx} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2,7 \text{ cm}^2.$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

➤ **Acier en travée « sens ly » :**

$$M_t = 4,23 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,014 < 0,186 \quad (\text{domaine 1})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,018$$

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

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_{ty} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 0,87 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aciers en appuis :**

$$M_t = 8,78 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,03 < 0,186 \quad (\text{domaine 1})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,038$$

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

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 1,8 \text{ cm}^2.$$

➤ **Sections minimums :**

▪ **Sens y :**

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times e = 8 \times 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2. \quad (\text{Fe E400})$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,87 \text{ cm}^2 < 1,28 \text{ cm}^2 \\ A_s = 1,8 \text{ cm}^2 > 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

---

- **Sens x :**

$$A_x \min = \frac{3 - \alpha}{2} A_y \min = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,7 \text{ cm}^2 > 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_s = 1,8 \text{ cm}^2 > 1,52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Choix des barres :**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = 16 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset 10$$

- **En travée « sens x » :**

$$A_{tx} = 2,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \text{Min} \begin{cases} 3e = 48 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

- **En travée « sens y » :**

$$A_{ty} = 1,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \text{Min} \begin{cases} 4e = 64 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

- **En chapeau**

$$A_s = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

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

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u \times l_x}{3} = 16,38 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 f_c 28}{\gamma b} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u \quad (\text{condition vérifiée})$$

**Remarque :**

La dalle est bétonnée sans reprise dans toute son épaisseur et la condition de l'effort tranchant est satisfaite, nous déduisons alors que les armatures transversales sont inutiles.

## CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

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

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A's(x - c') - \eta As(d - x) = 0$$

Avec :  $A's = 0$ ,  $As = 3,93 \text{ cm}^2$  et  $\eta = 15$

$$0,08x^2 + 5,895 \times 10^{-3}x - 7,9 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 2,876 \times 10^{-4} \Rightarrow x = 0,069 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta As(d - x)^2$$

$$I = 4,24 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = \frac{10,16 \times 10^{-3} \times 0,069}{4,24 \times 10^{-5}} = 16,53 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} < \sigma_{bc} \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

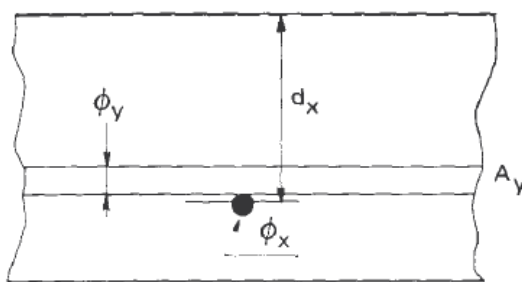
### Solution :

Nous augmentons le diamètre des barres à 12 mm, on trouve :

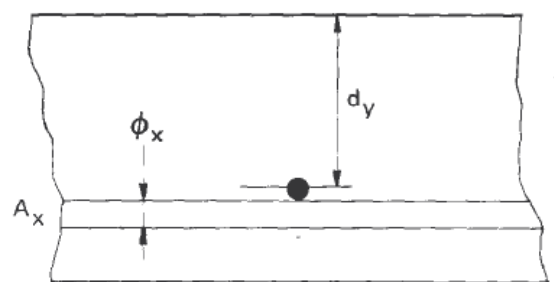
$x = 0,081 \text{ m}$ ,  $I = 6,2 \times 10^{-5} \text{ m}^4$  et on recalcule la contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = \frac{10,16 \times 10^{-3} \times 0,081}{6,2 \times 10^{-5}} = 13,27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

### ❖ Coupe dans la dalle :



Coupe parallèle à  $\ell_y$



Coupe parallèle à  $\ell_x$

# CHAPITRE VII



***Etude de l'infrastructure***

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### VII.1. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### a) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

#### b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

### VII.2. Résultats de l'étude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

---

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 4 bars comme contrainte admissible du sol.

### VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles)

On optera pour des fondations superficielles type radier rigide.

### VII.4. Etude du radier :

Lorsque les semelles deviennent trop importantes et que l'on ne veut pas aller fonder en profondeur, il est intéressant de construire un radier général. Le bâtiment est alors posé sur une sorte de plancher.

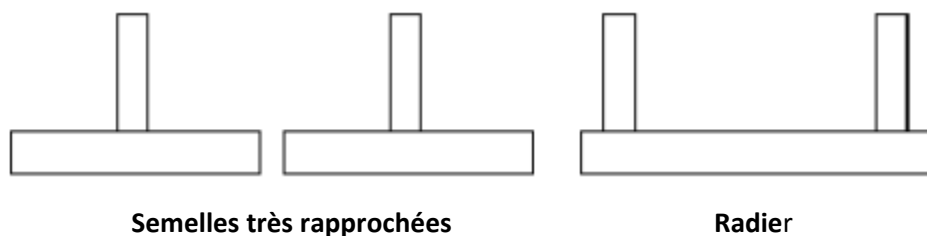


Figure : Schéma de principe du radier

Cette méthode est surtout utilisée lorsque le terrain est « inaffouillable », lorsque le bon sol est situé trop en profondeur, lorsque l'on désire construire des sous-sols, mais dans tous les cas le sol devra être homogène pour éviter tout risque de tassements différentiels.

#### 1) Principe de fonctionnement :

Un radier travaille comme un plancher très fortement chargé (tout le poids de la structure) mais à l'envers.

D'où le principe de ferrailage suivant:

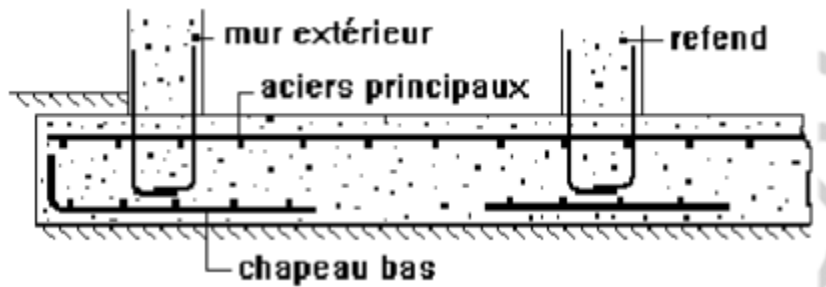


Figure : Principe de ferrailage d'un radier

Il existe deux types de radiers :

**a) Radier plat:**

C'est une dalle d'épaisseur constante qui repose sur un béton de propreté à même le sol.-> (voir schéma ci-dessus)

**b) Radier nervuré:**

Des poutres placées sur ou sous la dalle servent de raidisseurs.

