

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

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

Thème

*Etude d'un établissement hôtelier en R +10 + 2 sous-sols avec
mezzanine à MOHAMMADIA-ALGER.*

Proposé par :

TOUNSI KHALED

Présenté par :

HEMMANI LOTFI

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je tiens à remercier tout d'abord DIEU.

Puis je remercie mon encadreur monsieur TOUNSI Khaled pour son aide, ses conseils, ses corrections et ses remarques qui m'ont permis de présenter ce travail.

Je remercie aussi monsieur LERARI, AKNOUCHE, les enseignants de l'ENSTP et les collègues de l'ENSTP.

SOMMAIRE

Sommaire

Chapitre 1 : Généralité sur le projet	9
1) Système structurel	9
2) Règlements utilisés	9
3) Matériaux utilisés	10
3-1) Le béton	10
3-2) L'acier	11
Chapitre 2 : Descente de charges et pré dimensionnements	13
1) Descente de charges	13
2) Pré dimensionnement	17
2-1) Pré dimensionnement des planchers	17
2-2) Pré dimensionnement des poutres	19
2-3) Pré dimensionnement des poteaux	20
2-4) Pré dimensionnement des voiles	32
Chapitre 3 : Etude dynamique et sismique	34
1) Classification de la structure	34
2) Le choix de contreventement	35
3) Calcul des forces sismiques	35
3-1) Etude de la 1 ^{ère} variante	36
3-1-1) Disposition des voiles	36

3-1-2) Calcul des forces sismiques avec la méthode	
statique équivalente	38
3-1-3) Calcul des forces sismiques avec la méthode dynamique	41
3-1-3-1) Nombre de mode à considérer.....	41
3-1-3-2) Périodes et facteurs de participation massique	42
3-1-3-3) Comparaison entre les deux méthodes de calcul	43
3-1-3-4) Caractéristique géométriques.....	43
3-1-3-5) Déplacement horizontal des niveaux	44
3-1-3-6) Justification vis-à-vis des déformations	45
3-1-3-7) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	46
3-2) Etude de la 2 ^{ème} variante	48
3-2-1) La disposition des voiles	48
3-2-2) Calcul des forces sismiques avec la méthode	
statique équivalente	50
3-2-3) Calcul des forces sismiques avec la méthode dynamique	50
3-2-3-1) Périodes et facteurs de participation massique	50
3-3) Etude de la 3 ^{ème} variante	52
3-3-1) La disposition des voiles	52
3-3-2) Calcul des forces sismiques avec la méthode	
statique équivalente	54
3-3-3) Calcul des forces sismiques avec la méthode dynamique	55
3-3-3-1) Périodes et facteurs de participation massique	55
3-3-3-2) Comparaison entre les deux méthodes de calcul.	56
3-3-3-3) Caractéristique géométriques	56
3-3-3-4) Déplacement horizontal des niveaux	57
3-3-3-5) Justification vis-à-vis des déformations	57

3-3-3-6) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	58
4) Comparaison entre les trois variantes	60
Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments structuraux	62
1) Caractéristiques mécaniques des matériaux	62
2) Les combinaisons d'actions	62
3) Dimensionnements des poteaux	63
3-1) Valeurs maximales des sollicitations	64
3-2) Dimensionnement des armatures longitudinales	64
3-2-1) Les conditions du RPA 99/ 2003	64
3-2-2) Calcul d'armatures longitudinales	65
3-3) Dimensionnements des armatures transversales	68
3-3-1) Calcul d'armatures transversales	68
3-3-2) Vérification des sollicitations tangentes	69
4) Dimensionnement des poutres	71
4-1) Dimensionnement en travée	71
4-1-1) Dimensionnements des armatures longitudinales	71
4-1-1-a) Les conditions du RPA 99/ 2003	71
4-1-1-b) Dimensionnement des armatures à l'ELU	72
4-1-1-c) Vérifications à l'ELS	73
4-1-2) Dimensionnements des armatures transversales	73
4-1-2-a) Les conditions du RPA 99/ 2003	74
4-1-2-b) Contrainte tangente conventionnelle	74
4-1-2-c) ELU du béton	74
4-1-2-d) ELU des armatures	75
4-1-2-e) Dispositions constructives	75

4-1-2-f) Conclusion	76
4-2) Dimensionnement en appuis	76
4-2-1) Dimensionnements des armatures longitudinales	76
4-2-1-a) Dimensionnement des armatures à l'ELU	77
4-2-1-b) Vérifications à l'ELS	78
4-2-1-c) Vérification de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.....	78
5) Dimensionnement des voiles	80
5-1) Exemple de dimensionnement des voiles pleins	82
5-1-1) Calcul d'armatures verticales	82
5-1-2) Calcul d'armatures horizontales	84
5-2) Exemple de dimensionnement des voiles avec ouvertures	86
Calcul du linteau	86

Chapitre 5 : Etude des fondations 91

1) Choix de type de fondation	91
2) Etude des semelles filantes	91
3) Etude du radier	92
3-1) Pré dimensionnement du radier	92
3-2) Calcul de la surface nécessaire du radier	93
3-3) Calcul du débordement	94
3-4) Dimensionnement du radier	94
3-4-1) Ferrailage des panneaux	95
3-4-2) Ferrailage des nervures	98

CHAPITRE 1 :
GENERALITES SUR LE PROJET

Ce projet est une étude d'un hôtel (R + 10 + 2 sous-sols avec mezzanine) en béton armé, ce bâtiment est implanté dans la commune d'EL-MOHAMMADIA dans la wilaya d'Alger (classé comme zone de sismicité élevée d'après les règles parasismiques Algériennes).

Le bâtiment contient deux blocs :

- Un bloc principal (2 Sous-sols + RDC + Mezzanine +10 Etages).
- Un bloc autour du bloc principal (2 sous-sol + RDC + mezzanine).

Notre étude concerne le bloc principal dont les dimensions sont :

- La hauteur totale (à partir de la base) : 46,18 m.
- La hauteur des sous-sols : 2,72m.
- La hauteur de RDC, mezzanine et étage courant (sauf le 10^{ème} étage) :3,4m (la hauteur de 10^{ème} étage est 3,34m).
- La longueur : 22,9m.
- La largeur : 28,1m.

1) SYSTEME STRUCTUREL

Le choix d'une conception doit:

- Être économique.
- Être réalisable.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.

Dans notre bâtiment une ossature mixte contreventée par des portiques capables de reprendre une grande partie des charges verticales et une partie des charges horizontales et par voiles pour reprendre une partie des charges verticales et une grande partie des charges horizontales.

Le problème dans ce bâtiment est qu'on ne peut pas disposer des voiles au milieu (dans le sens longitudinal de la structure), car on a un parking dans les sous-sols.

2) LES REGLEMENTS UTILISES

- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.2).
- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / 2003 (DTR-BC 2.48).
- Béton armé aux états limites BAEL91/ 99.

3) MATERIAUX UTILISES

Le matériau utilisé est le béton armé, c'est le matériau le plus utilisé dans le domaine du bâtiment.

Comme il est connu, le béton présente une très faible résistance en traction.

En revanche, l'acier résiste très bien à la traction, donc on insère dans la matrice du béton des aciers dans les zones tendues (c'est le principe du béton armé).

3-1) Le béton

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées (de l'ordre de 25 à 40 MPa, les résistances dépendent de la composition), et il a un comportement fragile.

Dans notre structure, on a besoin d'un béton de résistance caractéristique en compression au 28^{ème} jour égale à 25 MPa, donc :

- Il faut un ciment de classe 55 dosé à 375 Kg/m³ s'il est réalisé dans des conditions courantes.
- Ou un ciment de classe 55 dosé à 350 Kg/m³ s'il est réalisé dans des conditions de contrôle améliorées.

On a les caractéristiques mécaniques d'un béton $f_{c28} = 25$ MPa suivantes :

- **La valeur de calcul de la résistance en compression du béton**

$$f_{bu} = 0,85f_{c28}/\theta\gamma_b$$

Avec :

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

γ_b : Coefficient de sécurité.

Donc :

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa (la durée est supérieure à 24 h et pour les combinaisons fondamentales).}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa (la durée est supérieure à 24 h et pour les combinaisons accidentelles).}$$

- **Résistance caractéristique à la traction**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Dans le calcul, on néglige la résistance du béton tendue.

- **Module de déformation longitudinale instantané (cas courant)**

$$E_{i28} = 11000f_{c28}^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

➤ **Coefficient de poisson**

$\nu = 0$; pour un calcul à l'ELU.

$\nu = 0,2$; pour un calcul à l'ELS.

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle.

Pour les calculs à l'ELS (le béton reste dans le domaine élastique), donc on adopte la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton.

3-2) L'acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (de l'ordre de 400 à 500 MPa pour les aciers de construction) et à la compression (seulement les problèmes d'instabilité de forme dans la présence des contraintes de compression), son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture.

Dans notre structure, on utilise des aciers laminés à chaud, naturellement durs (acier à haute adhérence de type 1).

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont les suivantes :

- **La limite d'élasticité garantie** égale à 400 MPa.
- **La déformation à la limite élastique** est voisine de 0,2%.
- **Allongement à la rupture** égal à 1,4 %.
- **Module de déformation longitudinal** égal à 210000 MPa.

Pour le calcul à l'ELU, le comportement des aciers vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$f_{su} = f_e / \gamma_s.$$

Où : γ_s est un coefficient de sécurité (égale à 1,15 dans les situations courantes, et à 1,5

Dans les situations accidentelles).

Donc : $f_{su} = 348$ MPa ; dans les situations courantes.

$f_{su} = 400$ MPa ; dans les situations accidentelles.

Pour le calcul à l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique, donc on peut utiliser la loi de Hooke de l'élasticité, et on prend une valeur du module de déformation longitudinale forfaitaire égal à : 200000 MPa.

CHAPITRE 2 :
DESCENTE DE CHARGES ET
PRE DIMENSIONNEMENT

1) DESCENTE DE CHARGES

Le but de la descente de charges est la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure dans tous les niveaux.

On distingue deux types de charges :

- **Charges permanentes (notation : G)** : ont une intensité constante dans le temps ; elles comprennent le poids propre des éléments et des ouvrages.
On obtient les charges permanentes à partir des dimensions des éléments et du poids volumique des matériaux.
- **Charges d'exploitation (notation : Q)** : ont une intensité variable dans le temps, la valeur de la charge d'exploitation est en fonction de l'utilisation future des locaux.

Remarque

- ρ : Densité du matériau en KN/m^3 .
- e : Epaisseur de l'élément en m.
- G : Charge permanente en KN/m^2 .
- Q : Charge d'exploitation en KN/m^2 .
- Les épaisseurs des planchers sont calculées dans le pré dimensionnement.

1-1) Plancher terrasse inaccessible

<i>Matériaux</i>	ρ	e	G
<i>Protection en gravillon</i>	1,5	0,05	0,075
<i>Etanchéité</i>	0,1	0,1	0,01
<i>Béton de forme</i>	22	0,12	2,64
<i>Liège</i>	4	0,04	0,16
<i>Dalle en corps creux</i>	-	0.16+0.04	2,6
<i>Faux plafond</i>	-	-	0,2

D'où : $G = 5,685 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

1-2) Plancher terrasse accessible en corps creux

Matériaux	ρ	e	G
Carreau de béton	22	0,025	0,55
Lit de sable	18	0,02	0,36
Etanchéité	0,1	0,1	0,01
Béton de forme	22	0,12	2,64
Liège	4	0,04	0,16
Dalle en corps creux	-	0.16+0.04	2,6
Faux plafond	-	-	0,2

D'où : $G = 6,52 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

1-3) Plancher terrasse accessible en béton armé

Matériaux	ρ	e	G
Carreau de béton	22	0,025	0,55
Lit de sable	18	0,02	0,36
Etanchéité	0,1	0,1	0,01
Béton de forme	22	0,12	2,64
Liège	4	0,04	0,16
Dalle en béton armé	25	0,16	4
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2

D'où : $G = 7,92 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

1-4) Plancher étage courant en corps creux

<i>Matériaux</i>	ρ	e	G
<i>Carrelage</i>	22	0,02	0,44
<i>Mortier de pose</i>	20	0,02	0,4
<i>Lit de sable</i>	18	0,02	0,36
<i>Dalle en corps creux</i>	-	0,16+0,04	2,6
<i>Cloison intérieur</i>	-	-	1
<i>Faux plafond</i>	-	-	0,2

D'où: $G = 5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_{10, \text{ mezzanine et RDC}} = 2,5 \text{ KN/m}^2, Q_{9\text{à}1} = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

1-5) Plancher étage courant en béton armé

<i>Matériaux</i>	ρ	e	G
<i>carrelage</i>	22	0,02	0,44
<i>Mortier de pose</i>	20	0,02	0,4
<i>Lit de sable</i>	18	0,02	0,36
<i>Dalle en béton armé</i>	25	0,16	4
<i>Cloison intérieur</i>	-	-	1
<i>Faux plafond</i>	-	-	0,2

D'où: $G = 6,4 \text{ KN/m}^2$.

1-6) Plancher sous-sol

<i>Matériaux</i>	ρ	e	G
<i>Dalle en béton armé</i>	25	0,18	4,5
<i>Tuyauteries,...</i>	-	-	0,2
<i>Enduit en plâtre</i>	10	0,02	0,2

D'où: $G = 4,9 \text{ KN/m}^2$.

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

1-7) Balcon

<i>Matériaux</i>	ρ	e	G
<i>Carrelage</i>	22	0,02	0,44
<i>Mortier de pose</i>	20	0,02	0,4
<i>Lit de sable</i>	18	0,02	0,36
<i>Dalle en béton armé</i>	25	0,16	4
<i>Enduit en ciment</i>	20	0,02	0,4

D'où: $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$.

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

1-8) Murs extérieurs

<i>Matériaux</i>	ρ	e	G
<i>Enduit extérieur</i>	20	0,02	0,4
<i>Brique creuse</i>	9	0,15	1,35
<i>Brique creuse</i>	9	0,1	0,9
<i>Enduit intérieur</i>	18	0,015	0,27

On a 30% d'ouvertures donc : $G = 2,92 \times 0,7$ d'où : $G = 2,044 \text{ KN/m}^2$.

Donc le poids total (mur rideau) : $2,044 + 1 = 3,044 \text{ KN/m}^2$

1-9) L'acrotère

- Surface: $S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$.
- Le poids propre de l'acrotère est : $P = (0,069 \times 25) = 1,72 \text{ KN/ml}$.

2) PRE DIMENSIONNEMENT

Le but de pré dimensionnement est la détermination des dimensions du béton des éléments structuraux (le coffrage).

2-1) Pré dimensionnement des planchers

Dans notre bâtiment, on a deux types de planchers :

- Planchers en corps creux : sont les planchers de la terrasse inaccessible, de la terrasse accessible de 10^{ème} étage et d'étage courant.
- Planchers en béton armé : sont les planchers de sous-sol, terrasse accessible dans les étages courants et une partie des étages courants.

2-1-1) Pré dimensionnement des planchers en corps creux

Pour dimensionner les planchers en corps creux, on utilise la formule empirique suivante :

$$L/25 \leq h_t \leq L/20.$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\} = \min \{4.9 ; 7.6\} = 4.9 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } 19.6\text{cm} \leq h_t \leq 24.5\text{cm.}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm.}$

- L'épaisseur du corps creux est 16 cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression est 4 cm.

2-1-2) Pré dimensionnement des planchers en béton armé (plancher de sous-sol)

L'épaisseur des dalles dépend de 4 conditions :

- **Condition de résistance à la flexion**
Notre dalle repose sur 4 appuis donc : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$.
Avec : L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.
 e : Epaisseur de la dalle.

Donc : $9.8 \text{ cm} \leq e \leq 12.25 \text{ cm}$.

Soit : **$e = 11 \text{ cm}$** .

➤ **Condition de résistance au feu**

Soit 7 cm : Pour un coupe-feu d'une heure.

11 cm : Pour un coupe-feu de deux heures.

17,5 cm : Pour un coupe-feu de quatre heures.

Soit : **$e = 18 \text{ cm}$** .

➤ **Condition d'isolation phonique**

Pour assurer une isolation phonique, il faut que l'épaisseur de plancher soit supérieur ou égale à 13.

On a : **$e = 18 \text{ cm} > 13 \text{ cm}$** .

➤ **Condition de flèche**

Remarque

- Le calcul de la flèche est fait avec **$e = 18 \text{ cm}$** .

La flèche de cette dalle est calculée comme la flèche d'une poutre dans le sens de la petite portée de la dalle (on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$).

La portée est inférieure à 5 m donc d'après BAEL 91/révisée 99 la condition a vérifiée est la suivante : **$f_{max} \leq L_{max}/500$** .

Avec :

- **L_{max}** : La petite portée du panneau le plus sollicité ($L_{max} = 4,9 \text{ m}$).
- **f_{max}** : La flèche maximum a le calculée pour une poutre encastree a ses extrémités.

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = 5 q L_x^4 / 384 E I$.

On a les données suivantes :

- $I = b \times e^3 / 12 = e^3 / 12$ (car on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$).
- $q = G + Q = 4,9 + 2,5 = 7,4 \text{ KN/m}^2$.
- $E = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 34179,558 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc: } e \geq \sqrt[3]{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E)}$$

D'où : $e \geq 12,578 \text{ cm}$.

On a : $e = 18 \text{ cm} > 12,578 \text{ cm}$.

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

D'où : **on admet un plancher d'épaisseur égale à 18 cm.**

2-2) Pré dimensionnement des poutres

Les sections des poutres sont déterminées selon les règles de BAEL91/révisée 99 par les formules suivantes: $L/15 < H < L/10$ et $0,3 H < b < 0,7 H$.

Avec :

L : Portée de la poutre.

H : Hauteur de la section.

b: Largeur de la section.