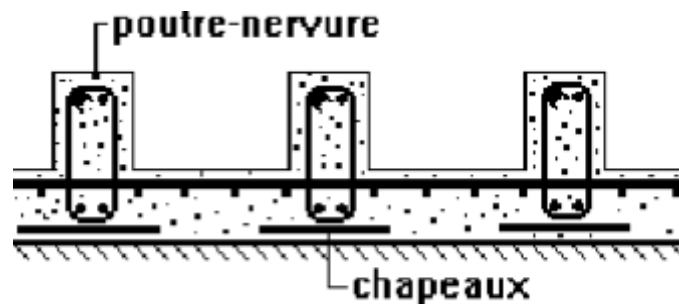


Figure : Radier nervuré

### 2) Pré-dimensionnement :

L'épaisseur du radier est estimée par les deux conditions suivantes :

- **Condition de rigidité :**

$$Le \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

Avec :

- L max : plus grande distance entre deux files parallèles.

- Le : longueur élastique.

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

- E : module d'élasticité.

- I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

- K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen (K = 40 MN / m<sup>3</sup>).

- b : largeur du radier (bande de 1m).

Et donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$$

Lmax = 8,3 m, E = 32164,2 MPa

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 8,3^4}{32164,2 \times 3,14^4}} \Rightarrow h \geq 1,42 \text{ m.}$$

Soit,  $h = 1,5\text{m}$ .

• **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$1,04 \leq hr \leq 1,66$$

Soit,  $h = 1,5 \text{ m}$ .

On remarque que l'épaisseur qui satisfait les deux conditions ci-dessus, est  $h = 1,5 \text{ m}$ .

### 3) Calcul de débordement :

La surface de la structure à la base du podium est de 1741,45 m<sup>2</sup> et la surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S \geq \frac{Nu}{1,5 \times \bar{\sigma}_{adm}}$$

Avec :

- Nu = 557369,9 KN. (ELU)
- $\bar{\sigma}_{adm} = 4 \text{ bars} = 400 \text{ KN/m}^2$ .
- S = 928,95 m<sup>2</sup>.

Puisque la surface nécessaire du radier est inférieure à celle du bâtiment, on n'aura pas besoin d'un débordement D.

Avec : Lx = 61,6 m et Ly = 31,5 m

- **Caractéristiques géométriques du radier :**

- **Centre de gravité :**

$$\begin{cases} Xg = 30,8 \text{ m} \\ Yg = 15,75 \text{ m} \end{cases}$$

- **Les inerties du radier :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{31,5 \times 61,6^3}{12} = 613580,35 \text{ m}^4$$
$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{61,6 \times 31,5^3}{12} = 160446,825 \text{ m}^4$$

- **Vérification au poinçonnement :**

D'après les règles BAEL91 (A.5.2.4) ; la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité :

$$N \leq 0,045 \times \mu \times f_c 28 \times hr$$

Avec :

- $\mu$  : Périmètre de la surface d'impact projetée au niveau du feuillet moyen.

$$\mu = 2(L + b + 2hr) = 2(12,1 + 0,4 + 2 \times 1,5) = 31 \text{ m.}$$

L et b sont les dimensions du voile.

- N : La charge de calcul obtenue par la combinaison « G+Q+F ».

$$N = 43,84 \text{ MN}$$

$$0,045 \times \mu \times f_{c28} \times hr = 0,045 \times 31 \times 25 \times 1,5 = 52,31 \text{ MN} \geq N.$$

### VII.5. Ferrailage du radier :

- **Calcul des différentes sollicitations à l'ELU :**

$\sum Ni$  : la somme des efforts normaux.

$$\sum Ni = 557,37 \text{ MN}$$

Pr : poids du radier.

$$Pr = 72,65 \text{ MN.}$$

$$N_t = \sum Ni + Pr = 630,02 \text{ MN.}$$

- **Par rapport à YY :**

$$\sum Ni \cdot d_i / yy = 10878,58 \text{ KN. m}$$

$$e_x = \frac{\sum Ni \cdot d_i}{N_t} = 0,017 \text{ m}$$

$$M_{yy} = \sum Ni \times e_x = 9475,29 \text{ KN. m}$$

- **Par rapport à XX :**

$$\sum Ni \cdot d_i / xx = 348820,58 \text{ KN. m}$$

$$e_y = \frac{\sum Ni \cdot d_i}{N_t} = 0,55 \text{ m}$$

$$M_{xx} = \sum Ni \times e_y = 306553,5 \text{ KN. m}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma = \frac{Nt}{St} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{Nt}{St} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} yg + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} xg = 3,71 \text{ bars} < 4\text{bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{Nt}{St} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} yg - \frac{M_{yy}}{I_{yy}} xg = 3,67 \text{ bars} < 4\text{bars}$$

$$\sigma_1 = \frac{Nt}{St} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} yg + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} xg = 3,55 \text{ bars} < 4\text{bars}$$

$$\sigma_1 = \frac{Nt}{St} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} yg - \frac{M_{yy}}{I_{yy}} xg = 3,52 \text{ bars} < 4\text{bars}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Conformément au ch 10.1.5 du RPA, quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques, reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Sens	M (KN.m)	N (KN)	e = M/N (m)	L/4 (m)
Sens x	73804,56	29741,62	2,48	15,4
Sens y	37416,58	17526,69	2,13	7,875

On remarque que la stabilité est vérifiée suivant les deux sens.

- ❖ **Principe :**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles, chargé par les réactions du sol prises égales aux efforts transmis par la superstructure.

Alors pour le ferrailage, on prend un panneau de : Lx = 4,5 m et Ly = 8,3 m.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{8,3} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

- **A l'ELU :**

$$v = 0 \text{ et } \alpha = 0,55 \Rightarrow \mu_x = 0,0894 ; \mu_y = 0,2345$$

$$q_u = \frac{Nu}{Sr} = \frac{557369,9}{1927,65} = 289,2 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 523,55 \text{ KN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 122,77 \text{ KN.m/m}$$

- **Sens xx :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,75M_x = 392,66 \text{ KN.m}$$

$$d = 1,35 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,015 < 0,186 \text{ (domaine 1)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,019$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,34 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_{tx} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = 8,42 \text{ cm}^2.$$

- **En appui :**

$$M_t = 0,5M_x = 261,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,01 < 0,186 \text{ (domaine 1)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,34 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_{ax} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = 5,61 \text{ cm}^2.$$

○ **Sens yy :**

➤ **En travée :**

$$Mt = 0,75My = 92,1 \text{ KN.m}$$

$$d = 1,35 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 3,57 \cdot 10^{-3} < 0,186 \quad (\text{domaine 1})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 4,47 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,347 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_{tx} = \frac{Mt}{Z \times \sigma_s} = 1,96 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appui :**

$$Mt = 0,5My = 61,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 2,38 \cdot 10^{-3} < 0,186 \quad (\text{domaine 1})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 2,98 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,348 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \text{ alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa et donc : } A_{ax} = \frac{Mt}{Z \times \sigma_s} = 1,31 \text{ cm}^2.$$

• **A PELS :**

$$v = 0,2 \text{ et } \alpha = 0,55 \Rightarrow \mu_x = 0,0936 ; \mu_y = 0,4150$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{406331,04}{1927,65} = 210,83 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times lx^2 = 399,61 \text{ KN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 165,84 \text{ KN.m/m}$$

La fissuration est jugée préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta ft_j})\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

○ **Sens xx :**

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75M_x = 299,71 \text{ KN.m}$$

$$d = 1,35 \text{ m}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1,17 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 4,65 \text{ MN.m} > M_t \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min\left\{Z; d - \frac{h}{3}\right\} = 0,53 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_s} = 28,05 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appui :**

$$M_a = 0,5M_x = 199,81 \text{ KN.m}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1,17 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 4,65 \text{ MN.m} > M_a \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min\left\{Z; d - \frac{h}{3}\right\} = 0,53 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_t}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_s} = 18,7 \text{ cm}^2.$$

## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

○ **Sens yy :**

➤ **En travée :**

$$Mt = 0,75My = 124,38 \text{ KN.m}$$

$$d = 1,35 \text{ m}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}bc}{15\bar{\sigma}bc + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1,17\text{m}$$

$$\bar{M}1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}bc \times Z = 4,65 \text{ MN.m} > Mt \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min \left\{ Z; d - \frac{h}{3} \right\} = 0,53\text{m}$$

$$Aty = \frac{Mt}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_s} = 11,64 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appui :**

$$Ma = 0,5My = 82,92 \text{ KN.m}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}bc}{15\bar{\sigma}bc + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1,17\text{m}$$

$$\bar{M}1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}bc \times Z = 4,65 \text{ MN.m} > Ma \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min \left\{ Z; d - \frac{h}{3} \right\} = 0,53\text{m} \Rightarrow Aay = \frac{Ma}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_s} = 7,76 \text{ cm}^2.$$

Etat	Emplacement	Sens xx	Sens yy
<b>ELU</b> <b>v = 0</b>	<b>Travée</b>	8,42	1,96
	<b>Appuis</b>	5,61	1,31
<b>ELS</b> <b>v = 0,2</b>	<b>Travée</b>	28,05	11,64
	<b>Appuis</b>	18,7	7,76

### ✓ Section min

$$A_{ymin} = 8 \times h = 12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} M_{ymin} = 14,7 \text{ cm}^2.$$

### Remarque :

Le ferrailage le plus important est celui donné par l'ELS.

Ferrailage adopté est : Au sens xx : 6HA25 = 29,45 cm<sup>2</sup> avec 15 cm entre les barres.

Au sens yy : 6HA20 = 18,85 cm<sup>2</sup> avec 15 cm entre les barres.

### VII.6. Modélisation du sol :

- **Nécessité de modélisation :**

La réponse de la structure à un séisme dépend de la nature du séisme, des caractéristiques structurelles de l'ouvrage et des propriétés du sol. On parle ainsi d'interaction entre la structure et le milieu extérieur.

*« En général, et plus particulièrement dans la cas de bâtiment massifs sur des sols moyennement raides, il y a une intervention non négligeable du sol et une modification de la répons sismique. »* (Davidovici V., La construction en zone sismique)

Bien que l'interaction sol – structure puisse avoir un effet globalement favorable sur la réponse de la structure, dans certain cas l'effet peut être défavorable en aggravant de quelques pour-cents, la réponse de la structure. De plus, dans le cas où il existe une différence de rigidité entre les niveaux de la structure, l'effet « coup de fouet » peut être aggravé par le mouvement du sol.

Il est donc nécessaire de prendre en compte cette interaction entre le sol et la structure.

- **Principe de la méthode :**

Le principe de la prise en compte de l'interaction sol-structure est de séparer le sol de la structure, on décompose alors le problème en deux parties:

- L'interaction cinématique résulte de la différence de raideur entre la structure et le sol (négligeable pour les structure avec fondation superficielle).
- L'interaction inertielle : résulte de la différence de masse entre le sol et la structure, ce qui implique qu'elle est toujours présente.

On représente alors le sol par un système de ressorts, dont les caractéristiques sont obtenues pour chaque module de sol.

## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

---

Les sous-sols se comportent comme une boîte rigide ou les translations suivant x et y sont bloquées et les rotations suivant x, y et z sont négligées.

Seule la translation suivant z est prise en compte, ce qui signifie une raideur « kz », qui se calcule à l'aide de la méthode Newmark-Rosenbluth.

Par souci de simplification, on suppose que les modules sont identiques, donc les ressorts ont la même raideur kz.

### VII.7. Méthode Newmark-Rosenbluth

Cette méthode est indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants.

Elle permet d'estimer et de contrôler les valeurs des raideurs, des amortissements du sol et des fréquences propres de la structure, qu'on peut calculer d'une manière plus précise avec d'autres méthodes (par exemple la méthode de Deleuse).

La raideur de translation verticale est calculée comme suit :

$$Kv = \frac{G}{(1 - \nu)} \beta_z \sqrt{A}$$

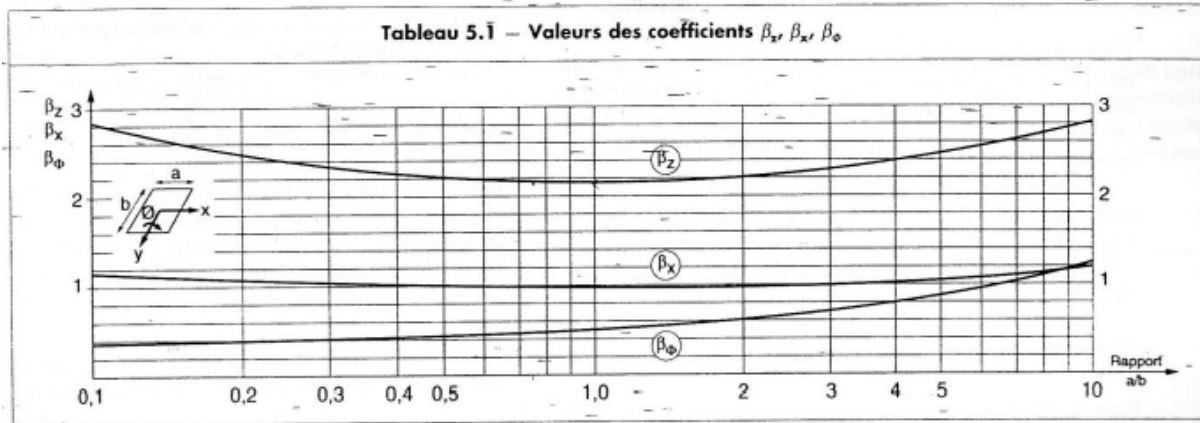
Avec :

- A : l'aire de la fondation.
- $\nu$  : coefficient de poisson.
- G : module de cisaillement du sol.
- $\beta_z$  : coefficient de translation verticale.