2-2-1) Poutres longitudinales

$L_{\max} = 4,9\text{m}$. Donc : $32,67 \text{ cm} < H < 49 \text{ cm}$ on prend : $H = 40 \text{ cm}$.

Et : $12 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$ on prend : $b = 25 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres longitudinales sont : **40 X 25 cm²**.

2-2-2) Poutre transversales

$L_{\max} = 7,9 \text{ m}$. Donc : $50,67 \text{ cm} < H < 76 \text{ cm}$ on prend : $H = 60 \text{ cm}$.

Et : $18 \text{ cm} < b < 42 \text{ cm}$ on prend $b = 35 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres transversales sont : **60 X 35 cm²**.

On a : $b = 25 \text{ cm}$ (ou 35 cm) $> 20 \text{ cm}$.

$H = 40 \text{ cm}$ (ou 60 cm) $> 30 \text{ cm}$.

$H/b = 1,4$ (ou $1,71$) < 4 .

Donc l'article 7.5.1 du RPA99/ 2003 est vérifié.

2-3) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux de notre bâtiment prendre des sections carrés.

Le calcul de la section du poteau se fait contre le flambement sous l'action de la compression centrée.

D'après les règles du CBA 93, on préconise de prendre la section réduite afin de tenir compte la ségrégation du béton.

On a d'après BAEL91/ 99, il faut vérifier que :

$$N_{ELU} \leq \alpha [B_r f_{c28}/0,9 \gamma_b + A f_e/\gamma_s]$$

$$\text{Donc: } B_r \geq N_{ELU} / \alpha [f_{c28} / 0,9 \gamma_b + A/B_r f_e / \gamma_s].$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau.

N_{ELU} : Effort normal maximum à l'ELU.

α : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique.

f_{c28} : Résistance du béton a la compression au 28^{ème} jour.

γ_b, γ_s : Coefficients de sécurité partiels du béton et l'acier.

A : Section de l'acier comprimé.

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

On a les données suivantes :

- $f_{c28} = 25$ MPa pour la superstructure et 30 MPa pour l'infrastructure.
- $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$.
- On a d'après l'article 7.4.2.1 du RPA99/2003 le pourcentage minimal des armatures longitudinales est : 0,9% de la section de béton (car on est dans la zone 3) donc : $A/B_r = 0,009$.
- On a : $\alpha = 0,85 / [1 + (\lambda / 35)^2]$; si $\lambda \leq 50$.
 $\alpha = 0,6(50/\lambda)^2$; si $50 \leq \lambda \leq 70$.

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à 35 donc : $\alpha = 0,71$.

D'où : $B_r \geq 0,0652 N_{ELU}$; si $f_{c28} = 25$ MPa.

$B_r \geq 0,0557 N_{ELU}$; si $f_{c28} = 30$ MPa (Pour les sous-sols).

Remarque :

- N_{ELU} est en MN et on obtient des résultats en m^2 .

Donc le calcul de la section de béton revient au calcul de N_{ELU} .

2-3-1) Calcul de surface de plancher revenant à chaque poteau

- **Poteaux centraux**

Poteaux	Surface (m^2)
B5, B8, C5, C8	32,9857
B6, B7, C6, C7	25,375
D6, D7	21,175

Donc on prend pour le calcul le poteau central le plus sollicité est C5 avec une surface de plancher offerte égale a : 32,9857 m^2 (pour les sous-sols : 36,75 m^2).

- **Poteaux de rive**

Poteaux	Surface (m^2)
B4, B9, C4, C9	24,541
A5, A8	18,361
A6, A7	18,898
E6, E7	15,12525

Donc on prend pour le calcul le poteau de rive le plus sollicité est C4 avec une surface de plancher offerte égale a : $24,541\text{m}^2$ ($16,778125\text{ m}^2$ plancher en corps creux et $7,7625\text{ m}^2$ plancher en dalle en béton armé, pour les sous-sols : $18,375\text{ m}^2$).

- **Poteaux d'angle**

<i>Poteaux</i>	<i>Surface (m²)</i>
A4, A9, D4, D9	8,133125
D5, D8	21,896875
E5, E8	5,630625

Donc on prend pour le calcul le poteau d'angle le plus sollicité est D5 avec une surface de plancher offerte égale a : $21,896875\text{ m}^2$ (pour les sous-sols : $24,5\text{ m}^2$).

Remarque

- ce poteau reprend aussi les charges du balcon.

2-3-2) Calcul de charges et surcharges à chaque niveau

2-3-2-1) Poteau central C5

➤ Niveau terrasse

La surface de plancher offerte : $18,85\text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 20,735\text{ m}^2$.

- Plancher : $5,685 \times 20,735 = 117,878475\text{ KN}$.
- Acrotère : $(4,085 + 7,4/2) \times 1,72 = 13,902\text{ KN}$.
- Poutres : $25 [(7,5 \times 0,6 \times 0,35) + ((4,9 - 0,35) \times 0,4 \times 0,25/2)] = 45,0625\text{ KN}$.
- Surcharges : $1 \times 20,753 = 20,753\text{ KN}$.

Donc : **$G = 176,331175\text{KN}$** .

$Q = 20,753\text{ KN}$.

➤ **Niveau étage 10**

La surface de plancher offerte : $32,9857 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 36,28427 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 36,28427 = 181,42135 \text{ KN}$.
- Poutres : $25 [(7,5 \times 0,6 \times 0,35) + ((4,9 - 0,35) \times 0,4 \times 0,25)] = 50,75 \text{ KN}$.
- Cloisons extérieurs : $3,044 \times (4,085 + 7,4/2) \times 3,34 = 79,150 \text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 36,28427 = 90,710675 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 311,32135 \text{ KN}$** .

$Q = 90,710675 \text{ KN}$.

➤ **Niveau étage 9 à 1**

La surface de plancher offerte : $32,9857 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 36,28427 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 36,28427 = 181,42135 \text{ KN}$.
- Poutres : $50,75 \text{ KN}$.
- Surcharges : $1,5 \times 36,28427 = 54,426405 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 232,17135 \text{ KN}$** .

$Q = 54,426405 \text{ KN}$.

➤ **Niveau mezzanine et RDC**

La surface de plancher offerte : $32,9857 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 36,28427 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 36,28427 = 181,42135 \text{ KN}$.
- Poutres : $25 [(7,5 \times 0,6 \times 0,35) + ((4,9 - 0,35) \times 0,4 \times 0,25)] = 50,75 \text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 36,28427 = 90,710675 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 232,17135 \text{ KN}$** .

$Q = 90,710675 \text{ KN}$.

➤ Niveau sous-sol 1 et 2

La surface de plancher offerte : $36,75 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité).
Donc : $S^* = 40,425 \text{ m}^2$.

- Plancher : $4,9 \times 40,425 = 198,0825 \text{ KN}$.
- Poutres : $50,75 \text{ KN}$.
- Surcharges: $2,5 \times 40,425 = 101,0625 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 248,8325 \text{ KN}$** .

$Q = 101,0625 \text{ KN}$.

2-3-2-2) Poteau de rive C4

➤ Niveau terrasse

$G = 0 \text{ KN}$.

$Q = 0 \text{ KN}$.

➤ Niveau étage 10

La surface de plancher offerte : $16,778125 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 18,45594 \text{ m}^2$.

- Plancher : $6,52 \times 18,45594 = 120,332729 \text{ KN}$.
- Poutres : $25 [(7,5 \times 0,6 \times 0,35) + ((4,9-0,35) \times 0,4 \times 0,25/2)] = 45,0625 \text{ KN}$.
- Surcharges : $1,5 \times 18,45594 = 27,68391 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 165,395229 \text{ KN}$** .

$Q = 27,68391 \text{ KN}$.

➤ Niveau étage 9

La surface de plancher offerte : $16,778125 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 18,45594 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 18,45594 = 92,2797 \text{ KN}$.
- Poutres : $45,0625 \text{ KN}$.
- Cloisons extérieures : $3,044 \times 7,5 \times 3,4 = 77,622 \text{ KN}$.
- Surcharges : $1,5 \times 18,45594 = 27,68391 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 214,9642 \text{ KN}$** .

$Q = 27,68391 \text{ KN}$.

➤ Niveau étage 8 à 1

La surface de plancher offerte : $24,541 \text{ m}^2$ ($16,778125 \text{ m}^2$ plancher en corps creux et $7,7625 \text{ m}^2$ plancher en béton armé), avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc :

$S^* = 26,9951 \text{ m}^2$ ($18,45594 \text{ m}^2$ plancher en corps creux et $8,53875 \text{ m}^2$ plancher en béton armé).

- Plancher : $5 \times 18,45594 + 6,4 \times 8,53875 = 146,9277 \text{ KN}$.
- Poutres : $45,0625 + 1,5 \times 0,4 \times 0,25 = 48,8125 \text{ KN}$.
- Cloisons extérieures : $3,044 \times 8,0825 \times 3,4 = 83,65 \text{ KN}$.
- Surcharges : $1,5 \times 26,9951 = 40,492035 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 279,3902 \text{ KN}$** .

$Q = 40,492035 \text{ KN}$.

➤ **Niveau mezzanine et RDC**

La surface de plancher offerte : $16,778125\text{m}^2$, avec une majoration de 10% (effet de continuité) donc : $S^* = 18,45594\text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 18,45594 = 92,2797\text{ KN}$.
- Poutres : $45,0625\text{KN}$.
- Cloisons extérieurs : $3,044 \times 7,5 \times 3,4 = 77,622\text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 18,45594 = 46,13985\text{ KN}$.

Donc : **$G = 214,9642\text{ KN}$** .

$Q = 46,13985\text{ KN}$.

➤ **Niveau sous-sol 1 et 2**

La surface de plancher offerte : $18,375\text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 20,2125\text{ m}^2$.

- Plancher : $4,9 \times 20,2125 = 99,04125\text{ KN}$.
- Poutres : $45,0625\text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 20,2125 = 50,53125\text{ KN}$.

Donc : **$G = 144,10375\text{ KN}$** .

$Q = 50,53125\text{ KN}$.

2-3-2-3) Poteau d'angle D5➤ **Niveau terrasse**

La surface de plancher offerte : $14,048 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 15,453 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5,685 \times 15,453 = 87,850305 \text{ KN}$.
- Acrotère : $6,3 \times 1,72 = 10,836 \text{ KN}$.
- Poutres : $25 [(6,3 \times 0,6 \times 0,35) + ((4,9 - 0,35) \times 0,4 \times 0,25/2)] = 38,7625 \text{ KN}$.
- Surcharges : $1 \times 15,453 = 15,453 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 137,44880 \text{ KN}$** .

$$Q = 15,453 \text{ KN}.$$

➤ **Niveau étage 10**

La surface de plancher offerte : $21,896875 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 24,087 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 24,087 = 120,435 \text{ KN}$.
- Poutres : $25 [(6,4 \times 0,6 \times 0,35) + ((4,9 - 0,35) \times 0,4 \times 0,25)] = 44,975 \text{ KN}$.
- Cloisons extérieurs : $3,044 \times 6,3 \times 3,34 = 64,052 \text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 24,087 = 60,2175 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 229,462 \text{ KN}$** .

$$Q = 60,2175 \text{ KN}.$$

➤ Niveau étage 9 à 1

La surface de plancher offerte : $21,896875 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 24,087 \text{ m}^2$.

Remarque

→ à ces niveaux on a des balcons de surface $5,515 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 24,087 = 120,435 \text{ KN}$.
- Poutres : $44,975 \text{ KN}$.
- Cloisons extérieurs : $3,044 \times 3,4 \times (4,9 + 5,2)/2 = 52,2655 \text{ KN}$.
- Balcon : $5,6 \times 5,515 = 30,884 \text{ KN}$.
- Surcharges : $1,5 \times 24,087 + 3,5 \times 5,515 = 55,433 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 248,5595 \text{ KN}$** .

$Q = 55,433 \text{ KN}$.

➤ Niveau mezzanine et RDC

La surface de plancher offerte : $21,896875 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité) donc : $S^* = 24,087 \text{ m}^2$.

- Plancher : $5 \times 24,087 = 120,435 \text{ KN}$.
- Poutres : $44,975 \text{ KN}$.
- Cloisons extérieurs : $3,044 \times 3,4 \times (4,9 + 5,2)/2 = 52,2655 \text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 24,087 = 60,2175 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 217,6755 \text{ KN}$** .

$Q = 60,2175 \text{ KN}$.

➤ **Niveau sous-sol 1 et 2**

La surface de plancher offerte : $24,5 \text{ m}^2$, avec une majoration de 10 % (effet de continuité)
donc : $S^* = 26,95 \text{ m}^2$.

- Plancher : $4,9 \times 26,95 = 132,055 \text{ KN}$.
- Poutres : $44,975 \text{ KN}$.
- Surcharges : $2,5 \times 26,95 = 67,375 \text{ KN}$.

Donc : **$G = 177,03 \text{ KN}$** .

$Q = 67,375 \text{ KN}$.

2-3-3) Estimation des sections droites

On a :

$$B_r \geq 0,0652 N_{ELU} \quad ; \text{ si } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$B_r \geq 0,0557 N_{ELU} \quad ; \text{ si } f_{c28} = 30 \text{ MPa (Pour les sous-sols).}$$

Avec :

$$N_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q.$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

2-3-3-1) Poteau central C5

Niveau	N (MN)	B_r (cm ²)	a (cm)	$1,2 a$ (cm)	Section (cm ²)	$N_d/B_c f_{c28}$
Terrasse	0,2691495	175,48553	15,247095	18,296514	60*60	0,0299055
Etage10	0,8254994	538,22562	25,199690	30,239628	60*60	0,0917221
Etage9	1,2096850	788,71466	30,084064	36,100877	60*60	0,1344094
Etage8	1,5857067	1033,8808	34,154017	40,984820	60*60	0,1761896
Etage7	1,9535644	1273,7240	37,689270	45,22712	60*60	0,2170627
Etage6	2,3132582	1508,2443	40,836122	49,003346	70*70	0,1888374
Etage5	2,6647880	1737,4418	43,682632	52,419158	70*70	0,2175337
Etage4	3,0170953	1967,1461	46,352521	55,623026	70*70	0,2462935
Etage3	3,3698886	2197,1674	48,873952	58,648742	70*70	0,2750929
Etage2	3,7230059	2427,3998	51,268649	61,522379	70*70	0,2939188
Etage1	4,0763499	2657,7801	53,553662	64,264395	80*80	0,2547718
Mezzanine	4,4644938	2910,8499	55,952293	67,142752	80*80	0,2790308
RDC	4,8515245	2702,2991	53,983643	64,780371	80*80	0,2526835
Sous-sol1	5,2684927	2934,5504	56,171491	67,405789	80*80	0,2744006
Sous-sol2	5,6847113	3166,3842	58,270633	69,924760	80*80	0,296078

Tableau 1.1 : Estimation des sections droites des poteaux centraux.

2-3-3-2) Poteau de rive C4

Niveau	N (MN)	B_r (cm ²)	a (cm)	$1,2 a$ (cm)	Section (cm ²)	$N_d/B_c f_{c28}$
Etage10	0,26480942	172,655744	15,1398533	18,1678239	60*60	0,02942327
Etage9	0,59653696	388,942097	21,721615	26,065938	60*60	0,06628188
Etage8	1,02837798	670,50244	27,8940619	33,4728743	60*60	0,11426422
Etage7	1,45414519	948,102663	32,7912758	39,3495309	60*60	0,16157169
Etage6	1,87383859	1221,74276	36,9534371	44,3441245	70*70	0,15296642
Etage5	2,2874582	1491,42274	40,6189428	48,7427314	70*70	0,18673128
Etage4	2,69500399	1757,1426	43,9182848	52,7019418	70*70	0,22000033
Etage3	3,10254979	2022,86246	46,9762433	56,371492	70*70	0,25326937
Etage2	3,51009559	2288,58232	49,8391296	59,8069555	70*70	0,28653842
Etage1	3,91764138	2554,30218	52,5401047	63,0481256	80*80	0,24485259
Mezzanine	4,24660053	2768,78354	54,6192317	65,543078	80*80	0,26541253
RDC	4,57480465	2548,16619	52,479364	62,9752368	80*80	0,23827108
Sous-sol1	4,81034393	2679,36157	53,7625499	64,5150599	80*80	0,25053875
Sous-sol2	5,04540617	2810,29124	55,0121801	66,0146161	80*80	0,26278157

Tableau 1.2 : Estimation des sections droites des poteaux de rive.

2-3-3-3) Poteau d'angle D5

Niveau	N (MN)	B_r (cm ²)	a (cm)	1,2 a (cm)	Section (cm ²)	$N_d/B_c f_{c28}$
Terrasse	0,20873539	136,095472	13,6659964	16,3991957	60*60	0,02319282
Etage10	0,60883534	396,96064	21,9238711	26,3086453	60*60	0,06764837
Etage9	1,02031406	665,244768	27,7923393	33,3508072	60*60	0,11336823
Etage8	1,42637321	929,995334	32,4958249	38,9949898	60*60	0,15848591
Etage7	1,82701279	1191,21234	36,5139441	43,8167329	60*60	0,20300142
Etage6	2,2223279	1448,89578	40,0643636	48,0772363	70*70	0,18140676
Etage5	2,61203321	1703,04565	43,2679737	51,9215685	70*70	0,2132272
Etage4	3,00234979	1957,53206	46,2440059	55,4928071	70*70	0,24508978
Etage3	3,39298896	2212,2288	49,0343364	58,8412037	70*70	0,27697869
Etage2	3,78384319	2467,06576	51,6695657	62,0034789	70*70	0,29888516
Etage1	4,17484796	2722,00087	54,1727982	65,0073578	80*80	0,260928
Mezzanine	4,51830721	2945,9363	56,2764802	67,5317762	80*80	0,2823942
RDC	4,86102742	2707,59228	54,0345296	64,8414356	80*80	0,25317851
Sous-sol1	5,15404749	2870,80445	55,5798885	66,6958662	80*80	0,26843997
Sous-sol2	5,4465678	3033,73826	57,0793815	68,4952578	80*80	0,28367541

Tableau 1.3 : Estimation des sections droites des poteaux d'angle.