On a :

- $E = 50 \text{ MN/m}^2$  et  $\nu = 0,4 \Rightarrow G = 17,85 \text{ MN/m}^2$
- $A = 1741,45 \text{ m}^2$ .
- $\beta_z$  est obtenu à l'aide de l'abaque ci-dessous :

## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure



Avec :  $a/b = 0,51$ , on trouve  $\beta_z = 2,2$ .

$$Kv = 2,73 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$$

La rigidité de chaque ressort est :

$$\frac{Kv}{n} = \frac{2,73 \cdot 10^6}{1160} = 2354,54 \text{ KN/m}^2$$

-  $n$  : nombre de nœuds du radier.

On affecte cette valeur au logiciel Etabs et par la suite, on lance une analyse afin d'obtenir les différentes sollicitations affectant le radier.

### ➤ Ferrailage du radier :

Sous le chargement sismique le plus défavorable, là où les sollicitations sont les plus importantes, le ferrailage du radier a été recalculé en conséquence :

Hauteur du radier (m)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	As appui (cm <sup>2</sup> )	As travée (cm <sup>2</sup> )	Choix appui	Choix travée
1,5	6800	4000	138,2	78,125	8HA25 (4 nappes)	8HA25 (2 nappes)

### Remarque :

Le ferrailage trouvé signifie que sur toute la surface du radier, il y a un ferrailage commun qui est composé de 2 nappes de 8HA25 et sur les zones d'appuis, on ajoute deux autres nappes de 8HA25

### VII.8. Etude du voile périphérique :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide.

Ils sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Dans notre cas le mur sert à couvrir les sous sols et ainsi supporter la poussée des terres qui en résulte.

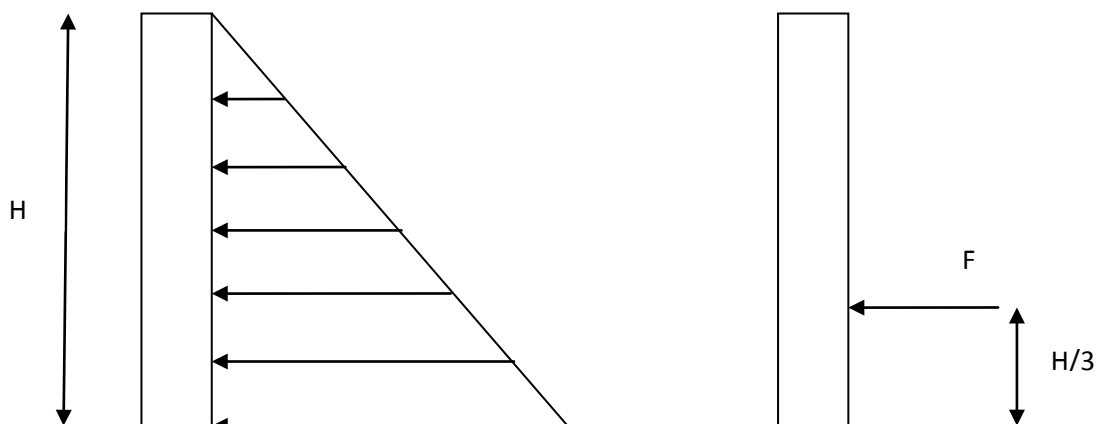
- **Dimensionnement du voile périphérique :**

Conformément au ch10.1.2 du RPA, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- épaisseur  $\geq 15$ cm.
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

Ainsi, nous adoptons une épaisseur de 40 cm pour une hauteur du voile de 8,95 m.

- **Charges appliquées sur le voile périphérique :**



Le diagramme de poussée est du type triangulaire. La poussée s'applique à partir du sommet de l'écran.

### **Théorie de RANKINE :**

#### **Hypothèses :**

- Le sol est isotrope.
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$$\sigma_v = \gamma h \text{ (pour un sol à surface horizontale)}$$

Pour les sols pulvérulents, c'est à dire :  $c = 0$ , l'expérience montre que le rôle de la cohésion, qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable ; le fait de négliger la cohésion, va dans le sens de la sécurité.

- **La contrainte de poussée :**

$$\sigma = Ka \times \gamma \times h$$

$$Ka = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Ainsi, la force de poussée « F » est obtenue par l'intégration :

$$F = \int_0^H Ka \times \gamma \times h \times dh = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times H^2$$

Avec :  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ ,  $\phi = 0$  et  $Ka = 1$

$$F = 72,1 \text{ t} = 721 \text{ KN}$$

Ainsi, on trouve un ferrailage de 7 HA32 = 56,3 cm<sup>2</sup>.

*Conclusion*

Ce projet de fin d'étude m'a permis de passer par toutes les étapes nécessaires à la réalisation d'une construction d'envergure et d'utiliser l'ensemble des méthodes, outils et règlements applicables à ce type de réalisation.

Les connaissances acquises et les méthodes de travail qui nous en ont été enseignées durant les cinq années d'étude à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, ont été utilisées pour l'accomplissement de ce travail.

Par ailleurs, le sujet qui m'a été confié, m'a obligé à effectuer d'importantes recherches et de consulter de nombreux ouvrages, vu que la construction de tours en Algérie, n'est pas très développée.

Enfin, cette dernière étape du cursus de formation, m'a aidé à comprendre, à connaître et à apprécier le métier d'ingénieur.

*Annexe*

Annexes (Etude de vent) :

- Les tableaux suivants résument le calcul de « qj » pour les différents niveaux pour la direction V1 :

Niveau RDC h = 7,2 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	822,01	-1,00	0,80	-0,50	-1479,62	-411,01	0,974	-1441,15	-400,32
B	822,01	-0,80	0,80	-0,50	-1315,22	-246,60	0,974	-1281,03	-240,19
C	822,01	-0,50	0,80	-0,50	-1068,62	0,00	0,974	-1040,83	0,00
D	822,01	0,80	0,80	-0,50	0,00	1068,62	0,974	0,00	1040,83
E	822,01	-0,30	0,80	-0,50	-904,21	164,40	0,974	-880,70	160,13

Niveau 1 : h = 4,2 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1024,86	-1,00	0,80	-0,50	-1844,75	-512,43	0,974	-1796,78	-499,11
B	1024,86	-0,80	0,80	-0,50	-1639,78	-307,46	0,974	-1597,14	-299,46
C	1024,86	-0,50	0,80	-0,50	-1332,32	0,00	0,974	-1297,68	0,00
D	1024,86	0,80	0,80	-0,50	0,00	1332,32	0,974	0,00	1297,68
E	1024,86	-0,30	0,80	-0,50	-1127,35	204,97	0,974	-1098,03	199,64

Niveau 2 : h = 5,4 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1119,96	-1,00	0,80	-0,50	-2015,93	-559,98	0,974	-1963,52	-545,42
B	1119,96	-0,80	0,80	-0,50	-1791,94	-335,99	0,974	-1745,35	-327,25
C	1119,96	-0,50	0,80	-0,50	-1455,95	0,00	0,974	-1418,10	0,00
D	1119,96	0,80	0,80	-0,50	0,00	1455,95	0,974	0,00	1418,10
E	1119,96	-0,30	0,80	-0,50	-1231,96	223,99	0,974	-1199,93	218,17