Remarque

- La loi de dégression des charges d'exploitation est prise en compte.
- L'effort normal réduit est vérifié dans la dernière colonne.

On a: $\min(b_1, h_1) = \min(60, 60) = 60 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$.

$\min(b_1, h_1) 60 \text{ cm} > h_e/20 = 3,4/20 = 17 \text{ cm}$.

$1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4$.

Donc les conditions de l'article 7.4.1 du RPA99/2003 sont vérifiées.

2-4) Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/2003 :

- Les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition : $l \geq 4 e$.

l : La portée du voile.

e : Epaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15cm. de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Soit: $e \geq \max (h_e/25; h_e/22; h_e/20)$, donc: $e \geq \max (13,6; 15,45; 17)$.

On prend: **$e = 20 \text{ cm}$** .

Chapitre 3 :
Etude dynamique et
sismique

1) CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE

Pour faire l'étude sismique d'une structure en Algérie, il faut faire 5 classifications selon le chapitre 3 du RPA99/ 2003 ces classifications sont :

1-1) Classification de la zone sismique

Notre bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger donc on est dans la **zone 3** (sismicité élevée).

1-2) Classification de l'ouvrage selon leur importance

Notre bâtiment est un hôtel qui abrite fréquemment de grands rassemblements de personnes (hôtel qui contient des restaurants et des cafeterias), donc on est dans le groupe d'usage **1B**.

1-3) Classification de site

Notre site est un site meuble donc on est classé dans la catégorie **S3**.

1-4) Classification de système de contreventement

Notre structure est en béton armé dont la hauteur dépasse 8m (même le nombre de niveau dépasse 2) donc et d'après le RPA99/ 2003, un contreventement par des portiques auto stables est impossible on passe nécessairement a un autre système, « **système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques** ».

1-5) Classification de la structure selon leur configuration

1-5-1) Régularité en plan

On a dans la structure de notre bâtiment la somme des dimensions des parties rentrantes dans la direction longitudinale excède 25% de la dimension total du bâtiment dans cette direction, donc, et d'après l'article 3.5.1 du RPA99/ 2003 le critère (a3) n'est pas vérifié.

D'où et d'après l'article 3.5.2 du RPA99/ 2003 ; notre bâtiment est classé comme **irrégulier en plan**.

1-5-2) Régularité en élévation

On a dans notre structure la variation en plan du bâtiment entre l'étage 9 et l'étage 10 dans le sens X longitudinal dépasse 20% (43,75 %), donc et d'après l'article 3.5.1 du RPA99/ 2003 la condition (b4) n'est pas vérifiée.

D'où et d'après l'article 3.5.3 notre bâtiment est classé comme **irrégulier en élévation**.

D'après l'article 3.5.4 du RPA99/ 2003 notre bâtiment est classé **irrégulier**.

2) CHOIX DE CONTREVENTEMENT

Ce qui précède, on ne peut pas contreventer les actions sismiques dans notre bâtiment avec les portiques auto stables, on insère obligatoirement des voiles.

Le problème qui se pose est comment disposer les voiles pour assurer un bon contreventement.

Pour cela le choix des voiles est fait sur les bases suivantes :

- 1- Un nombre suffisant de voiles (au moins deux par direction).
- 2- Une disposition symétrique (pour minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme mode fondamentaux).
- 3- Des voiles écartés (pour éviter la concentration des contraintes).
- 4- La disposition doit être continue sur la hauteur du bâtiment.
- 5- Respecter l'exigence économique, et l'aspect architectural.

Dans cette étude, on va proposer trois variantes, puis on choisit la variante qui répond mieux au séisme.

3) CALCUL DES FORCES SISMIQUES

Le RPA99/ 2003 préconise deux méthodes de calcul :

- **Méthode statique équivalente (méthode statique).**
- **Méthode d'analyse modale spectrale (méthode dynamique).**

L'application de la méthode statique équivalente est impossible dans notre cas, car notre bâtiment présente une configuration irrégulière, et la hauteur du bâtiment dépasse 3 niveaux (et dépasse 10 m) donc et d'après l'article 4.1.2 du RPA99/ 2003 les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées d'où on passe obligatoirement à la méthode d'analyse modale spectrale.

Mais d'après l'article 4.3.6 du RPA99/ 2003, on fait le calcul de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente pour vérifier que les forces sismiques à la base obtenues par la méthode d'analyse modale spectrale soient supérieures à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

3-1) Etude de la première variante

3-1-1) La disposition des voiles

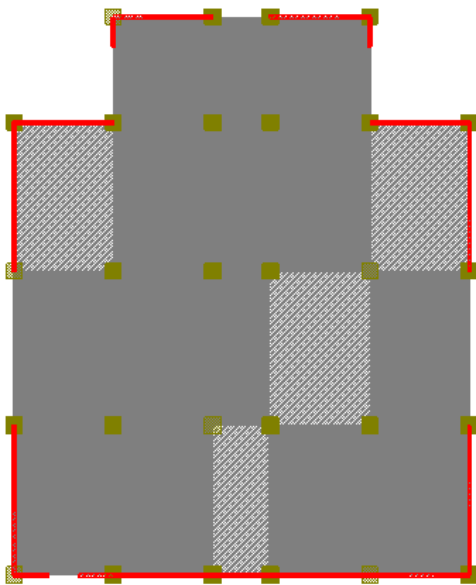


Figure 3.1 : Vue en plan de sous-sol 1.

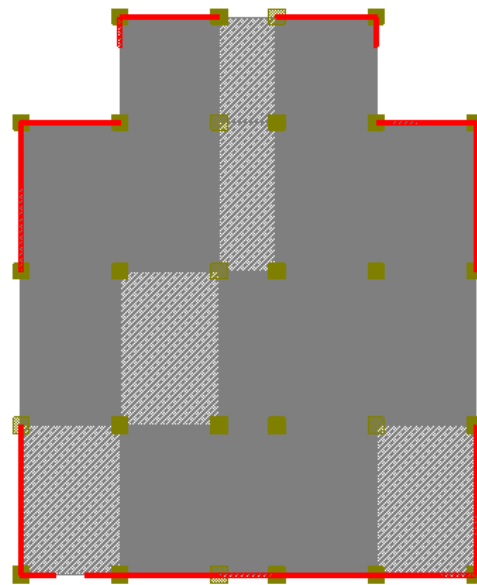


Figure 3.2 : Vue en plan de RDC.

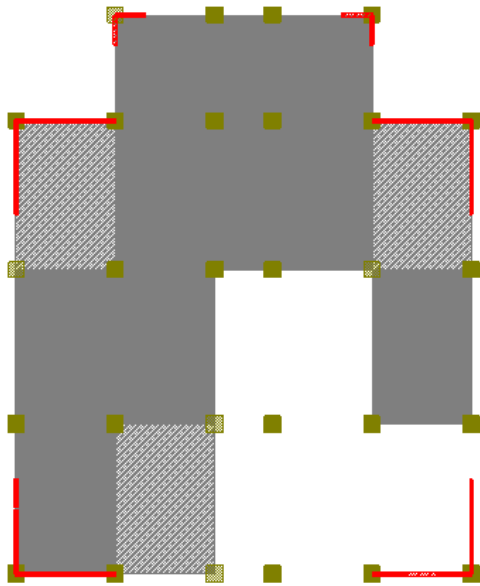


Figure 3.3 : Vue en plan de la mezzanine.

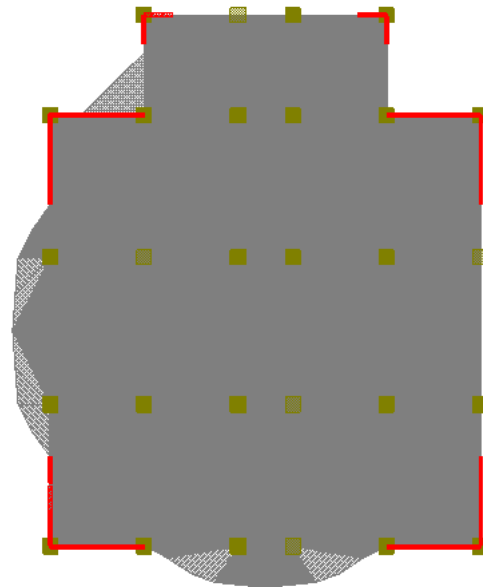


Figure 3.4 : Vue en plan de l'étage 1.

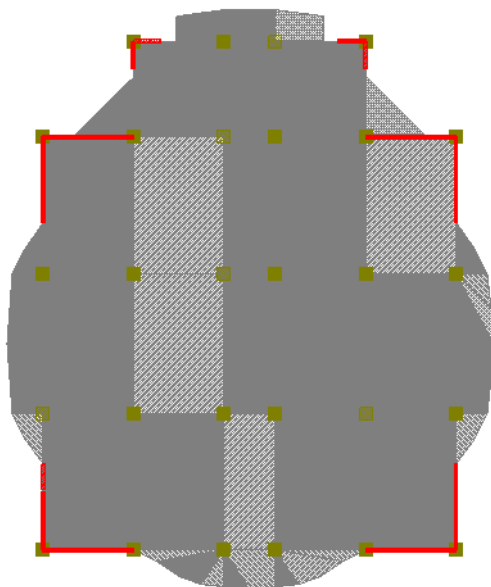


Figure 3.5 : Vue en plan de l'étage 2 et 8.

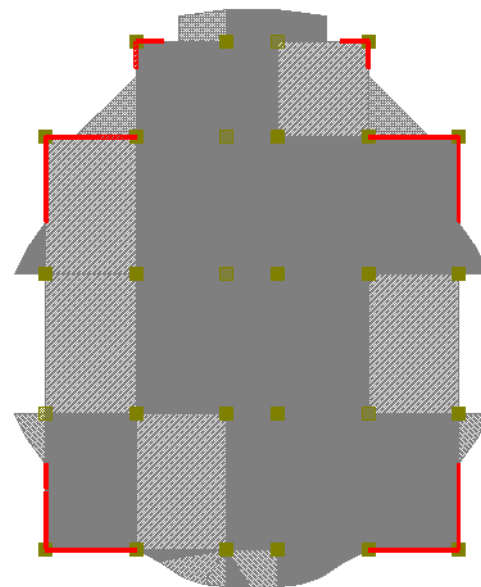


Figure 3.6 : Vue en plan de l'étage 3 à 7.

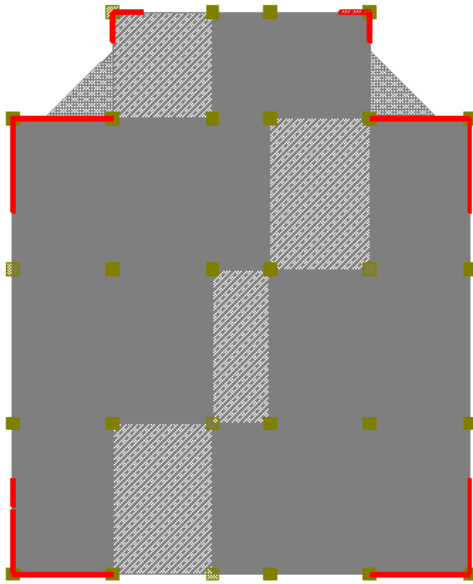


Figure 3.7 : Vue en plan de l'étage 9.

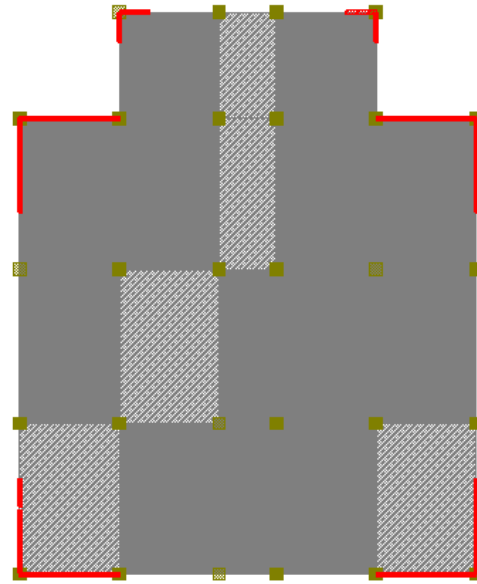


Figure 3.8 : Vue en plan de l'étage 10.

Remarque

- Il existe des ouvertures dans ces voiles (fenêtres et portes).

3-1-2) Calcul des forces sismiques à la base du bâtiment avec la méthode statique équivalente

D'après l'article 4.2.3 du RPA99/ 2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = A.D.Q.W/R$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

On est dans la zone 3 et le groupe 1B donc d'après le tableau 4.1 du RPA99/2003 : **A = 0,30**.

R : Coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement.

Le système de contreventement de notre structure est mixte assuré par des voiles et des portiques, donc d'après le tableau 4.3 du RPA99/2003 : **R = 5**.

Q : Facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions sur les fils de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan et en élévation.
- Le contrôle de la construction (contrôle de la qualité des matériaux et contrôle de l'exécution).

$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$, P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 du RPA99/ 2003.

Dans le cas de notre structure, on a :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement sont satisfaites.
- La redondance en plan est non satisfaite.
- La régularité en plan et en élévation non satisfaite.
- Contrôle de la qualité des matériaux supposé non satisfait.
- Contrôle de la qualité d'exécution supposé satisfait.

Donc : $P_q = 1,2$.

W : Le poids total de la structure, $W = \sum_{i=1}^n W_i$.

Avec :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$: Le poids total du niveau i .

W_{Gi} : Charges permanente.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Notre bâtiment est un hôtel (on peut dire bâtiment d'habitation), donc et d'après le tableau 4.5 du RPA99/ 2003 : $\beta=0,2$.

Donc le poids de la première variante est : $W_1 = 86123,09 + 0,2 \times 13835,04 = 88890,098 \text{ KN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Notre site est meuble (**S3**) donc et d'après le tableau 4.7 du RPA99/2003 :

T1 = 0,15 s et **T2 = 0,50 s**.

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/2003, la période fondamentale de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_T h_n^{3/4}$.

Avec :

h_n : La hauteur de la structure à partir de la base, $h_n = 46,18$ m.

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre structure le contreventement est assuré partiellement par des voiles

Donc : $C_T = 0,050$.

D'où : $T = 0,886$ s.

Et on a aussi $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$.

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

On prend : $T = \text{Min}(0,886 \text{ s} ; 0,09 h_n / \sqrt{D})$.

- Dans le sens longitudinal : $D = 22,4$ m d'où : $T_x = \text{min}(0,886 \text{ s} ; 0,878 \text{ s})$.

$T_x = 0,878$ s. $T_2 \leq T_x \leq 3$ s donc : $D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$\eta = \sqrt{7} / (2 + \xi)$. On a : $\xi = 10\%$ donc : $\eta = 0,764$.

D'où : **$D_x = 1,312$** .

- Dans le sens transversal : $D = 27,6$ m. D'où $T_y = \text{min}(0,889 ; 0,791)$.

$T_y = 0,791$ s. $T_2 \leq T_y \leq 3$ s donc : $D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$.

D'où : **$D_y = 1,407$** .

D'où:

- $V_x = 0,3 \times 1,312 \times 1,2 \times 88890,098 / 5$.

$$V_x = 8396,914 \text{ KN.}$$

- $V_y = 0,3 \times 1,407 \times 1,2 \times 88890,098 / 5$.

$$V_y = 9004,922 \text{ KN.}$$

3-1-3) Calcul des forces sismiques avec la méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode est applicable pour tous les types de structures, elle est plus proche de la réalité et elle donne des résultats plus fiables que la méthode statique équivalente.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul définie dans l'article 4.3.3 du RPA99/2003, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Un mode de vibration est la combinaison de pulsation qui signifie physiquement la vitesse de vibration et le vecteur modale qui signifie physiquement l'allure de la déformé du mode.

La détermination mathématique de pulsation et vecteur modal revient à résoudre l'équation suivante : $[[\mathbf{K}] - \omega_i^2 [\mathbf{M}]] \{\mathbf{U}_i\} = \{\mathbf{0}\}$.

Avec :

K : matrice de rigidité de la structure.

M : matrice des masses de la structure.

ω_i : pulsation propre du mode i.

U_i : vecteur propre du mode i.

Cette équation est déduite à partir de l'équation de mouvement.

D'après l'article 4.3.2 du RPA99/2003, notre structure est représentée par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et les masses sont concentrées au niveau de centre de gravité des planchers.

Le calcul manuel avec la méthode d'analyse modale spectrale est très compliqué et difficile, pour cela on va faire l'analyse avec le logiciel **ETABS**.

3-1-3-1) Nombre de modes à considérer

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/2003 : le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

Dans notre structure on a 14 niveaux donc : $K \geq [11,22] + 1 = 12$.

3-1-3-2) Caractéristiques dynamiques (périodes et facteurs de participation massique)

Les résultats sont obtenus par le logiciel **ETABS** et ils sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	Nature de mouvement
1	0,999071	62,5876	0,1009	0,013	62,5876	0,1009	Translation suivant X
2	0,910114	0,0882	66,4532	0,0352	62,6757	66,5541	Translation suivant Y
3	0,626008	0,0071	0,0232	64,2708	62,6828	66,5773	Rotation autour Z
4	0,266077	0,3657	13,2687	0,0194	63,0484	79,846	-
5	0,257203	16,1446	0,2828	0,0023	79,193	80,1287	-
6	0,176927	0,0637	0,0084	14,9177	79,2567	80,1371	-
7	0,144349	3,3763	0,0437	0,0125	82,6329	80,1808	-
8	0,139078	0,0399	4,2304	0,0034	82,6728	84,4112	-
9	0,113848	0,1785	0,0118	2,7734	82,8513	84,423	-
10	0,102639	2,9887	0,4182	0,0065	85,84	84,8411	-
11	0,10174	0,7069	1,862	0,0011	86,5469	86,7032	-
12	0,076521	0,0119	0,0192	4,0486	86,5588	86,7224	-
13	0,074178	0,0047	2,7006	0,2027	86,5636	89,423	-
14	0,068563	2,8326	0,0015	0,0772	89,3961	89,4245	-
15	0,055442	0	2,7551	0,0066	89,3961	92,1795	-
16	0,050693	1,7604	0,0222	1,1802	91,1566	92,2018	-
17	0,049556	0,8651	0,0613	1,3529	92,0217	92,2631	-
18	0,044203	0,0007	2,699	0,0384	92,0223	94,9621	-
19	0,040207	2,5823	0,0002	0,0128	94,6046	94,9622	-
20	0,037124	0,0558	1,0663	0,9926	94,6604	96,0285	-

Tableau 3.1 : Périodes et facteurs de participation massique de la 1^{ère} variante.

Remarque

- Le premier mode est un mode de translation suivant X (le sens longitudinal de la structure) de période 0,999071 s, donc et d'après l'article 4.2.4.4 du RPA99/version 2003 : on a la période obtenue à partir des formules empiriques égale à 0,878 s donc $1,3T_x = 1,1414 \text{ s} > 0,999071 \text{ s}$, donc **la période est vérifiée**.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant Y (le sens transversal de la structure) de période 0,910114 s, donc et d'après l'article 4.2.4.4 du RPA99/version 2003 : on a la période obtenue à partir des formules empiriques égale à 0,791 s donc $1,3T_y = 1,0283 \text{ s} > 0,910114 \text{ s}$, donc **la période est vérifiée**.
- La torsion apparaît dans le troisième mode.
- Le facteur de participation massique atteint 90 % au 16^{ème} mode pour le sens X et au 15^{ème} mode pour le sens Y, et $T_{20} = 0,037124 \text{ s} < 0,2 \text{ s}$. Donc les conditions de l'article 4.3.4 du RPA99/ 2003 sont vérifiées.

- Les voiles de la direction X reprennent 16,788 % des sollicitations dues aux charges verticales et les voiles de la direction Y reprennent 14,537 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques reprennent 35,968 % de l'effort tranchant (à la base) dans le sens X et 35,909 % dans le sens Y.

3-1-3-3) Comparaison entre les deux méthodes de calcul

On a dans le calcul précédent, la résultante des forces sismiques à la base calculé par la méthode statique équivalente égale à : $V_x = 8396,914 \text{ KN}$ et $V_y = 9004,922 \text{ KN}$.

Et la résultante des forces sismiques à la base calculée avec la méthode d'analyse modale spectrale égale a : $V_x = 6764,52 \text{ KN}$ et $V_y = 7321,54 \text{ KN}$.

Donc : $V_x (\text{dynamique})/V_x (\text{statique}) = 80,560 \%$ donc : $V_x (\text{dynamique}) > 80 \% V_x (\text{statique})$.

$V_y (\text{dynamique})/V_y (\text{statique}) = 81,306 \%$ donc : $V_y (\text{dynamique}) > 80 \% V_y (\text{statique})$.

Donc l'article 4.3.6 du RPA99/ 2003 est vérifié.

3-1-3-4) Caractéristiques géométriques de la structure (centre de masse et centre de rigidité)

Le but du calcul des caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de rigidité) est la détermination de l'excentricité de centre de rigidité par rapport au centre de masse.

Dans le calcul manuel, le calcul de centre de masse (respectivement le centre de rigidité) est basé sur le calcul de centre de masse (respectivement le centre de rigidité) de chaque élément de la structure avec les formules suivantes :

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

$$Y_{CR} = \sum I_{xi} X_i / \sum I_{xi} \quad \text{et} \quad Y_{CR} = \sum I_{yi} Y_i / \sum I_{yi}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i dans le repère global.

I_{xi}, I_{yi} : inertie de l'élément i par rapport aux axes principaux de repère global.

Après la détermination des centres des masses et des rigidités, on calcul l'excentricité théorique par les formules suivantes : $e_x = X_G - X_{CR}$ et $e_y = Y_G - Y_{CR}$.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après.

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont obtenues automatiquement par le logiciel **ETABS** et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_x (m)	e_y (m)
Terrasse	11,2	13,884	11,312	13,591	-0,112	0,293
Etage 10	11,203	12,896	11,371	13,071	-0,168	-0,175
Etage 9	11,15	13,111	11,41	12,917	-0,26	0,194
Etage 8	11,207	12,742	11,461	12,731	-0,254	0,011
Etage 7	11,207	12,787	11,523	12,54	-0,316	0,247
Etage 6	11,207	12,804	11,602	12,361	-0,395	0,443
Etage 5	11,207	12,823	11,708	12,218	-0,501	0,605
Etage 4	11,207	12,823	11,856	12,156	-0,649	0,667
Etage 3	11,207	12,823	12,075	12,255	-0,868	0,568
Etage 2	11,208	12,657	12,408	12,628	-1,2	0,029
Etage 1	10,796	12,733	12,779	13,288	-1,983	-0,555
Mezzanine	10,351	14,67	12,262	12,8	-1,911	1,87
RDC	11,197	13,151	10,247	10,299	0,95	2,852
Sous-sol 1	11,17	13,017	10,473	11,359	0,697	1,658

Tableau 3.2 : Centre de masse et centre de rigidité de la 1^{ère} variante.

- **L'excentricité accidentelle :**

Notre analyse de structure est tridimensionnelle donc et d'après l'article 4.3.7 du RPA99/2003, on ajoute à l'excentricité théorique une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$ au niveau de chaque plancher et dans les deux directions.

Dans le sens X : on a $L_y = 28,1\text{m}$ donc : $e_{accx} = 1,405\text{ m}$.

Dans le sens Y : on a $L_x = 22,9\text{m}$ donc : $e_{accy} = 1,154\text{ m}$.

Remarque :

- l'excentricité accidentelle est prise en compte automatiquement par le logiciel.

3-1-3-5) Déplacement horizontal des niveaux :

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/2003 ; le déplacement horizontal de chaque niveau ' k ' de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$.

Avec :

δ_{ek} : c'est le déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)
Terrasse	4,0756	3,4275	20,378	17,1375
Etage 10	3,7595	3,2578	18,7975	16,289
Etage 9	3,3939	3,0085	16,9695	15,0425
Etage 8	3,0035	2,7358	15,0175	13,679
Etage 7	2,6165	2,4443	13,0825	12,2215
Etage 6	2,2247	2,1333	11,1235	10,6665
Etage 5	1,8381	1,8146	9,1905	9,073
Etage 4	1,4594	1,4868	7,297	7,434
Etage 3	1,0984	1,1583	5,492	5,7915
Etage 2	0,765	0,8394	3,825	4,197
Etage 1	0,4765	0,5432	2,3825	2,716
Mezzanine	0,2387	0,2781	1,1935	1,3905
RDC	0,0609	0,0823	0,3045	0,4115
Sous-sol 1	0,0201	0,0274	0,1005	0,137

Tableau 3.3 : Le déplacement horizontal des niveaux de la 1^{ère} variante.

3-1-3-6) Justification vis-à-vis des déformations

D'après l'article 5.10 du RPA99/ 2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.

Soit : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$: Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.

δ_k : Déplacement horizontale du niveau k.

Donc il faut que Δ_k soit inférieur à Δ , tel que Δ est 1 % de la hauteur d'étage.

Les résultats et les remarques sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	Δ (cm)	Observation
Terrasse	20,378	17,1375	1,5805	0,8485	3,34	Vérifié
Etage 10	18,7975	16,289	1,828	1,2465	3,4	Vérifié
Etage 9	16,9695	15,0425	1,952	1,3635	3,4	Vérifié
Etage 8	15,0175	13,679	1,935	1,4575	3,4	Vérifié
Etage 7	13,0825	12,2215	1,959	1,555	3,4	Vérifié
Etage 6	11,1235	10,6665	1,933	1,5935	3,4	Vérifié
Etage 5	9,1905	9,073	1,8935	1,639	3,4	Vérifié
Etage 4	7,297	7,434	1,805	1,6425	3,4	Vérifié
Etage 3	5,492	5,7915	1,667	1,5945	3,4	Vérifié
Etage 2	3,825	4,197	1,4425	1,481	3,4	Vérifié
Etage 1	2,3825	2,716	1,189	1,3255	3,4	Vérifié
Mezzanine	1,1935	1,3905	0,889	0,979	3,4	Vérifié
RDC	0,3045	0,4115	0,204	0,2745	3,4	Vérifié
Sous-sol 1	0,1005	0,137	0,1005	0,137	2,72	Vérifié

Tableau 3.4 : Les déplacements inter étage de la 1^{ère} variante.

Conclusion : les déplacements inter étage sont vérifiés.

3-1-3-7) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

D'après l'article 5.9 du RPA 99/ 2003, on peut négliger les effets du 2^{ème} ordre (P- Δ) si la condition suivante est satisfaite : $\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,1$.

Avec :

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

V_k : effort tranchant d'étage k.

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

h_k : hauteur d'étage k.

- **Calcul dans le sens longitudinal (dans le sens x)**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	V_{kx} (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
Terrasse	3384,872	1,5805	789,72	334	0,0202823	Vérifié
Etage 10	10132,698	1,828	1851,2	340	0,02942856	Vérifié
Etage 9	16331,498	1,952	2665,32	340	0,03517852	Vérifié
Etage 8	22939,23	1,935	3369,6	340	0,03874383	Vérifié
Etage 7	29374,806	1,959	3926,24	340	0,04310758	Vérifié
Etage 6	36119,79	1,933	4427,13	340	0,04638482	Vérifié
Etage 5	42864,776	1,8935	4884,97	340	0,04886805	Vérifié
Etage 4	49609,762	1,805	5319,5	340	0,04951019	Vérifié
Etage 3	56354,738	1,667	5700,13	340	0,04847327	Vérifié
Etage 2	63209,44	1,4425	6045,48	340	0,04435964	Vérifié
Etage 1	70295,868	1,189	6316,86	340	0,03891629	Vérifié
Mezzanine	75996,488	0,889	6494,91	340	0,03059449	Vérifié
RDC	82588,608	0,204	6664,31	340	0,0074356	Vérifié
Sous-sol 1	88890,098	0,1005	6764,52	272	0,00485527	Vérifié

Tableau 3.5 : Vérification des effets de 2^{ème} ordre dans le sens longitudinal de la 1^{ère} variante.

Conclusion : on peut négliger les effets du 2^{ème} ordre dans le sens longitudinal.

- **Calcul dans le sens transversal (dans le sens y)**

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (cm)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
Terrasse	3384,872	0,8485	747,98	334	0,01149629	Vérifié
Etage 10	10132,698	1,2465	1843,31	340	0,02015302	Vérifié
Etage 9	16331,498	1,3635	2724,46	340	0,0240393	Vérifié
Etage 8	22939,23	1,4575	3528,94	340	0,02786533	Vérifié
Etage 7	29374,806	1,555	4199,67	340	0,03198978	Vérifié
Etage 6	36119,79	1,5935	4792,91	340	0,03531987	Vérifié
Etage 5	42864,776	1,639	5329,44	340	0,03877207	Vérifié
Etage 4	49609,762	1,6425	5810,29	340	0,04124733	Vérifié
Etage 3	56354,738	1,5945	6232,71	340	0,04240325	Vérifié
Etage 2	63209,44	1,481	6592,53	340	0,04176437	Vérifié
Etage 1	70295,868	1,3255	6870,5	340	0,039888	Vérifié
Mezzanine	75996,488	0,979	7031,05	340	0,03112269	Vérifié
RDC	82588,608	0,2745	7205,83	340	0,00925336	Vérifié
Sous-sol 1	88890,098	0,137	7321,54	272	0,00611509	Vérifié

Tableau 3.6 : Vérification des effets de 2^{ème} ordre dans le sens transversal de la 1^{ère} variante.

Conclusion : on peut négliger les effets du 2^{ème} ordre dans le sens transversal.

Donc, d'après les deux dernières conclusions **les effets du 2^{ème} ordre sont négligés dans les deux sens.**

3-2) Etude de la deuxième variante

3-2-1) La disposition des voiles

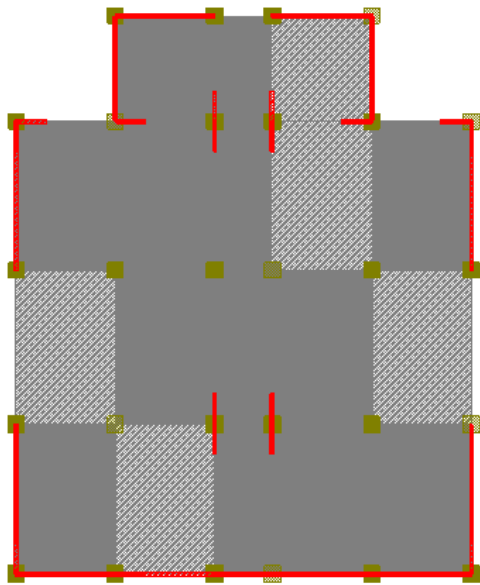


Figure 3.9 : Vue en plan de sous-sol1 et RDC.

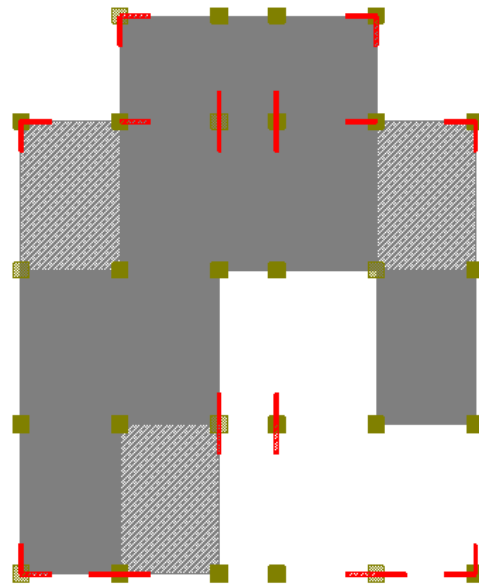


Figure 3.10 : Vue en plan de la mezzanine.

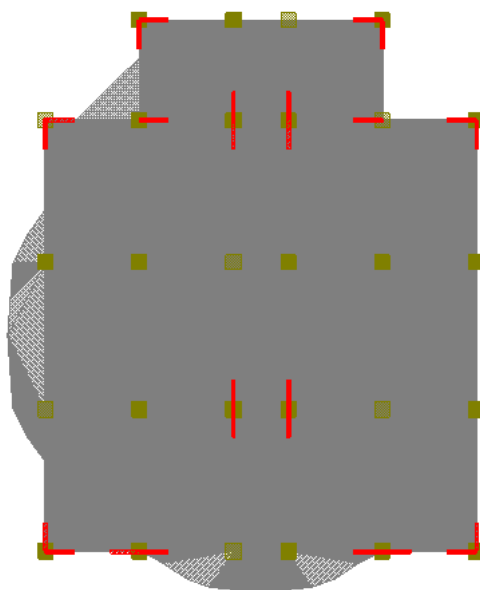


Figure 3.11 : Vue en plan de l'étage 1.

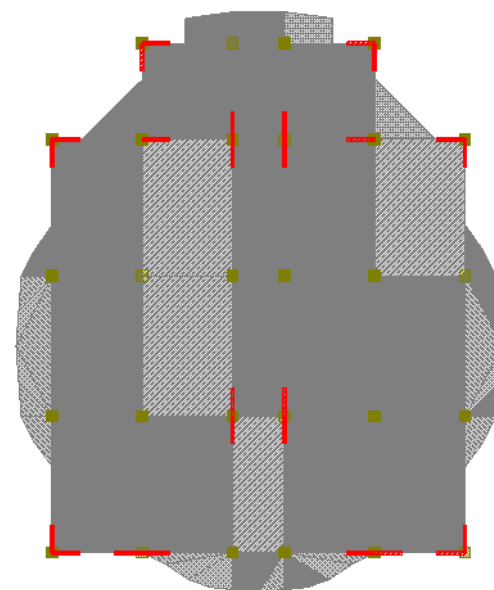


Figure 3.12 : Vue en plan de l'étage 2 et 8.

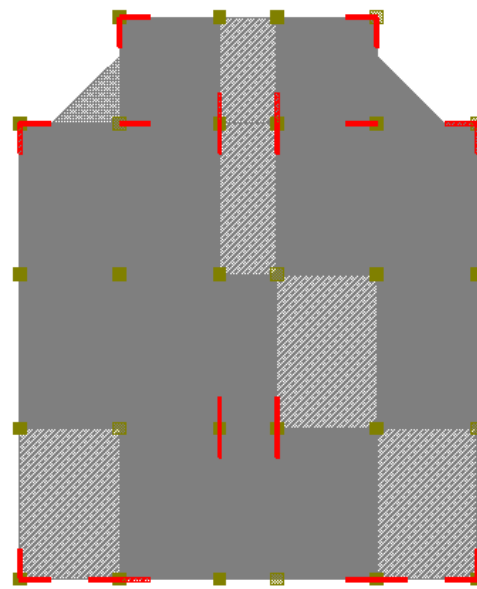
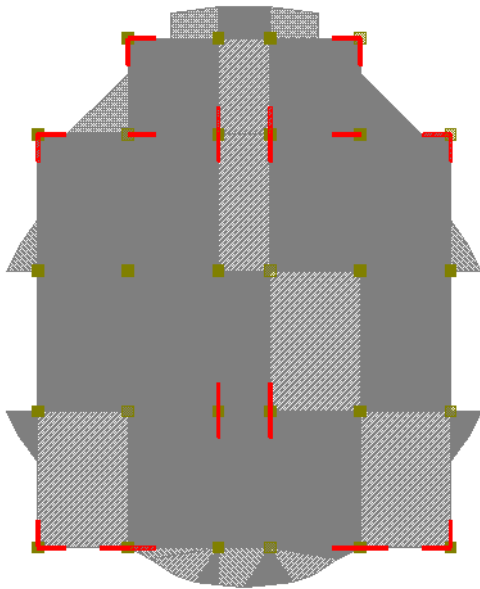


Figure 3.13 : Vue en plan de l'étage 3 à 7.