Niveau 3 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1183,15	-1,00	0,80	-0,50	-2129,67	-591,57	0,974	-2074,29	-576,19
B	1183,15	-0,80	0,80	-0,50	-1893,04	-354,94	0,974	-1843,82	-345,72
C	1183,15	-0,50	0,80	-0,50	-1538,09	0,00	0,974	-1498,10	0,00
D	1183,15	0,80	0,80	-0,50	0,00	1538,09	0,974	0,00	1498,10
E	1183,15	-0,30	0,80	-0,50	-1301,46	236,63	0,974	-1267,62	230,48

Niveau 4 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1222,34	-1,00	0,80	-0,50	-2200,20	-611,17	0,974	-2143,00	-595,28
B	1222,34	-0,80	0,80	-0,50	-1955,74	-366,70	0,974	-1904,89	-357,17
C	1222,34	-0,50	0,80	-0,50	-1589,04	0,00	0,974	-1547,72	0,00
D	1222,34	0,80	0,80	-0,50	0,00	1589,04	0,974	0,00	1547,72
E	1222,34	-0,30	0,80	-0,50	-1344,57	244,47	0,974	-1309,61	238,11

Niveau 5 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1256,49	-1,00	0,80	-0,50	-2261,67	-628,24	0,974	-2202,87	-611,91
B	1256,49	-0,80	0,80	-0,50	-2010,38	-376,95	0,974	-1958,11	-367,15
C	1256,49	-0,50	0,80	-0,50	-1633,43	0,00	0,974	-1590,96	0,00
D	1256,49	0,80	0,80	-0,50	0,00	1633,43	0,974	0,00	1590,96
E	1256,49	-0,30	0,80	-0,50	-1382,13	251,30	0,974	-1346,20	244,76

Niveau 6 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1286,79	-1,00	0,80	-0,50	-2316,21	-643,39	0,974	-2255,99	-626,66
B	1286,79	-0,80	0,80	-0,50	-2058,86	-386,04	0,974	-2005,33	-376,00
C	1286,79	-0,50	0,80	-0,50	-1672,82	0,00	0,974	-1629,33	0,00
D	1286,79	0,80	0,80	-0,50	0,00	1672,82	0,974	0,00	1629,33
E	1286,79	-0,30	0,80	-0,50	-1415,46	257,36	0,974	-1378,66	250,67

Niveau 7 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1314,04	-1,00	0,80	-0,50	-2365,28	-657,02	0,974	-2303,78	-639,94
B	1314,04	-0,80	0,80	-0,50	-2102,47	-394,21	0,974	-2047,80	-383,96
C	1314,04	-0,50	0,80	-0,50	-1708,26	0,00	0,974	-1663,84	0,00
D	1314,04	0,80	0,80	-0,50	0,00	1708,26	0,974	0,00	1663,84
E	1314,04	-0,30	0,80	-0,50	-1445,45	262,81	0,974	-1407,87	255,98

Niveau 8 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1338,83	-1,00	0,80	-0,50	-2409,90	-669,42	0,974	-2347,24	-652,01
B	1338,83	-0,80	0,80	-0,50	-2142,13	-401,65	0,974	-2086,44	-391,21
C	1338,83	-0,50	0,80	-0,50	-1740,48	0,00	0,974	-1695,23	0,00
D	1338,83	0,80	0,80	-0,50	0,00	1740,48	0,974	0,00	1695,23
E	1338,83	-0,30	0,80	-0,50	-1472,72	267,77	0,974	-1434,43	260,80

Niveau 9 : h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1361,58	-1,00	0,80	-0,50	-2450,85	-680,79	0,974	-2387,13	-663,09
B	1361,58	-0,80	0,80	-0,50	-2178,53	-408,47	0,974	-2121,89	-397,85
C	1361,58	-0,50	0,80	-0,50	-1770,06	0,00	0,974	-1724,03	0,00
D	1361,58	0,80	0,80	-0,50	0,00	1770,06	0,974	0,00	1724,03
E	1361,58	-0,30	0,80	-0,50	-1497,74	272,32	0,974	-1458,80	265,24

Niveau10:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1382,61	-1,00	0,80	-0,50	-2488,70	-691,30	0,974	-2423,99	-673,33
B	1382,61	-0,80	0,80	-0,50	-2212,17	-414,78	0,974	-2154,66	-404,00
C	1382,61	-0,50	0,80	-0,50	-1797,39	0,00	0,974	-1750,66	0,00
D	1382,61	0,80	0,80	-0,50	0,00	1797,39	0,974	0,00	1750,66
E	1382,61	-0,30	0,80	-0,50	-1520,87	276,52	0,974	-1481,33	269,33

## Niveau11:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1402,17	-1,00	0,80	-0,50	-2523,90	-701,08	0,974	-2458,28	-682,86
B	1402,17	-0,80	0,80	-0,50	-2243,47	-420,65	0,974	-2185,14	-409,71
C	1402,17	-0,50	0,80	-0,50	-1822,82	0,00	0,974	-1775,42	0,00
D	1402,17	0,80	0,80	-0,50	0,00	1822,82	0,974	0,00	1775,42
E	1402,17	-0,30	0,80	-0,50	-1542,38	280,43	0,974	-1502,28	273,14

## Niveau12:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1420,45	-1,00	0,80	-0,50	-2556,82	-710,23	0,974	-2490,34	-691,76
B	1420,45	-0,80	0,80	-0,50	-2272,73	-426,14	0,974	-2213,64	-415,06
C	1420,45	-0,50	0,80	-0,50	-1846,59	0,00	0,974	-1798,58	0,00
D	1420,45	0,80	0,80	-0,50	0,00	1846,59	0,974	0,00	1798,58
E	1420,45	-0,30	0,80	-0,50	-1562,50	284,09	0,974	-1521,87	276,70

## Niveau13:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1437,63	-1,00	0,80	-0,50	-2587,74	-718,82	0,974	-2520,46	-700,13
B	1437,63	-0,80	0,80	-0,50	-2300,21	-431,29	0,974	-2240,40	-420,08
C	1437,63	-0,50	0,80	-0,50	-1868,92	0,00	0,974	-1820,33	0,00
D	1437,63	0,80	0,80	-0,50	0,00	1868,92	0,974	0,00	1820,33
E	1437,63	-0,30	0,80	-0,50	-1581,39	287,53	0,974	-1540,28	280,05

## Niveau14:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1453,83	-1,00	0,80	-0,50	-2616,89	-726,92	0,974	-2548,86	-708,02
B	1453,83	-0,80	0,80	-0,50	-2326,13	-436,15	0,974	-2265,65	-424,81
C	1453,83	-0,50	0,80	-0,50	-1889,98	0,00	0,974	-1840,84	0,00
D	1453,83	0,80	0,80	-0,50	0,00	1889,98	0,974	0,00	1840,84
E	1453,83	-0,30	0,80	-0,50	-1599,21	290,77	0,974	-1557,63	283,21