Figure 3.14: Vue en plan de l'étage 9.

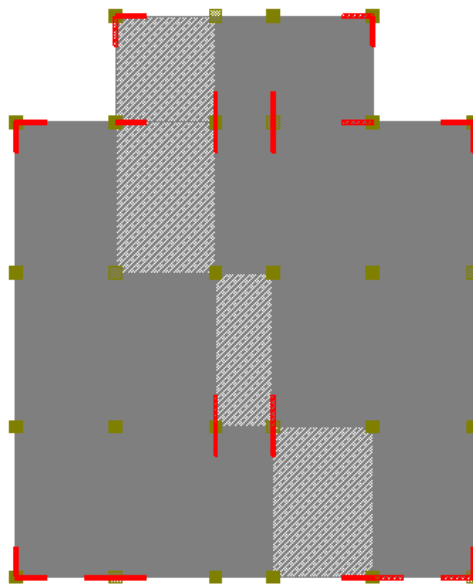


Figure 3.15 : Vue en plan de l'étage 10.

Remarque

- cette disposition ne respecte pas bien l'architecture de cet hôtel.
- Il n'existe pas des ouvertures dans ces voiles.

3-2-2) Calcul des forces sismiques à la base du bâtiment avec la méthode statique équivalente

On a les mêmes données que la première variante sauf le poids du bâtiment qui change, il devient égal à :

$$W_2 = 91567,82 + 0,2 \times 13835,04 = \mathbf{94334,828 \text{ KN.}}$$

$$\text{D'où: } V_x = 0,3 \times \mathbf{1,312} \times 1,2 \times 94334,828 / 5.$$

$$\mathbf{V_x = 8911,245 \text{ KN.}}$$

$$V_y = 0,3 \times \mathbf{1,407} \times 1,2 \times 94334,828 / 5.$$

$$\mathbf{V_y = 9556,495 \text{ KN.}}$$

3-2-3) Calcul des forces sismiques avec la méthode d'analyse modale spectrale**3-2-3-1) Caractéristiques dynamiques (périodes et facteurs de participation massique)**

Les résultats sont obtenus par le logiciel **ETABS** et ils sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	$U_x(\%)$	$U_y(\%)$	$R_z(\%)$	$\Sigma U_x(\%)$	$\Sigma U_y(\%)$	Nature de mouvement
1	1,425701	64,1712	0,0018	1,3442	64,1712	0,0018	Translation suivant X
2	1,195891	0,0049	66,3321	0,0681	64,1761	66,3339	Translation suivant Y
3	1,057885	1,2314	0,0473	63,7041	65,4074	66,3812	Rotation autour Z
4	0,43829	10,2797	0	0,2706	75,6871	66,3812	-
5	0,363428	0,0002	10,5607	0,001	75,6874	76,9419	-
6	0,327404	0,3113	0,0073	9,924	75,9987	76,9493	-
7	0,222331	4,4344	0,0002	0,1581	80,4331	76,9495	-
8	0,184618	0	4,5564	0,0039	80,4331	81,5058	-
9	0,167819	0,0534	0,0006	4,1486	80,4865	81,5064	-
10	0,140909	2,3293	0	0,0142	82,8158	81,5065	-
11	0,112901	0,0962	0,6264	1,5235	82,912	82,1328	-
12	0,112113	0,0272	2,2138	0,3254	82,9391	84,3466	-
13	0,102094	1,8942	0	0,0249	84,8334	84,3466	-
14	0,083421	0,0365	0,0086	2,0419	84,8699	84,3552	-
15	0,076202	0	2,3048	0,0004	84,8699	86,66	-
16	0,073965	2,3546	0,0004	0,0292	87,2245	86,6604	-
17	0,058726	0,1709	0,0621	2,07	87,3954	86,7225	-
18	0,056819	0,0179	2,297	0,046	87,4133	89,0195	-
19	0,054877	2,6738	0,0018	0,0033	90,087	89,0213	-
20	0,045501	0,0028	2,8354	0,0222	90,0898	91,8567	-

Tableau 3.7 : Périodes et facteurs de participation massique de la 2^{ème} variante.

Remarque

- Le premier mode est un mode de translation suivant X (le sens longitudinal de la structure) de période 1,425701 s, donc et d'après l'article 4.2.4.4 du RPA99/ 2003 : on a la période obtenue à partir des formules empiriques égale à 0,878 s donc : $1,3 T_x = 1,1414s < 1,425701 s$, donc **la période n'est pas vérifiée**.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant Y (le sens transversal de la structure) de période 1,195891 s, donc et d'après l'article 4.2.4.4 du RPA99/ 2003 : on a la période obtenue à partir des formules empiriques égale à 0,791 s donc $1,3 T_y = 1,0283s < 1,195891 s$, donc **la période n'est pas vérifiée aussi**.
- La torsion apparaît dans le troisième mode.

- Le facteur de participation massique atteint 90 % au mode 19 pour le sens X et au mode 20 pour le sens Y, et $T_{20} = 0,045501 \text{ s} < 0,2 \text{ s}$. Donc les conditions de l'article 4.3.4 du RPA99/ 2003 sont vérifiées.

Cette disposition de voiles ne respecte pas les conditions de RPA99/ 2003, donc elle est refusée.

3-3) Etude de la troisième variante

3-3-1) La disposition des voiles

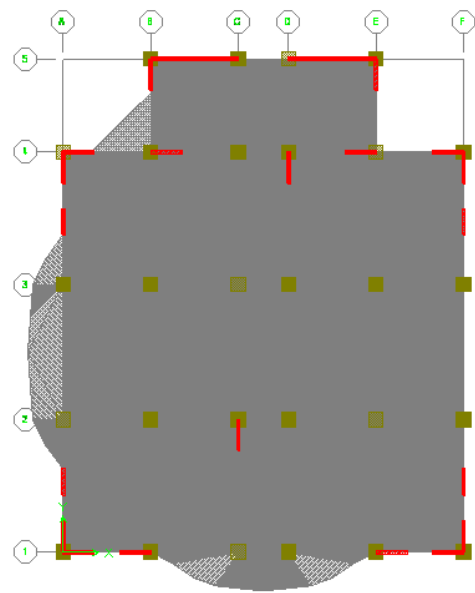
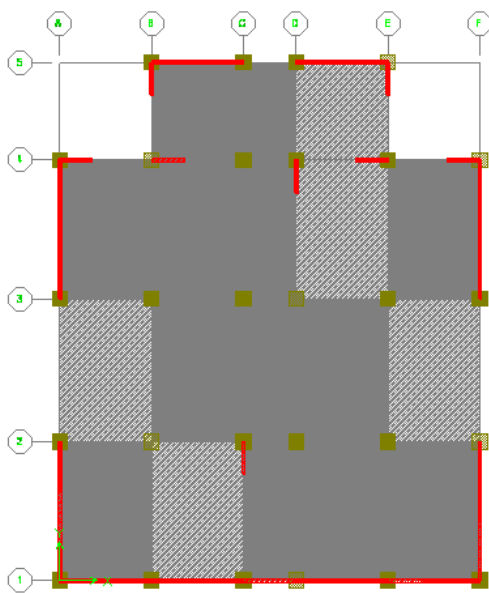


Figure 3.16 : Vue en plan de sous-sol 1 et RDC. **Figure 3.17:** Vue en plan de l'étage 1.

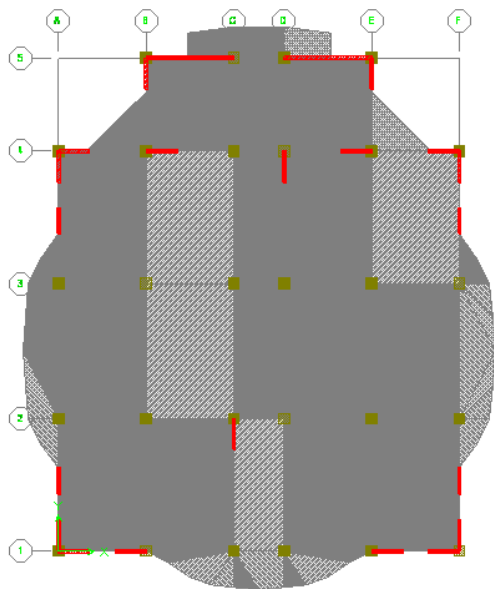


Figure 3.18 : Vue en plan de l'étage 2 et 8.

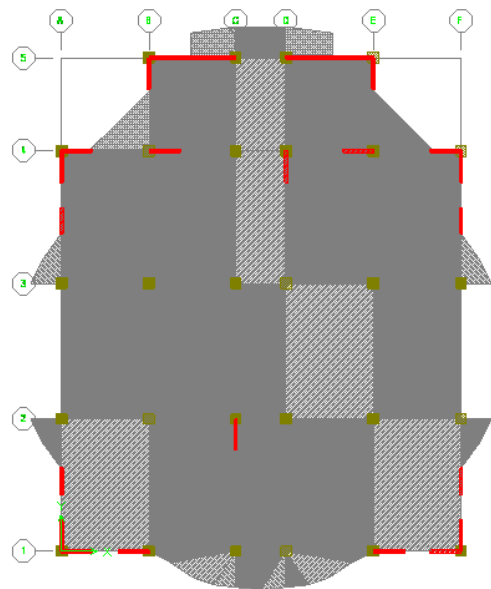


Figure 3.19 : Vue en plan de l'étage 3 à 7.

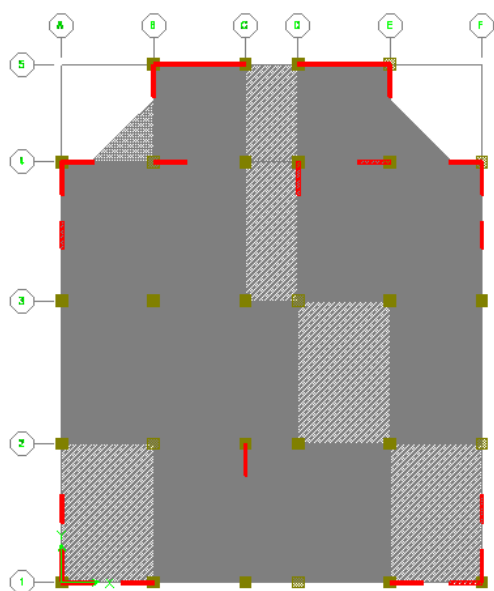


Figure 3.20 : Vue en plan de l'étage 9.

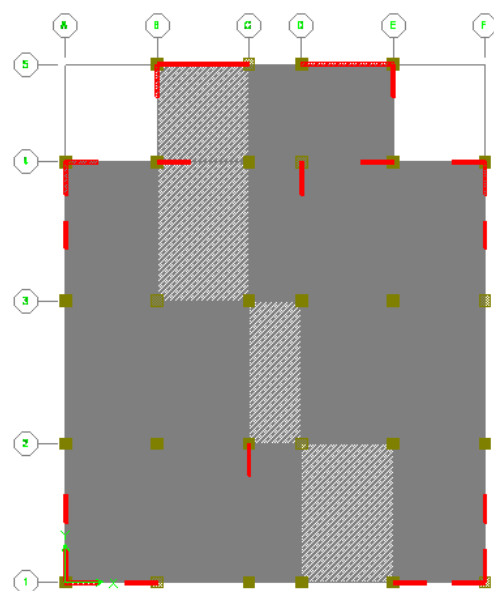


Figure 3.21 : Vue en plan de l'étage 10.

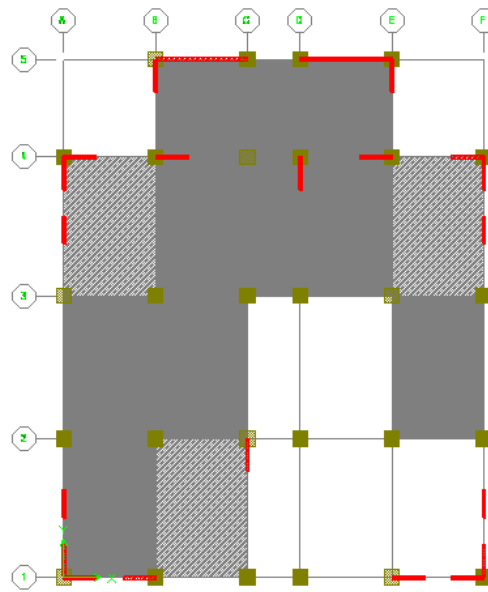


Figure 3.22: Vue en plan de la mezzanine.

Remarque

- Il n'existe pas des ouvertures dans ces voiles.

3-3-2) Calcul des forces sismiques à la base du bâtiment avec la méthode statique équivalente

On a les mêmes données que la première variante sauf le poids du bâtiment qui change, il devient égale a :

$$W_3 = 89127,12 + 0,2 \times 13835,04 = \mathbf{91894,128 \text{ KN.}}$$

$$D'où: V_x = 0,3 \times \mathbf{1,312} \times 1,2 \times 91894,128 / 5.$$

$$\mathbf{V_x = 8680,687 \text{ KN.}}$$

$$V_y = 0,3 \times \mathbf{1,407} \times 1,2 \times 91894,128 / 5.$$

$$\mathbf{V_y = 9309,243 \text{ KN.}}$$

3-3-3) Calcul des forces sismiques avec la méthode d'analyse modale spectrale

3-3-3-1) Caractéristiques dynamiques (périodes et facteurs de participation massique)

Les résultats sont obtenus par le logiciel **ETABS** et ils sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	Nature de mouvement
1	1,130622	57,7548	0,0274	7,5885	57,7548	0,0274	Translation suivant X
2	0,999632	0,0288	67,8693	0,0092	57,7836	67,8967	Translation suivant Y
3	0,649657	7,4678	0,0088	59,0713	65,2514	67,9055	Rotation autour Z
4	0,335187	10,7785	0,0108	1,2209	76,0299	67,9163	-
5	0,306228	0,0172	11,4248	0,0039	76,0471	79,3411	-
6	0,181454	1,4895	0,0027	12,2175	77,5366	79,3439	-
7	0,174168	5,2189	0	0,0781	82,7555	79,3439	-
8	0,161832	0,0004	4,1004	0,006	82,7558	83,4442	-
9	0,120505	1,2964	0,0019	0,58	84,0522	83,4461	-
10	0,105742	0,0001	2,4972	0,0048	84,0524	85,9433	-
11	0,087525	3,116	0,0001	0,1045	87,1684	85,9435	-
12	0,08521	0,6161	0,006	4,3049	87,7845	85,9494	-
13	0,076238	0,001	2,1163	0,0003	87,7855	88,0658	-
14	0,061669	1,3667	0,0078	0,5503	89,1523	88,0736	-
15	0,058914	0,0088	2,3559	0,0003	89,1611	90,4295	-
16	0,053381	2,0945	0,0014	1,5047	91,2555	90,4308	-
17	0,047433	0,0099	2,9128	0,0044	91,2654	93,3436	-
18	0,045651	0,8682	0,0292	1,3317	92,1336	93,3728	-
19	0,039443	0,0001	2,5869	0,0002	92,1337	95,9597	-
20	0,039306	2,5701	0,0001	0,0611	94,7038	95,9598	-

Tableau 3.8 : Périodes et facteurs de participation massique de la 3^{ème} variante.

Remarque

- Le premier mode est un mode de translation suivant X (le sens longitudinal de la structure) de période 1,130622 s, donc et d'après l'article 4.2.4.4 du RPA99/ 2003 : on a la période obtenue à partir des formules empiriques égale à 0,878 s donc : $1,3T_x = 1,1414 \text{ s} > 1,130622 \text{ s}$, donc **la période est vérifiée**.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant Y (le sens transversal de la structure) de période 0,999632 s, donc et d'après l'article 4.2.4.4 du RPA99/ 2003 : on a la période obtenue à partir des formules empiriques égale à 0,791 s donc $1,3T_y = 1,0283 \text{ s} > 0,999632 \text{ s}$, donc **la période est vérifiée**.

- La torsion apparait dans le troisième mode.
- Le facteur de participation massique atteint 90% au mode 16 pour le sens X et au mode 15 pour le sens Y, et $T_{20} = 0,039306 \text{ s} < 0,2 \text{ s}$. Donc les conditions de l'article 4.3.4 du RPA99/ 2003 sont vérifiées.
- Les voiles de la direction X reprennent 17,782 % des sollicitations dues aux charges verticales et les voiles de la direction Y reprennent 15,910 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques reprennent 31,896 % d'effort tranchant (à la base) dans le sens X, et 33,203 % dans le sens Y.

3-3-3-2) Comparaison entre les deux méthodes de calcul

On a dans le calcul précédent la résultante des forces sismiques à la base calculée par la méthode statique équivalente égale à : $V_x = 8680,687 \text{ KN}$ et $V_y = 9309,243 \text{ KN}$.

Et la résultante des forces sismiques à la base calculé avec la méthode d'analyse modale spectrale égale a : $V_x = 6144,60 \text{ KN}$ et $V_y = 7235,86 \text{ KN}$.

Donc : $V_x (\text{dynamique})/V_x (\text{statique}) = 70,785\%$ donc : $V_x (\text{dynamique}) < 80 \% V_x (\text{statique})$.

$V_y (\text{dynamique})/V_y (\text{statique}) = 77,728\%$ donc : $V_y (\text{dynamique}) < 80 \% V_y (\text{statique})$.

Donc d'après l'article 4.3.6 du RPA99/ 2003 on augmente tous les paramètres de la réponse avec un coefficient égale à 1,130 dans le sens X et 1,029 dans le sens Y.

3-3-3-3) Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_G (m)$	$Y_G(m)$	$X_{CR}(m)$	$Y_{CR}(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
Terrasse	11,2	14,229	11,116	19,793	0,084	-5,564
Etage 10	11,2	13,291	11,091	19,392	0,109	-6,101
Etage 9	11,2	13,64	11,072	19,537	0,128	-5,897
Etage 8	11,2	13,226	11,05	19,716	0,15	-6,49
Etage 7	11,2	13,29	11,023	19,891	0,177	-6,601
Etage 6	11,2	13,295	10,988	20,043	0,212	-6,748
Etage 5	11,2	13,301	10,941	20,17	0,259	-6,869
Etage 4	11,2	13,301	10,876	20,245	0,324	-6,944
Etage 3	11,2	13,301	10,787	20,2	0,413	-6,899
Etage 2	11,2	13,24	10,672	19,879	0,528	-6,639
Etage 1	10,888	13,189	10,597	18,823	0,291	-5,634
Mezzanine	10,313	15,152	10,853	15,369	-0,54	-0,217
RDC	11,2	13,472	11,191	8,605	0,009	4,867
Sous-sol 1	11,2	13,33	11,199	10,466	0,001	2,864

Tableau 3.9 : Centre de masse et centre de rigidité de la 3^{ème} variante.

3-3-3-4) Déplacement horizontal des niveaux

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{ekx} (cm)$	$\delta_{eky} (cm)$	$\delta_{kx} (cm)$	$\delta_{ky} (cm)$
Terrasse	4,693568	3,88962	23,46784	19,4481
Etage 10	4,531865	3,7088247	22,659325	18,5441235
Etage 9	4,134896	3,4807983	20,67448	17,4039915
Etage 8	3,820417	3,2174772	19,102085	16,087386
Etage 7	3,411357	2,9177295	17,056785	14,5886475
Etage 6	2,98094	2,5839219	14,9047	12,9196095
Etage 5	2,530635	2,2301517	12,653175	11,1507585
Etage 4	2,064171	1,8548754	10,320855	9,274377
Etage 3	1,590814	1,4647815	7,95407	7,3239075
Etage 2	1,127627	1,0700571	5,638135	5,3502855
Etage 1	0,691786	0,6820212	3,45893	3,410106
Mezzanine	0,300806	0,3330873	1,50403	1,6654365
RDC	0,077857	0,0861273	0,389285	0,4306365
Sous-sol 1	0,02373	0,0264453	0,11865	0,1322265

Tableau 3.10 : Le déplacement horizontal des niveaux de la 3^{ème} variante.

3-3-3-5) Justification vis-à-vis des déformations

Les résultats et les remarques sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	Δ (cm)	Observation
Terrasse	23,46784	19,4481	0,808515	0,9039765	3,34	Vérifié
Etage 10	22,659325	18,5441235	1,984845	1,140132	3,4	Vérifié
Etage 9	20,67448	17,4039915	1,572395	1,3166055	3,4	Vérifié
Etage 8	19,102085	16,087386	2,0453	1,4987385	3,4	Vérifié
Etage 7	17,056785	14,5886475	2,152085	1,669038	3,4	Vérifié
Etage 6	14,9047	12,9196095	2,251525	1,768851	3,4	Vérifié
Etage 5	12,653175	11,1507585	2,33232	1,8763815	3,4	Vérifié
Etage 4	10,320855	9,274377	2,366785	1,9504695	3,4	Vérifié
Etage 3	7,95407	7,3239075	2,315935	1,973622	3,4	Vérifié
Etage 2	5,638135	5,3502855	2,179205	1,9401795	3,4	Vérifié
Etage 1	3,45893	3,410106	1,9549	1,7446695	3,4	Vérifié
Mezzanine	1,50403	1,6654365	1,114745	1,2348	3,4	Vérifié
RDC	0,389285	0,4306365	0,270635	0,29841	3,4	Vérifié
Sous-sol 1	0,11865	0,1322265	0,11865	0,1322265	2,72	Vérifié

Tableau 3.11 : Les déplacements inter étage de la 3^{ème} variante.

Conclusion : les déplacements inter étage sont vérifiés.

3-3-3-6) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

- Calcul dans le sens longitudinal (dans le sens x)

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	V_{kx} (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
Terrasse	3802,852	0,808515	712,5893	334	0,01291849	Vérifié
Etage 10	10641,008	1,984845	1698,164	340	0,0365806	Vérifié
Etage 9	17037,478	1,572395	2507,0745	340	0,03142829	Vérifié
Etage 8	23820,78	2,0453	3277,7345	340	0,043718	Vérifié
Etage 7	30415,196	2,152085	3880,7364	340	0,0496086	Vérifié
Etage 6	37319,01	2,251525	4415,2377	340	0,05597239	Vérifié
Etage 5	44222,826	2,33232	4910,9235	340	0,06177213	Vérifié
Etage 4	51126,642	2,366785	5370,3815	340	0,06627077	Vérifié
Etage 3	58030,468	2,315935	5777,7691	340	0,06841374	Vérifié
Etage 2	65123,17	2,179205	6146,5333	340	0,06790855	Vérifié
Etage 1	72449,268	1,9549	6422,1516	340	0,06486331	Vérifié
Mezzanine	78413,038	1,114745	6602,7708	340	0,03893666	Vérifié
RDC	85511,078	0,270635	6816,7476	340	0,00998505	Vérifié
Sous-sol 1	91894,128	0,11865	6943,398	272	0,00577317	Vérifié

Tableau 3.12 : Vérification des effets de 2^{ème} ordre dans le sens longitudinal de la 3^{ème} variante.

Conclusion : on peut négliger les effets du 2^{ème} ordre dans le sens longitudinal.

- **Calcul dans le sens transversal (dans le sens y)**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (cm)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
Terrasse	3802,852	0,9039765	774,86787	334	0,01328289	Vérifié
Etage 10	10641,008	1,140132	1827,46284	340	0,01952587	Vérifié
Etage 9	17037,478	1,3166055	2706,87711	340	0,02437325	Vérifié
Etage 8	23820,78	1,4987385	3528,99666	340	0,02975443	Vérifié
Etage 7	30415,196	1,669038	4210,57539	340	0,03545982	Vérifié
Etage 6	37319,01	1,768851	4816,35798	340	0,04031101	Vérifié
Etage 5	44222,826	1,8763815	5371,09188	340	0,04543872	Vérifié
Etage 4	51126,642	1,9504695	5864,12694	340	0,05001545	Vérifié
Etage 3	58030,468	1,973622	6307,3584	340	0,05340644	Vérifié
Etage 2	65123,17	1,9401795	6677,68521	340	0,05565095	Vérifié
Etage 1	72449,268	1,7446695	6960,68079	340	0,05340926	Vérifié
Mezzanine	78413,038	1,2348	7111,65567	340	0,0400438	Vérifié
RDC	85511,078	0,29841	7311,48747	340	0,01026481	Vérifié
Sous-sol 1	91894,128	0,1322265	7445,69994	272	0,00599973	Vérifié

Tableau 3.13 : Vérification des effets de 2^{ème} ordre dans le sens transversal de la 3^{ème} variante.

Conclusion : on peut négliger les effets du 2^{ème} ordre dans le sens transversal.

Donc, d'après les deux dernières conclusions **les effets du 2^{ème} ordre sont négligés dans les deux sens.**

4) COMPARAISON ENTRE LES TROIS VARIANTES

Remarque

- la comparaison sera faite seulement entre la 1^{ère} et la 3^{ème} variante car la 2^{ème} variante est rejetée.

La comparaison entre les deux variantes est résumée dans le tableau suivant :

<i>Critère de comparaison</i>	<i>Variante 1</i>	<i>Variante 3</i>
<i>Période fondamentale (s)</i>	0,999	1,130
<i>Déplacement maximum dans le sens X (cm)</i>	20,378	23,46784
<i>Déplacement maximum dans le sens Y (cm)</i>	17,1375	19,4481
<i>Poids (KN)</i>	88890,098	91894,128
<i>Effort tranchant à la base dans le sens X (KN)</i>	6764,520	6943,398
<i>Effort tranchant à la base dans le sens Y (KN)</i>	7321,540	7445,700
<i>Effort tranchant que reprennent les portiques dans chaque niveau au minimum (%)</i>	35,909	31,896
<i>Charges verticales que reprennent les voiles (%)</i>	30,650	33,692

Tableau 3.14 : Comparaison entre la 1^{ère} et la 3^{ème} variante.

On remarque dans le tableau précédent que la variante 1 est meilleure que la variante 3 et l'architecture de l'hôtel est très bien respectée dans la variante 1 par rapport à la variante 3.

L'analyse précédente nous permet d'adopter la variante 1 comme conception final pour le dimensionnement du projet.

CHAPITRE 4 :
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

Pour qu'on soit en sécurité, il faut satisfaire simultanément les critères de résistance, stabilité, durabilité et l'aptitude au service.

L'objectif de ce chapitre est de définir les dimensions du ferrailage (les dimensions de coffrage sont définies dans le pré dimensionnement) de tous les éléments résistant de cette structure pour que les critères précédents soient vérifiés.

Remarque concernant la convention de signe

- Un effort normal positif correspond à une compression.
- Un moment fléchissant positif implique que les fibres inférieures sont tendues.

1) CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques du béton et d'acier sont détaillées dans l'introduction, et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	f_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	1,15	25	14,17	2,1	400	348
Accidentelle	1,15	1	25	18,48	2,1	400	400

Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

2) LES COMBINAISONS D' ACTIONS

2-1) Combinaisons du RPA99/2003

D'après l'article 5.2 du RPA99/2003 : l'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions sont les suivants :

- **G+Q+E.**
- **0,8G+E.**

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

2-2) Combinaisons du BAEL91 /99

2-2-1) Combinaison d'actions à l'ELU

D'après l'article A.3.3.2 du BAEL91/99 : la combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

- $1,35G+1,5Q+1,2(S \text{ ou } W)$.
- $G+1,5Q+1,2(S \text{ ou } W)$.
- $1,35G+1,5(S \text{ ou } W) +1,04Q$.
- $G+1,5(S \text{ ou } W) +1,04Q$.

Dans notre cas : **$1,35G+1,35Q$** .

2-2-2) Combinaison d'actions à l'ELS

D'après l'article A.3.3.3 du BAEL91/99 : la combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

- $G+Q+0,9(S \text{ ou } W)$.
- $G+(S \text{ ou } W) +0,8Q$.

Dans notre cas : **$G+Q$** .

Avec :

G : ensemble des actions permanentes.

Q : action d'exploitation (action variable).

W : action du vent (action variable).

S : action de la neige (action variable).

3) DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont soumis aux efforts normaux, moments fléchissant et efforts tranchants donc ils seront calculés en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable (généralement sous la combinaison accidentelle) avec un cas de fissuration jugée peu préjudiciable, et ils seront vérifiés à l'ELU de stabilité de forme.

3-1) Détermination des valeurs maximales des sollicitations

Le tableau suivant représente les sollicitations les plus défavorables sous chaque combinaison (on prend un exemple de poteau de section 80 x 80 (poteaux de sous-sol, RDC et mezzanine)).

	<i>ELU</i>	<i>G+Q+E_x</i>	<i>G+Q+E_y</i>	<i>0,8G+E_x</i>	<i>0,8G+E_y</i>
<i>N_{max} (KN)</i>	6130,14	6313,94	4829,03	5825,02	4276,41
<i>M_{cor} (KN.m)</i>	9,87	411,367	246,393	420,274	240,063
<i>N_{min} (KN)</i>	1470,19	-3098,61	-1260,62	-3522,48	-1717,14
<i>M_{cor} (KN.m)</i>	8,787	215,516	64,814	216,649	66,346
<i>M_{max} (KN.m)</i>	148,382	474,907	444,453	465,999	411,285
<i>N_{cor} (KN)</i>	2365,51	-2849,04	4214,01	-3337,97	3539,79
<i>V_{max} (KN)</i>	165,96	386,67	307,05	375,15	295,1

Tableau 4.2 : Sollicitations sous différentes combinaisons d'action.

3-2) Dimensionnement des armatures longitudinales

3-2-1) Les conditions de RPA99/2003

D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99/2003 :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est : 0,9% (zone3)
- Le pourcentage maximal est : 4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 ϕ (zone 3).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone3).

Remarque

- Les pourcentages minimaux et maximaux de chaque poteau de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Section min (cm ²)	Section max en zone courante (cm ²)	Section max en zone de recouvrement (cm ²)
Sous-sol2 → Etage1	80x80	57,6	256	384
Etage2 → Etage6	70x70	44,1	196	294
Etage7 → Terrasse	60x60	32,4	144	216

Tableau 4.3 : Sections d'acier réglementaires de tous les poteaux de la structure. .

3-2-2) Calcul des armatures longitudinales

On a l'exemple du poteau de RDC :

D'après le tableau des sollicitations (tableau 4.2), les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau suivant :

$N_{max}(KN)$	$M_{cor}(KN.m)$	$N_{min}(KN)$	$M_{cor}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{cor}(KN)$	$V_{max}(KN)$
6313,94	411,367	-3522,48	216,649	474,907	-2849,04	386,67
G+Q+Ex		0,8G+Ex		G+Q+Ex		G+Q+Ex

Tableau 4.4 : Les sollicitations les plus défavorables.

- **On remarque** que toutes les sollicitations défavorables sont sous combinaisons accidentelles.

On a les données suivantes :

- Section du poteau : 80x80 cm² (h = b = 0,8 m).
- L'enrobage des aciers : C = C' = 3cm.
- $\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelle) donc : $f_{bu} = 18,48$ MPa.
- $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle) donc : $f_{su} = 400$ MPa.

1^{er} cas : $N_{max} = 6313,94$ KN.

$$M_{cor} = 411,367 \text{ KN.m.}$$

Excentricité totale de calcul: $e = e_1 + e_2$.

Avec :

- $e_1 = e_i + e_a$.
- e_i : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales (avant application des excentricités additionnelles).

Dans notre cas $e_i = M/N = 411,364/6313,94 = 6,51$ cm.

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; l/250) = \text{Max}(2\text{cm} ; 1,36\text{ cm}) = 2$ cm.

Donc : **$e_1 = 8,51$ cm.**

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire si :

$l_f/h < \text{Max}(15 ; 20xe_1/h)$.

Dans notre cas : $l_f/h = 0,7 \times 3,4 / 0,8 = 2,975 < \text{Max}(15 ; 20xe_1/h) = 15$.

Donc les effets du second ordre peuvent être considérés de façon forfaitaire.

Donc : **$e_2 = 3l_f^2 (2 + \alpha\varphi) / 10^4 h = 0,74$ cm.**

D'où : **$e = 9,25$ cm.**

$M_{\text{corrigé}} = Nxe = 6313,94 \times 0,0925 = 584,039$ KN.m.

$M_{ua} = M_u + N_u (d-h/2) = 584,039 + 2020,461 = 2604,5$ KN.m.

→ $A = (0,337h - 0,81C') bhf_{bu} = 2901,212$ KN.m.

→ $B = N_u (d-C') - M_{ua} = 1752,119$ KN.m.

→ $C = (0,5h - C') bhf_{bu} = 1064,448$ KN.m.

On a : $A > B$, donc la section est partiellement comprimée.

$B > C$, donc on aura besoin de A_s et A_s' .

$A_s = [M_{ua} / Z - N_u] / \sigma_s$, et : $A_s' = (N_u - 0,8bf_{bu}) / \sigma_s'$.

- Le moment réduit : $\mu = M_{ua} / bd^2 f_{bu} = 0,443$ ($\mu_R < \mu = 0,443 < 0,48$, on est dans le domaine 2-b).
- La hauteur réduite : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,828$.
- $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.481$ m.
-

On a donc : $M_{ua}/Z - N_u = -899,179$ MPa < 0, donc : $A_s = [M_{ua}/Z - N_u] / \sigma_s < 0$.

On a aussi : $0,8 X = 0,518$ m.

$$\epsilon_s' = 3,34 \cdot 10^{-3} > \epsilon_{es} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ donc : } \sigma_s' = 400 \text{ MPa.}$$

Donc : $A_s' = (N_u - 0,8 b x f_{bu}) / \sigma_s' < 0$.

Il faut prendre le minimum calculé par la condition de non fragilité.

La condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \frac{e_0 - 0,45d}{e_0 - 0,185d}$.

Donc : $A_{\min} = 19,10 \text{ cm}^2$.

Et on a A_{\min} exigé par le RPA99/version 2003 égale à : $57,6 \text{ cm}^2$.

D'où on prend : **$A_s = 57,6 \text{ cm}^2$** .

2^{ème} cas : $N_{\min} = -3522,48 \text{ KN}$.

$$M_{\text{cor}} = 216,649 \text{ KN.m.}$$

On a : $GC = M/N = -6,15 \text{ cm} < 80/12 = 6,67 \text{ cm}$, donc le centre de pression se trouve dans le noyau central (et entre les deux traces d'armatures), d'où la section est entièrement tendue.

Donc : $A_1 = N_u e_{a2} / (d - C') \sigma_{10}$ et : $A_2 = N_u e_{a1} / (d - C') \sigma_{10}$.

Avec :

- e_{a1} : la distance entre le centre de pression est le centre de gravité des armatures supérieurs (Dans notre cas : $e_{a1} = 43,15 \text{ cm}$).
- e_{a2} : la distance entre le centre de pression est le centre de gravité des armatures inférieurs (Dans notre cas : $e_{a2} = 30,85 \text{ cm}$).

D'où : $A_1 = 3,94 \text{ cm}^2$, et $A_2 = 5,51 \text{ cm}^2$.

On a $A_1 + A_2 = 9,45 \text{ cm}^2 < A_{\min}(\text{RPA}) = 57,6 \text{ cm}^2$, donc on prend le min du RPA99/ 2003.