## Niveau15:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1469,16	-1,00	0,80	-0,50	-2644,49	-734,58	0,974	-2575,73	-715,48
B	1469,16	-0,80	0,80	-0,50	-2350,66	-440,75	0,974	-2289,54	-429,29
C	1469,16	-0,50	0,80	-0,50	-1909,91	0,00	0,974	-1860,25	0,00
D	1469,16	0,80	0,80	-0,50	0,00	1909,91	0,974	0,00	1860,25
E	1469,16	-0,30	0,80	-0,50	-1616,08	293,83	0,974	-1574,06	286,19

## Niveau16:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1483,71	-1,00	0,80	-0,50	-2670,68	-741,86	0,974	-2601,25	-722,57
B	1483,71	-0,80	0,80	-0,50	-2373,94	-445,11	0,974	-2312,22	-433,54
C	1483,71	-0,50	0,80	-0,50	-1928,83	0,00	0,974	-1878,68	0,00
D	1483,71	0,80	0,80	-0,50	0,00	1928,83	0,974	0,00	1878,68
E	1483,71	-0,30	0,80	-0,50	-1632,08	296,74	0,974	-1589,65	289,03

Niveau17:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1497,57	-1,00	0,80	-0,50	-2695,62	-748,78	0,974	-2625,53	-729,32
B	1497,57	-0,80	0,80	-0,50	-2396,11	-449,27	0,974	-2333,81	-437,59
C	1497,57	-0,50	0,80	-0,50	-1946,84	0,00	0,974	-1896,22	0,00
D	1497,57	0,80	0,80	-0,50	0,00	1946,84	0,974	0,00	1896,22
E	1497,57	-0,30	0,80	-0,50	-1647,32	299,51	0,974	-1604,49	291,73

Niveau18:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1510,79	-1,00	0,80	-0,50	-2719,42	-755,39	0,974	-2648,71	-735,75
B	1510,79	-0,80	0,80	-0,50	-2417,26	-453,24	0,974	-2354,41	-441,45
C	1510,79	-0,50	0,80	-0,50	-1964,02	0,00	0,974	-1912,96	0,00
D	1510,79	0,80	0,80	-0,50	0,00	1964,02	0,974	0,00	1912,96
E	1510,79	-0,30	0,80	-0,50	-1661,87	302,16	0,974	-1618,66	294,30

Niveau19:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1523,43	-1,00	0,80	-0,50	-2742,18	-761,72	0,974	-2670,88	-741,91
B	1523,43	-0,80	0,80	-0,50	-2437,49	-457,03	0,974	-2374,12	-445,15
C	1523,43	-0,50	0,80	-0,50	-1980,46	0,00	0,974	-1928,97	0,00
D	1523,43	0,80	0,80	-0,50	0,00	1980,46	0,974	0,00	1928,97
E	1523,43	-0,30	0,80	-0,50	-1675,78	304,69	0,974	-1632,21	296,76

Niveau20:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1535,55	-1,00	0,80	-0,50	-2763,99	-767,78	0,974	-2692,13	-747,81
B	1535,55	-0,80	0,80	-0,50	-2456,88	-460,67	0,974	-2393,00	-448,69
C	1535,55	-0,50	0,80	-0,50	-1996,22	0,00	0,974	-1944,32	0,00
D	1535,55	0,80	0,80	-0,50	0,00	1996,22	0,974	0,00	1944,32
E	1535,55	-0,30	0,80	-0,50	-1689,11	307,11	0,974	-1645,19	299,13

Niveau21:h=3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1547,19	-1,00	0,80	-0,50	-2784,94	-773,59	0,974	-2712,53	-753,48
B	1547,19	-0,80	0,80	-0,50	-2475,50	-464,16	0,974	-2411,14	-452,09
C	1547,19	-0,50	0,80	-0,50	-2011,35	0,00	0,974	-1959,05	0,00
D	1547,19	0,80	0,80	-0,50	0,00	2011,35	0,974	0,00	1959,05
E	1547,19	-0,30	0,80	-0,50	-1701,91	309,44	0,974	-1657,66	301,39

Niveau22:h=3,56 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1558,89	-1,00	0,80	-0,50	-2806,00	-779,44	0,974	-2733,04	-759,18
B	1558,89	-0,80	0,80	-0,50	-2494,22	-467,67	0,974	-2429,37	-455,51
C	1558,89	-0,50	0,80	-0,50	-2026,55	0,00	0,974	-1973,86	0,00
D	1558,89	0,80	0,80	-0,50	0,00	2026,55	0,974	0,00	1973,86
E	1558,89	-0,30	0,80	-0,50	-1714,78	311,78	0,974	-1670,19	303,67

Niveau toit:h=4,2 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1571,66	-1,00	0,80	-0,50	-2828,98	-785,83	0,974	-2755,43	-765,40
B	1571,66	-0,80	0,80	-0,50	-2514,65	-471,50	0,974	-2449,27	-459,24
C	1571,66	-0,50	0,80	-0,50	-2043,15	0,00	0,974	-1990,03	0,00
D	1571,66	0,80	0,80	-0,50	0,00	2043,15	0,974	0,00	1990,03
E	1571,66	-0,30	0,80	-0,50	-1728,82	314,33	0,974	-1683,87	306,16

Niveau hors toit :h=3,6m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A	1583,96	-1,00	0,80	-0,50	-2851,12	-791,98	0,974	-2776,99	-771,39
B	1583,96	-0,80	0,80	-0,50	-2534,33	-475,19	0,974	-2468,44	-462,83
C	1583,96	-0,50	0,80	-0,50	-2059,14	0,00	0,974	-2005,61	0,00
D	1583,96	0,80	0,80	-0,50	0,00	2059,14	0,974	0,00	2005,61
E	1583,96	-0,30	0,80	-0,50	-1742,35	316,79	0,974	-1697,05	308,55

Niveau terrasse

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 1	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
F	1583,96	-1,71	0,80	-0,50	-3975,73	-1916,59	0,974	-3872,36	-1866,76
G	1583,96	-1,21	0,80	-0,50	-3183,75	-1124,61	0,974	-3100,97	-1095,37
H	1583,96	-0,70	0,80	-0,50	-2375,93	-316,79	0,974	-2314,16	-308,55
I	1583,96	0,20	0,80	-0,50	-950,37	1108,77	0,974	-925,66	1079,94
	1583,96	-0,20	0,80	-0,50	-1583,96	475,19	0,974	-1542,77	462,83

- Les tableaux suivants résument le calcul de « qj » pour les différents niveaux pour la direction V2