D'où : **$A_s = 57,6 \text{ cm}^2$** .

3^{ème} cas : $M_{\max} = 474,907 \text{KN.m.}$

$$N_{\text{cor}} = -2849,04 \text{KN.}$$

On a : $CG = M/N = -16,669 \text{cm.}$

Donc le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures, d'où la section est entièrement tendue.

On a : $e_{a1} = 53,699 \text{cm.}$

$$e_{a2} = 20,331 \text{cm.}$$

D'où : $A_1 = 2,10 \text{ cm}^2$, et : $A_2 = 5,543 \text{cm}^2$.

On a : $A_1 + A_2 = 7,643 \text{ cm}^2 < A_{\min}(\text{RPA}) = 57,6 \text{ cm}^2$, donc on prend le min du RPA99/2003.

D'où : **$A_s = 57,6 \text{cm}^2$** .

Conclusion

D'après les 3 cas précédent, on prend : **$A_s = 57,6 \text{cm}^2$** .

Et on adopte : **$20 \text{ HA } 20 = 62,84 \text{ cm}^2$** .

3-3) Dimensionnement des armatures transversales

3-3-1) Calcul des armatures transversales

D'après l'article 7.4.2.2 du RPA99/2003 : les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t/t = \rho_a V_u / h_1 f_e.$$

Avec :

- t: est l'espacement des armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : est la hauteur totale de la section brute.
- f_e : est la contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

On a les données suivantes :

- Dans la zone nodale (et en zone 3) : $t \leq 10\text{cm}$.

Dans la zone courante (et en zone 3) : $t' \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1)$ donc : $t' \leq 20\text{cm}$.

On prend : $t = 10\text{ cm}$ et $t' = 15\text{ cm}$.

- $\lambda_g = l_f/a = 0,7 \times 3,4 / 0,8 = 2,975 < 5$, donc : $\rho_a = 3,75$.
- $V_u = 386,67\text{ KN}$.
- $h_1 = 80\text{ cm}$.
- $f_e = 400\text{ MPa}$.

Donc : $A_t = 6,797\text{ cm}^2$.

Et on a : $\lambda_g = 2,975 < 3$, donc : $A_{t(\text{min})}/tb_1 = 0,8\%$ d'où : $A_{t(\text{min})} = 9,6\text{ cm}^2$.

$A_t = 6,797\text{ cm}^2 < A_{t(\text{min})} = 9,6\text{ cm}^2$, donc on prend: **$A_t = 9,6\text{ cm}^2$** .

On adopte : 8 HA 14 = $12,32\text{ cm}^2$ (4 cadres de $\phi 14$).

3-3-2) Vérification des sollicitations tangentes

On a d'après l'article 7.4.3.2 du RPA99/2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\rho_d f_{c28}$.

On a : $\lambda_g = 2,975 < 5$ donc : $\rho_d = 0,04$. D'où : $\tau_{bu(\text{max})} = 0,04 \times 25 = 1\text{ MPa}$.

D'après l'article A.5.1.1 du BAEL91/99, la contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par : $\tau_u = V_u/bd$

Donc : $\tau_u = 386,67 \times 10^{-3} / 0,8 \times 0,72 = 0,671\text{ MPa} < \tau_{bu(\text{max})}$, donc les sollicitations tangentes sont vérifiées.

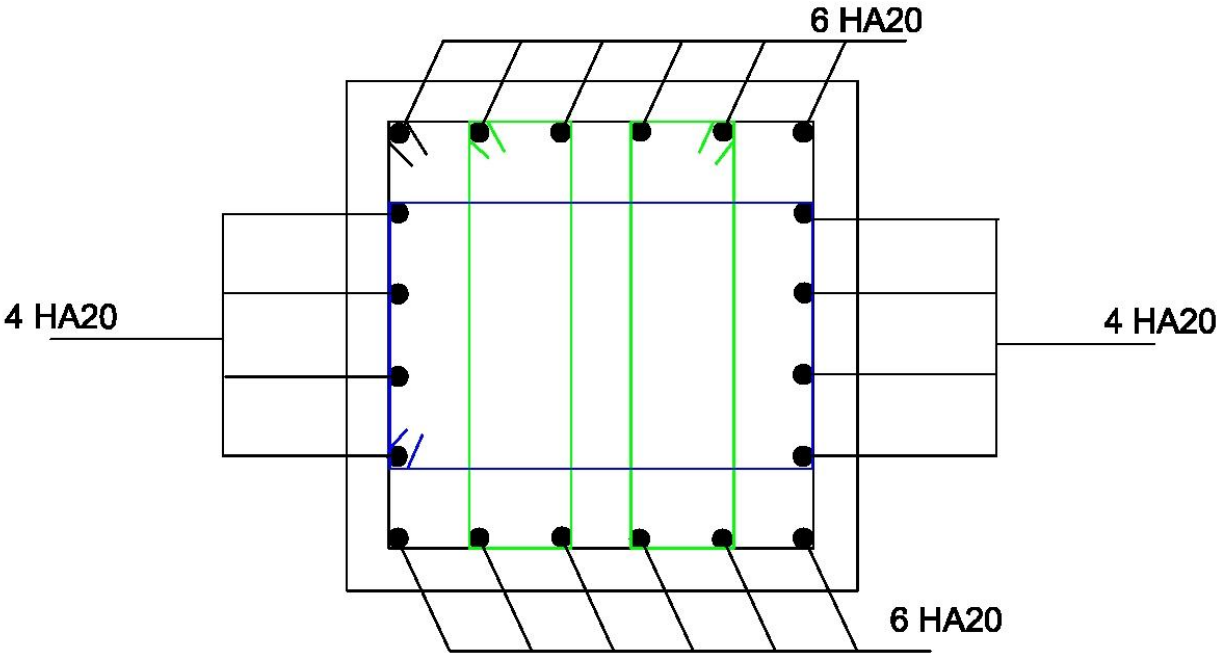


Figure 4.1 : coupe transversale du poteau 80 x 80.

4) DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le dimensionnement à l'ELU est généralement le critère prépondérant pour les conditions de fissuration peu préjudiciable, puis on fait une vérification à l'ELS.

On prend un exemple : la poutre de section 60x35 la plus sollicitée du RDC, la portée entre nus d'appuis égale à 7m (portée entre axe égale à 7,6m).

Les sollicitations sous les différentes combinaisons sont résumées dans le tableau suivant :

	<i>ELU</i>	<i>G+Q+Ex</i>	<i>0,8G+Qx</i>	<i>G+Q+Ey</i>	<i>0,8G+Qy</i>	<i>ELS</i>
<i>M (travée) max (KN.m)</i>	141,253	101,565	57,654	103,59	65,059	101,349
<i>M (appui) min (KN.m)</i>	-200,081	-155,623	-96,282	-191,805	-141,229	-143,566

Tableau 4.5 : les sollicitations sous différentes combinaisons.

D'après le tableau précédent (Tableau 4.5) on fait le dimensionnement des poutres sur travée et appuis sous la combinaison de l'ELU.

4-1) Dimensionnement en travée

4-1-1) Dimensionnement des armatures longitudinales

4-1-1-a) Les conditions de RPA99/2003

On a d'après l'article 7.5.2.1 du RPA99/ 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% en toute section. (Donc dans notre cas : $A_s(\min)=10,5\text{cm}^2$).
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante (Donc dans notre cas : $A_s(\max)=84\text{cm}^2$).
6% en zone de recouvrement (Donc dans notre cas : $A_s(\max)=126\text{cm}^2$).

4-1-1-b) La condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23bdf_{t28}/f_e = 2,282 \text{ cm}^2.$$

4-1-1-c) Dimensionnement des armatures longitudinales a l'ELU

On a les données suivantes :

$h = 0,6 \text{ m}$, $b = 0,35 \text{ m}$, $d = 0,9 h = 0,54 \text{ m}$ et $M_{ELU} = 0,141 \text{ MN.m}$.

Donc :

- Le moment réduit : $\mu_{ELU} = M_{ELU} / b d^2 f_{bu} = 0,0977$.
- La hauteur réduite : $\alpha_{ELU} = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{ELU}}) = 0,129$.

On a : $\mu_{ELU} = 0,129 < \mu_{AB} = 0,186$, donc on est dans le domaine 1 (on n'a pas besoin d'armatures comprimés et $\epsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$, donc : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$).

D'où la section d'acier soit supérieur ou égale à : $M_{ELU} / \sigma_{st} Z_{ELU}$.

Avec :

- $M_{ELU} = 0,141 \text{ MN.m}$.
- $\sigma_{st} = f_{su} = 348 \text{ MPa}$.
- $Z_{ELU} = d (1 - 0,4 \alpha_{ELU}) = 0,512 \text{ m}$.

Donc : $A_s \geq 7,913 \text{ cm}^2$.

On adopte : **6 HA 14 = 9,24 cm²**.

Armature de construction : $A_c = A_s / 4 = 2,31 \text{ cm}^2$.

On adopte : **3 HA 12 = 3,39 cm²**.

Remarque

- On a : $A_{s \text{ (min)}} = 10,5 \text{ cm}^2 < A_s = 9,24 + 3,39 = 12,63 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ (max)}} = 84 \text{ cm}^2$, donc la condition du RPA99/version 2003 est vérifiée.
- La condition de non fragilité est vérifiée ($A_{\text{min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 2,282 \text{ cm}^2 < A_s = 12,63 \text{ cm}^2$).

4-1-1-d) Vérifications à l'ELS**Remarque**

Dans notre cas les fissurations sont peu préjudiciables donc on ne limite pas les contraintes dans les armatures d'aciers (donc l'état limite d'ouverture de fissures est vérifié) et le critère d'état limite de déformation n'est généralement pas prépondérant en béton armé, donc il reste la vérification de l'état limite de compression du béton.

On a d'après l'article A.4.5.2 de BAEL91/99 :

La contrainte de compression dans le béton est limitée à $0,6f_{cj}$ ($\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj}$).

Dans notre cas : il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq 15\text{MPa}$.

On a:

$$\sigma_{bc(\max)} = M_{\text{ser}} y_1 / I_1.$$

Avec:

- y_1 (Position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée) : est la solution de : $\frac{1}{2} b y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0$.

On trouve : $y_1 = 18,103\text{cm}$.

- $I_1 = \frac{1}{3} b y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2$ (Le moment quadratique de la section).

On trouve : $I_1 = 275067,705 \text{ cm}^4$.

- $M_{\text{ELS}} = 101,349 \text{ KN.m}$.

D'où: $\sigma_{bc(\max)} = 6,67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$.

Donc l'état limite de compression de béton est vérifié.

4-1-2) Dimensionnement des armatures transversales**Remarque**

- Tous les calculs sont menés à l'ELU.

4-1-2-a) Conditions de RPA99/2003

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/2003 :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t=0,003.s.b.$

Donc dans notre cas : $A_t / s_t \geq 0,105 \text{ cm.}$

- En dehors de la zone nodale, l'espacement maximum entre les armatures transversales soit inférieur ou égale à $h/2$ ($s_t \leq h/2$).

Donc dans notre cas : $s_t \leq 30\text{cm.}$

4-1-2-b) Contrainte tangente conventionnelle

D'après l'article A.5.1.1 du BAEL91/ 99, la contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par : $\tau_u = V_u / b d.$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant à l'ELU (Dans notre cas $V_u = 199,9\text{KN}$).
- b : la largeur de la section (Dans notre cas $b = 35 \text{ cm}$).
- d : position des aciers tendus ($d=0,9h$, dans notre cas $d=54\text{cm}$).

D'où : $\tau_u = 1,058\text{MPa.}$

4-1-2-c) ELU du béton

D'après l'article A.5.1.21 du BAEL91/ 99, la contrainte tangente conventionnelle τ_u doit vérifier dans le cas où les armatures transversales sont droites et en fissuration peu préjudiciable (Notre cas) la condition suivante :

$$\tau_u \leq \text{Min} \{0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}\}.$$

Donc il faut que $\tau_u \leq \text{Min} \{3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa.}$

On : $\tau_u = 1,058 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.}$

D'où la condition est vérifiée.

4-1-2-d) ELU des armatures

D'après l'article A.5.1.23 du BAEL91/ 99, le rapport de la section A_t sur l'espacement s_t des armatures transversales doit vérifier l'inégalité suivante :

$$A_t / b s_t \geq \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k) / 0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha).$$

Avec:

- b : la largeur de la section (Dans notre cas $b=35\text{cm}$).
- f_e : la limite d'élasticité garantie des armatures transversales (Dans notre cas $f_e=400\text{MPa}$).
- γ_s : le coefficient de sécurité partiel sur les armatures (Dans notre cas $\gamma_s=1,15$).
- α : l'angle d'inclinaison des armatures transversales (Dans notre cas les armatures transversales sont droites donc $\alpha=90^\circ$).
- f_{tj} : la résistance caractéristique du béton a la traction (Dans notre cas $f_{t28}=2,1\text{MPa}$).
- k : un coefficient qui vaut 1 dans notre cas (cas de la flexion simple).

Donc : $A_t/s_t \geq 0,0479\text{cm}$.

Remarque

- On prend : $A_t/s_t \geq 0,105\text{cm}$ pour que la condition du RPA99/2003 soit vérifiée.

4-1-2-e) Dispositions constructives

D'après l'article A.5.1.22 du BAEL91/révisée 99, il faut vérifier que :

$$s_t \leq \text{Min} \{0,9d ; 40\text{cm}\} \text{ et } A_t f_e / b s_t \geq 0,4 \text{ MPa}.$$

Donc : $s_t \leq \text{Min} \{48,6\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 40\text{cm}$.

$$\text{Et : } A_t / s_t \geq 0,035 \text{ cm}.$$

Et d'après l'article A.7.2.2 du BAEL91/ 99, le diamètre des aciers transversaux doit vérifier :

$$\phi_t \leq \text{Min} \{ \phi_l ; h/35 ; b/10 \}$$

Donc : $\phi_t \leq \text{Min} \{ 14 \text{ mm} ; 17,143 \text{ mm} ; 35\text{mm} \} = 14 \text{ mm}$.

4-1-2-f) Conclusion

Le dimensionnement des armatures transversales est fait d'une façon à vérifier toutes les conditions décrites précédemment et elles sont résumés dans les points suivants :

- $s_t \leq 30\text{cm}$.
- $A_t/s_t \geq 0,105\text{cm}$.
- $\phi_t \leq 14\text{mm}$.

Soit : en zone courante : $s_t = 20\text{cm}$.

En zone nodale : $s_t = 10\text{cm}$.

Donc : $A_t \geq 2,1\text{ cm}^2$.

On adopte : **3 HA 10 = 2,36 cm²** (Un cadre et un épingle de $\phi 10$).

Le croquis de ferrailage est comme suit :

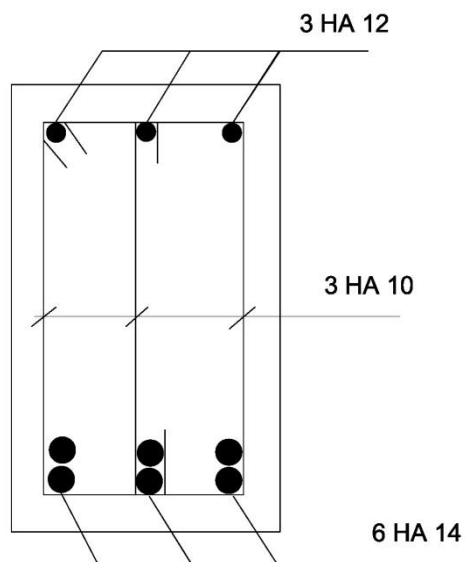


Figure 4.2 : Coupe transversale en travée de la poutre.

4-2) Dimensionnement en appuis**4-2-1) Dimensionnement des armatures longitudinales****Remarque**

- Les conditions de RPA99/2003 sont les mêmes que les conditions de dimensionnement en travée (même pour la condition de non fragilité).

4-2-1-a) Dimensionnement des aciers longitudinaux a l'ELU

On a les données suivantes :

$h = 0,6 \text{ m}$, $b = 0,35 \text{ m}$, $d=0,9h=0,54 \text{ m}$ et $M_{ELU} = -0,2 \text{ MN.m}$ (Fibres supérieures tendues).

Donc:

- Le moment réduit : $\mu_{ELU} = M_{ELU} / bd^2 f_{bu} = 0,138$.
- La hauteur réduite : $\alpha_{ELU} = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{ELU}}) = 0,186$.

On a : $\mu_{ELU} = 0,138 < \mu_{AB} = 0,186$, donc on est dans le domaine 1 (on n'est pas besoin d'armatures comprimés et $\epsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$, donc : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$)

D'où la section d'acier soit supérieur ou égale à : $M_{ELU} / \sigma_{st} Z_{ELU}$.

Avec :

- $M_{ELU} = 0,2 \text{ MN.m}$.
- $\sigma_{st} = f_{su} = 348 \text{ MPa}$.
- $Z_{ELU} = d (1 - 0,4 \alpha_{ELU}) = 0,500 \text{ m}$.

Donc : $A_s \geq 11,494 \text{ cm}^2$.

On adopte : **6 HA 16 = 12,06 cm²**.

Armature de construction : $A_c = A_s / 4 = 3,015 \text{ cm}^2$.

On adopte : **3 HA 12 = 3,39 cm²**.

Remarque

- On a : A_s calculé est supérieur à $A_{s (min)}$ et inférieur à $A_{s (max)}$ exigé par RPA99/ 2003 (condition vérifiée).
- La condition de non fragilité est vérifiée ($A_{min} = 2,282 \text{ cm}^2 < A_s = 12,06 + 3,39 = 15,45 \text{ cm}^2$).

4-2-1-b) Vérifications à l'ELS :**Remarque**

On vérifie seulement l'état limite de compression du béton.

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$.