Niveau RDC h=7,2m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	822,01	-1,00	0,80	-0,50	-1479,62	-411,01	0,969	-1433,76	-398,27
B'	822,01	-0,80	0,80	-0,50	-1315,22	-246,60	0,969	-1274,45	-238,96
D	822,01	0,80	0,80	-0,50	0,00	1068,62	0,969	0,00	1035,49
E	822,01	-0,30	0,80	-0,50	-904,21	164,40	0,969	-876,18	159,31

Niveau 1 : h = 4,2 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1024,86	-1,00	0,80	-0,50	-1844,75	-512,43	0,969	-1787,56	-496,54
B'	1024,86	-0,80	0,80	-0,50	-1639,78	-307,46	0,969	-1588,94	-297,93
D	1024,86	0,80	0,80	-0,50	0,00	1332,32	0,969	0,00	1291,02
E	1024,86	-0,30	0,80	-0,50	-1127,35	204,97	0,969	-1092,40	198,62

Niveau 2 : h = 5,4 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1119,96	-1,00	0,80	-0,50	-2015,93	-559,98	0,969	-1953,44	-542,62
B'	1119,96	-0,80	0,80	-0,50	-1791,94	-335,99	0,969	-1736,39	-325,57
D	1119,96	0,80	0,80	-0,50	0,00	1455,95	0,969	0,00	1410,82
E	1119,96	-0,30	0,80	-0,50	-1231,96	223,99	0,969	-1193,77	217,05

Niveau 3 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1183,15	-1,00	0,80	-0,50	-2129,67	-591,57	0,969	-2063,65	-573,24
B'	1183,15	-0,80	0,80	-0,50	-1893,04	-354,94	0,969	-1834,35	-343,94
D	1183,15	0,80	0,80	-0,50	0,00	1538,09	0,969	0,00	1490,41
E	1183,15	-0,30	0,80	-0,50	-1301,46	236,63	0,969	-1261,12	229,29

Niveau 4 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1222,34	-1,00	0,80	-0,50	-2200,20	-611,17	0,969	-2132,00	-592,22
B'	1222,34	-0,80	0,80	-0,50	-1955,74	-366,70	0,969	-1895,11	-355,33
D	1222,34	0,80	0,80	-0,50	0,00	1589,04	0,969	0,00	1539,78
E	1222,34	-0,30	0,80	-0,50	-1344,57	244,47	0,969	-1302,89	236,89

Niveau 5 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1256,49	-1,00	0,80	-0,50	-2261,67	-628,24	0,969	-2191,56	-608,77
B'	1256,49	-0,80	0,80	-0,50	-2010,38	-376,95	0,969	-1948,06	-365,26
D	1256,49	0,80	0,80	-0,50	0,00	1633,43	0,969	0,00	1582,79
E	1256,49	-0,30	0,80	-0,50	-1382,13	251,30	0,969	-1339,29	243,51

Niveau 6 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1286,79	-1,00	0,80	-0,50	-2316,21	-643,39	0,969	-2244,41	-623,45
B'	1286,79	-0,80	0,80	-0,50	-2058,86	-386,04	0,969	-1995,03	-374,07
D	1286,79	0,80	0,80	-0,50	0,00	1672,82	0,969	0,00	1620,96
E	1286,79	-0,30	0,80	-0,50	-1415,46	257,36	0,969	-1371,58	249,38

Niveau 7 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1314,04	-1,00	0,80	-0,50	-2365,28	-657,02	0,969	-2291,95	-636,65
B'	1314,04	-0,80	0,80	-0,50	-2102,47	-394,21	0,969	-2037,29	-381,99
D	1314,04	0,80	0,80	-0,50	0,00	1708,26	0,969	0,00	1655,30
E	1314,04	-0,30	0,80	-0,50	-1445,45	262,81	0,969	-1400,64	254,66

Niveau 8 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1338,83	-1,00	0,80	-0,50	-2409,90	-669,42	0,969	-2335,19	-648,66
B'	1338,83	-0,80	0,80	-0,50	-2142,13	-401,65	0,969	-2075,73	-389,20
D	1338,83	0,80	0,80	-0,50	0,00	1740,48	0,969	0,00	1686,53
E	1338,83	-0,30	0,80	-0,50	-1472,72	267,77	0,969	-1427,06	259,47

Niveau 9 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1361,58	-1,00	0,80	-0,50	-2450,85	-680,79	0,969	-2374,87	-659,69
B'	1361,58	-0,80	0,80	-0,50	-2178,53	-408,47	0,969	-2111,00	-395,81
D	1361,58	0,80	0,80	-0,50	0,00	1770,06	0,969	0,00	1715,18
E	1361,58	-0,30	0,80	-0,50	-1497,74	272,32	0,969	-1451,31	263,87

Niveau 10 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1382,61	-1,00	0,80	-0,50	-2488,70	-691,30	0,969	-2411,55	-669,87
B'	1382,61	-0,80	0,80	-0,50	-2212,17	-414,78	0,969	-2143,60	-401,92
D	1382,61	0,80	0,80	-0,50	0,00	1797,39	0,969	0,00	1741,67
E	1382,61	-0,30	0,80	-0,50	-1520,87	276,52	0,969	-1473,72	267,95

Niveau 11 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1402,17	-1,00	0,80	-0,50	-2523,90	-701,08	0,969	-2445,66	-679,35
B'	1402,17	-0,80	0,80	-0,50	-2243,47	-420,65	0,969	-2173,92	-407,61
D	1402,17	0,80	0,80	-0,50	0,00	1822,82	0,969	0,00	1766,31
E	1402,17	-0,30	0,80	-0,50	-1542,38	280,43	0,969	-1494,57	271,74

Niveau 12 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1420,45	-1,00	0,80	-0,50	-2556,82	-710,23	0,969	-2477,56	-688,21
B'	1420,45	-0,80	0,80	-0,50	-2272,73	-426,14	0,969	-2202,27	-412,93
D	1420,45	0,80	0,80	-0,50	0,00	1846,59	0,969	0,00	1789,35
E	1420,45	-0,30	0,80	-0,50	-1562,50	284,09	0,969	-1514,06	275,28

Niveau 13 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1437,63	-1,00	0,80	-0,50	-2587,74	-718,82	0,969	-2507,52	-696,53
B'	1437,63	-0,80	0,80	-0,50	-2300,21	-431,29	0,969	-2228,90	-417,92
D	1437,63	0,80	0,80	-0,50	0,00	1868,92	0,969	0,00	1810,98
E	1437,63	-0,30	0,80	-0,50	-1581,39	287,53	0,969	-1532,37	278,61

Niveau 14 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1453,83	-1,00	0,80	-0,50	-2616,89	-726,92	0,969	-2535,77	-704,38
B'	1453,83	-0,80	0,80	-0,50	-2326,13	-436,15	0,969	-2254,02	-422,63
D	1453,83	0,80	0,80	-0,50	0,00	1889,98	0,969	0,00	1831,39
E	1453,83	-0,30	0,80	-0,50	-1599,21	290,77	0,969	-1549,64	281,75

Niveau 15 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1469,16	-1,00	0,80	-0,50	-2644,49	-734,58	0,969	-2562,51	-711,81
B'	1469,16	-0,80	0,80	-0,50	-2350,66	-440,75	0,969	-2277,79	-427,09
D	1469,16	0,80	0,80	-0,50	0,00	1909,91	0,969	0,00	1850,70
E	1469,16	-0,30	0,80	-0,50	-1616,08	293,83	0,969	-1565,98	284,72

Niveau 16 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1483,71	-1,00	0,80	-0,50	-2670,68	-741,86	0,969	-2587,89	-718,86
B'	1483,71	-0,80	0,80	-0,50	-2373,94	-445,11	0,969	-2300,35	-431,32
D	1483,71	0,80	0,80	-0,50	0,00	1928,83	0,969	0,00	1869,03
E	1483,71	-0,30	0,80	-0,50	-1632,08	296,74	0,969	-1581,49	287,54

Niveau 17 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1497,57	-1,00	0,80	-0,50	-2695,62	-748,78	0,969	-2612,06	-725,57
B'	1497,57	-0,80	0,80	-0,50	-2396,11	-449,27	0,969	-2321,83	-435,34
D	1497,57	0,80	0,80	-0,50	0,00	1946,84	0,969	0,00	1886,49
E	1497,57	-0,30	0,80	-0,50	-1647,32	299,51	0,969	-1596,26	290,23

Niveau 18 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1510,79	-1,00	0,80	-0,50	-2719,42	-755,39	0,969	-2635,12	-731,98
B'	1510,79	-0,80	0,80	-0,50	-2417,26	-453,24	0,969	-2342,33	-439,19
D	1510,79	0,80	0,80	-0,50	0,00	1964,02	0,969	0,00	1903,14
E	1510,79	-0,30	0,80	-0,50	-1661,87	302,16	0,969	-1610,35	292,79

Niveau 19 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1523,43	-1,00	0,80	-0,50	-2742,18	-761,72	0,969	-2657,17	-738,10
B'	1523,43	-0,80	0,80	-0,50	-2437,49	-457,03	0,969	-2361,93	-442,86
D	1523,43	0,80	0,80	-0,50	0,00	1980,46	0,969	0,00	1919,07
E	1523,43	-0,30	0,80	-0,50	-1675,78	304,69	0,969	-1623,83	295,24

Niveau 20 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1535,55	-1,00	0,80	-0,50	-2763,99	-767,78	0,969	-2678,31	-743,97
B'	1535,55	-0,80	0,80	-0,50	-2456,88	-460,67	0,969	-2380,72	-446,38
D	1535,55	0,80	0,80	-0,50	0,00	1996,22	0,969	0,00	1934,33
E	1535,55	-0,30	0,80	-0,50	-1689,11	307,11	0,969	-1636,74	297,59

Niveau 20 : h = 3,26 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1547,19	-1,00	0,80	-0,50	-2784,94	-773,59	0,969	-2698,61	-749,61
B'	1547,19	-0,80	0,80	-0,50	-2475,50	-464,16	0,969	-2398,76	-449,77
D	1547,19	0,80	0,80	-0,50	0,00	2011,35	0,969	0,00	1948,99
E	1547,19	-0,30	0,80	-0,50	-1701,91	309,44	0,969	-1649,15	299,85

Niveau 22 : h = 3,56 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1558,89	-1,00	0,80	-0,50	-2806,00	-779,44	0,969	-2719,01	-755,28
B'	1558,89	-0,80	0,80	-0,50	-2494,22	-467,67	0,969	-2416,90	-453,17
D	1558,89	0,80	0,80	-0,50	0,00	2026,55	0,969	0,00	1963,73
E	1558,89	-0,30	0,80	-0,50	-1714,78	311,78	0,969	-1661,62	302,11

Niveau toit : h = 4,2 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1571,66	-1,00	0,80	-0,50	-2828,98	-785,83	0,969	-2741,28	-761,47
B'	1571,66	-0,80	0,80	-0,50	-2514,65	-471,50	0,969	-2436,69	-456,88
D	1571,66	0,80	0,80	-0,50	0,00	2043,15	0,969	0,00	1979,81
E	1571,66	-0,30	0,80	-0,50	-1728,82	314,33	0,969	-1675,23	304,59

Niveau hors toit : h = 3,6 m

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
A'	1583,96	-1,00	0,80	-0,50	-2851,12	-791,98	0,969	-2762,74	-767,43
B'	1583,96	-0,80	0,80	-0,50	-2534,33	-475,19	0,969	-2455,77	-460,46
D	1583,96	0,80	0,80	-0,50	0,00	2059,14	0,969	0,00	1995,31
E	1583,96	-0,30	0,80	-0,50	-1742,35	316,79	0,969	-1688,34	306,97

Niveau terrasse

Zone	Qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	Wz 1 (N/m <sup>2</sup> )	Wz 2 (N/m <sup>2</sup> )	Cd 2	Qj 1 (N/m <sup>2</sup> )	Qj 2 (N/m <sup>2</sup> )
F	1583,96	-1,71	0,80	-0,50	-3975,73	-1916,59	0,969	-3852,48	-1857,17
G	1583,96	-1,21	0,80	-0,50	-3183,75	-1124,61	0,969	-3085,06	-1089,75
H	1583,96	-0,70	0,80	-0,50	-2375,93	-316,79	0,969	-2302,28	-306,97
I	1583,96	0,20	0,80	-0,50	-950,37	1108,77	0,969	-920,91	1074,40
	1583,96	-0,20	0,80	-0,50	-1583,96	475,19	0,969	-1534,85	460,46

## **Bibliographie :**

Cours et TD de 4<sup>ème</sup> année « béton armé » de l'ENSTP.

Cours de 5<sup>ème</sup> année de l'ENSTP.

Règlements Algériens.

« Béton armé » de Jean pierre MOUGIN.

« Traité de béton armé » de Jean PERCHAT.

« Le treillis soudé Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés » réalisé par l'ADETS (France).

« Conception et calcul des ouvrages en béton » de Henri THONIER.

« Construction parasismique » Technique de l'ingénieur

« Formulaire de béton armé » de Victor DAVIDOVICI.

« Construction en zone sismique » de Victor DAVIDOVICI.

« Conception parasismique des bâtiments » de Hugo BACHMANN.

« Conception parasismique » de Milan ZACEK.

« Cours de génie sismique » de l'EPFL (Suisse).

Sites Internet spécialisés.

« Etude du centre commercial et de loisir de BAB EZZOUAR » de KAHLOUCHE FARAH et BOUMAZOUZA ASAM, promotion 2009.

« Etude d'une tour en béton armé à usage de bureau R+12+3 S/SOL » de SAIDI HOUCINE et SAK NADJI, promotion 2009.

« Analyse non linéaire d'une structure en voile porteurs » de YOUNSI MOHAMED MAHDI et CHABANE ABOU DJIHAD.