On a :

$$\sigma_{bc(\max)} = M_{\text{ser}} y_1 / I_1.$$

Avec :

$$\text{➤ } y_1 \text{ est la solution de : } \frac{1}{2} b y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0.$$

$$\text{On trouve : } y_1 = 19,016 \text{ cm.}$$

$$\text{➤ } I_1 = \frac{1}{3} b y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2.$$

$$\text{On trouve : } I_1 = 301623,935 \text{ cm}^4.$$

$$\text{➤ } M_{\text{ELS}} = -143,566 \text{ KN.m.}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc(\max)} = 9,051 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} .$$

Donc l'état limite de compression de béton est vérifié.

4-2-1-c) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des Appuis de rives

→ **Vérification des armatures longitudinales inférieures vis à vis de l'effort tranchant**

L'effort tranchant sur appuis est équilibré par les armatures longitudinales inférieures si :

$$A_s \geq V_u / f_{su}.$$

$$\text{On a : } V_u / f_{su} = 0,2/348 = 5,744 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \leq 10,65 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

D'où l'effort tranchant sur appuis est équilibré par les armatures longitudinales inférieures.

→ **Vérification de l'effort tranchant**

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante : $V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$.

Avec : $a = l_a - 2\text{cm}$ (l_a est la longueur d'ancrage).

On adopte un crochet à 90° , donc : $l_a = l_s - 25 \phi_l$.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.

l_s : longueur de scellement droit telle que :

$$l_s = 35 \times \phi_l = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } l_a = 49 - 25 \times 1,4 = 14 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } a = 12 \text{ cm.}$$

La longueur « l_a » doit vérifier la condition suivante:

$$3,75V_u/bf_{c28} \leq a \leq 0,9d, \quad 8,571 \text{ cm} < a = 12 \text{ cm} < 48,6 \text{ cm} \text{ (condition vérifiée).}$$

$$\text{Donc : } V_u = 0,2 \text{ MN} < 0,28 \text{ MN.}$$

D'où l'effort tranchant est vérifié.

Le croquis de ferrailage est comme suit :

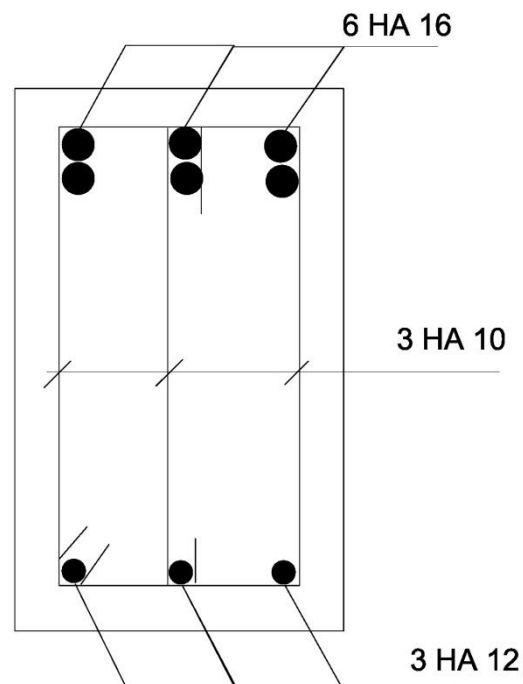


Figure 4.3 : Coupe transversale sur l'appui de la poutre.

5) DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le comportement des voiles est similaire au comportement d'une console verticale, encastree en pied dans ses fondations et soumise à des charges concentrées à chaque plancher.

Les voiles sont soumis à un effort normal, un moment fléchissant et un effort tranchant, donc ils seront calculés en flexion composée et à l'effort tranchant.

Le ferrailage des voiles comprendra des aciers verticaux, des aciers horizontaux et des aciers transversaux.

➤ *Aciers verticaux*

La disposition des aciers verticaux se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/ 2003 décrites comme suit :

- L'effort de traction engendré dans une partie du 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.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

➤ **Acier horizontaux**

Les aciers horizontaux parallèles aux faces du mur sont disposés sur chacune des faces entre les aciers verticaux et la paroi de coffrage la plus voisine.

Ils doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

➤ **Règles communes selon le RPA99/ 2003**

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

* $S \leq 1,5e$.

* $S \leq 30 \text{ cm}$.

Avec : e est l'épaisseur du voile.

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

➤ Le diamètre ϕ_t des épingles est :

* $\phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.

* $\phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

* 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

* 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Dans notre structure on a deux types de voiles (voiles pleines et voiles avec ouvertures).

5-1) Voile plein

5-1-1) Calcul des armatures verticales

On utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l'/3).$$

Avec:

- l' : Largeur de la zone comprimée.
- h_e : Hauteur entre nue de planchers.

On prend le voile le plus sollicité (au niveau de RDC et dans le sens longitudinal).

- $L = 1,5 \text{ m}$.
- $I = (0,2 \times 1,5^3)/12 = 0,05625 \text{ m}^4$.
- $\Omega = 1,5 \times 0,2 = 0,3 \text{ m}^2$.
- $v = 0,75 \text{ m}$.
- $M_{\max} = 474,327 \text{ KN.m}$.
- $N_{\text{cor}} = -425,82 \text{ KN}$.

Donc : $\sigma_1 = N/\Omega + Mv/I = 4,905 \text{ MPa}$.

$$\sigma_2 = N/\Omega - Mv/I = -7,744 \text{ MPa}.$$

➤ Calcul de l'

On a : $l_t = L (\sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2)) = 0,918 \text{ m}$, donc : $l' = L - l_t = 0,582 \text{ m}$, (l_t est la largeur tendue).

D'où : $d \leq \min (1,6 \text{ m} ; 0,388 \text{ m}) = 0,388 \text{ m}$, on prend $d = 0,3 \text{ m}$.

Donc le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur $0,3 \text{ m}$.

Remarque

- Pour le ferrailage de notre voile, on va amener les calculs pour la bande la plus sollicitée et on va généraliser ce ferrailage pour les autres bandes.

On a : $\text{tg } \alpha = \sigma_2 / l_t = 7,744 / 0,918 = 8,436$.

Et : $\text{tg } \alpha = \sigma'_2 / (l_t - d) = \sigma'_2 / 0,618 = 8,436$ donc : $\sigma'_2 = -5,213$ MPa.

On a : $\sigma_2' = N_1 / \Omega' + M_1 v' / I'$.

Et : $\sigma_2 = N_1 / \Omega' - M_1 v' / I'$.

Avec : $\Omega' = 0,3 \times 0,2 = 0,06 \text{ m}^2$.

$v' = 0,15 \text{ m}$.

$I' = (0,2 \times 0,3^3) / 12 = 4,5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

D'où : $N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') = -388,71 \text{ KN}$.

$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) = 3,797 \text{ KN.m}$.

$e_0 = M_1 / N_1 = 3,797 / -388,71 = -4,28 \text{ cm}$, ($e_0 = -4,28 \text{ cm} < d/6 = 5 \text{ cm}$) donc la section est entièrement tendue.

Donc : $A_s = A_1 + A_2$.

Avec :

- $A_1 = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e$.
- $A_2 = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e$.
- $e_1 = d/2 - e_0 - c = 7,72 \text{ cm}$, ($c = c' = 3 \text{ cm}$).
- $e_2 = h/2 + e_0 - c' = 16,28 \text{ cm}$.

Donc :

$A_1 = 6,592 \text{ cm}^2$.

$A_2 = 3,126 \text{ cm}^2$.

D'où : $A_s = 9,718 \text{ cm}^2 / \text{bande}$.

Donc : $A_s = 32,393 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

La largeur de notre voile est 1,5 m, donc on est besoin de : $48,59 \text{ cm}^2$ d'aciers verticaux.

- $A_s = 24,295 \text{ cm}^2 / \text{face}$.

On a d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ 2003 : l'espacement des barres verticales doit être inférieur à 1,5 e et 30 cm : $s \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$.

On prend : $s = 15$ cm en zone courante.

$s = 7,5$ cm en zone d'about.

On adopte : **6 HA16** en zone d'about ($6.03 \times 2 = 12,06 \text{ cm}^2$).

8 HA14 en zone courante ($6,16 \times 2 = 12,32 \text{ cm}^2$)

Le voile est symétrique donc le ferrailage sera fait pour la moitié :

Donc pour $l = L/2 = 0,75$ m, on a : **3 HA16** en zone d'about (6.03 cm^2).

4 HA14 en zone courante ($6,16 \text{ cm}^2$).

Vérification :

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ 2003 : le pourcentage minimum d'armatures verticales de voile est : globalement dans la section du voile 0,15 %.

En zone courante : 0,10 %.

On a les données suivantes :

- L'aire de la section verticale de voile est : $1,5 \times 0,2 = 0,3 \text{ m}^2 = 3000 \text{ cm}^2$.
- L'aire globale de la section verticales d'aciers est : $2 \times (12,06 + 12,32) = 48,76 \text{ cm}^2$.
- L'aire globale de la section verticale d'aciers en zone courante est : $2 \times 12,32 = 24,64 \text{ cm}^2$.

Donc :

- Le pourcentage d'armatures globales verticales dans la section du voile est : $48,76 / 3000 = 1,625\% > 0,15 \%$.
- Le pourcentage d'armatures verticales en zone courante dans la section du voile est : $24,64 / 3000 = 0,821\% > 0,10 \%$.

Donc les conditions sont vérifiées.

5-1-2) Calcul des armatures horizontales

- **Vérification des voiles a l'effort tranchant**

D'après l'article 7.7.2 du RPA99/2003, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \tau_{b(\max)} = 0,2 f_{c28}$.

Avec : $\tau_b = 1,4 V / b d$ (b : l'épaisseur du voile, d : hauteur utile ' $d = 0,9 h$ ').

On a les données suivantes :

- $V = 391,96 \text{ KN} = 0,39196 \text{ MN}$.
- $b = 0,2 \text{ m}$.
- $d = 0,9 h = 0,9 \times 1,5 = 1,35 \text{ m}$.

Donc : $\tau_b = 1,4 V / b d = 2,032 \text{ MPa} < \tau_{b(\text{max})} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$.

D'où la condition est vérifiée.

- **Calcul des armatures horizontales**

On calcul la section des armatures horizontales par la relation :

$$A_t / b s_t \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj} K) / 0,8 f_e.$$

On a les données suivantes :

- b (épaisseur du voile) = 0,2 m.
- s_t (espacement d'armatures horizontales) $\leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, on prend : $s_t = 20 \text{ cm}$.
- $\tau_u = 2,032 \text{ MPa}$.
- $K = 0$ (On n'a pas de reprise de bétonnage).
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Donc: $A_t \geq 2,54 \text{ cm}^2$, $A_t \geq 1,27 \text{ cm}^2/\text{face}$.

On adopte : **1 HA 14 = 1,54 cm²** par face.

Le croquis de ferrailage est comme suit :

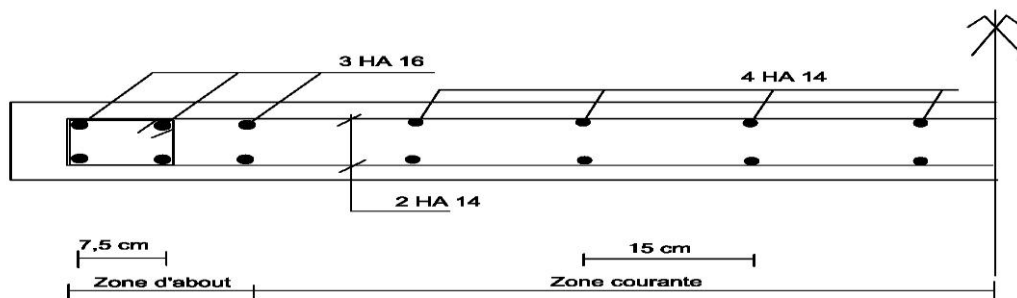


Figure 4.4 : coupe transversale d'un voile plein.

5-2) Voile avec ouverture

Dans ce cas, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture, pour renforcer cette partie, on dispose un linteau.

Remarque

Un voile avec ouverture est composé de trumeau et d'un linteau, le trumeau est calculé comme un voile plein, Le linteau est dimensionné comme une poutre bi encastrée a ses extrémités.

Calcul du linteau

On prend l'exemple d'ouverture de type fenêtre et dans le sens X (sens longitudinal, la direction où les forces sismiques sont maximales).

Le linteau dans ce cas a les dimensions suivantes :

- $b = 0,2$ m (épaisseur du linteau).
- $l = 1,4$ m (portée du linteau).
- $h = 1$ m (hauteur du linteau, donc : $d = 0,9$ h = 0,9 m).

Et il est sollicité par les sollicitations maximums suivantes :

- $V_{\max} = 572,74$ KN.
- $M_{\text{droite}} = 264,541$ KN.m.
- $M_{\text{gauche}} = 280,866$ KN.m.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement dans le linteau**

D'après l'article 7.7.2 du RPA99/2003, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \tau_{b(max)} = 0,2 f_{c28}$.

Avec :

- $\tau_b = 1,4 V / b d = 4,455 \text{ MPa}$.
- $\tau_{b(max)} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$.

Donc : $\tau_b = 4,455 \text{ MPa} < \tau_{b(max)} = 5 \text{ MPa}$.

D'où la contrainte de cisaillement dans le béton (du linteau) est vérifiée.

- **Ferraillage des linteaux**

On a : $\tau_b = 4,455 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$, donc d'après l'article 7.7.3 du RPA99/2003, on est dans le deuxième cas.

D'après l'article 7.7.3.2 du RPA99/2003, il y a lieu de disposer :

Les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante suivant les minimums règlementaires.

Les efforts M et V sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

→ Ferraillage longitudinale inférieur (A_I) et supérieur (A'_I) :

$$A_I, A'_I \geq 0,0015 bh \quad \text{donc : } A_I, A'_I \geq 3,15 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **2 HA 14 = 3,08 cm²**.

→ Ferraillage transversal :

$$\text{On a : } \tau_b = 4,455 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa, donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b s_t.$$

s_t : Espacement des armatures transversales.

$$\text{On a : } s_t \leq h/4 \text{ donc } s_t \leq 25 \text{ cm.}$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$ donc : $A_t \geq 1 \text{ cm}^2$.

On adopte: **2 HA 8 = 1,01 cm²**.

→ Ferrailage en zone courante :

On a : $A_c \geq 0,002 bh = 4 \text{ cm}^2$.

On adopte : **4 HA 12 = 4,52 cm²**.

→ Ferrailage diagonale :

On a: $A_D = V / (2 f_e \sin \alpha)$

Et : $\tau_b = 4,455 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$ donc : $A_D \geq 0,0015 bh = 3 \text{ cm}^2$.

On a les données suivantes :

$V = 572,74 \text{ KN}$.

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

$\text{tg } \alpha = (h - 2d')/l$ donc : $\alpha = 33,87^\circ$.

Donc : $A_D = 12,83 \text{ cm}^2$.

On adopte : **2 HA 25 + 2 HA 14 = 12,9 cm²**.

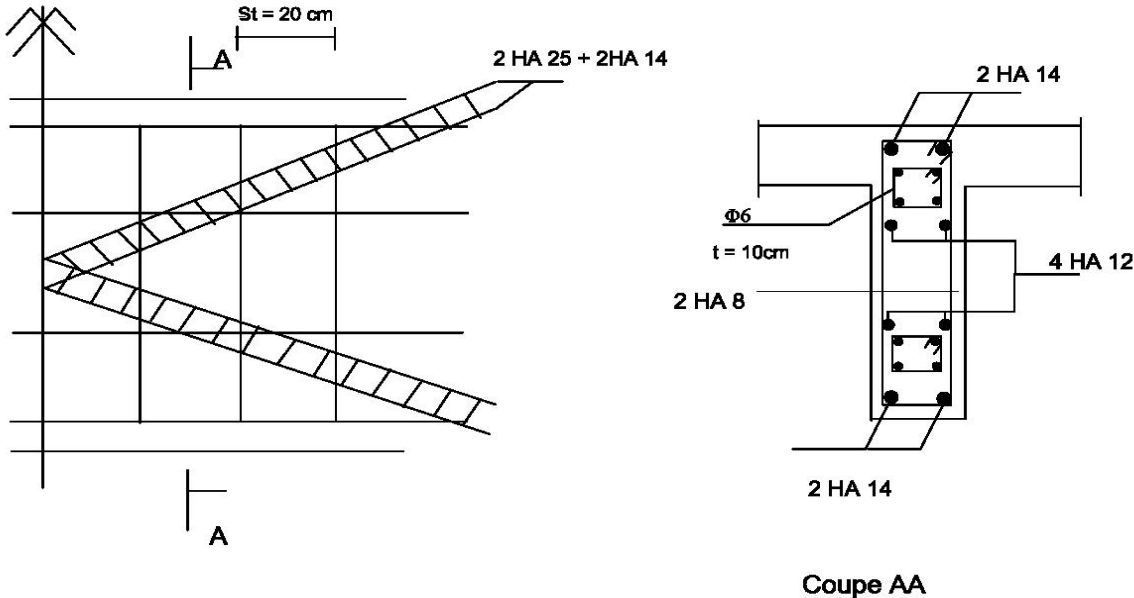


Figure4.5 : Armatures de linteaux.

CHAPITRE 5 :
ETUDE DES
FONDATIONS

La fondation établit le lien entre la structure et le sol, donc c'est la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et la bonne réalisation en découle la bonne tenue de l'ouvrage.

1) CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Dans le domaine du génie civil, il existe 3 types de fondations : fondations superficielles, profondes et spéciales, comme on a le taux de travail admissible du sol d'assise égale à 2 bars, on choisit en premier lieu des fondations superficielles.

Il existe aussi 3 types de fondations superficielles : semelles isolés, semelles filantes et radier général, on se propose en premier temps des semelles filantes.

2) ETUDE DU CAS DES SEMELLES FILANTES

On admet que les semelles filantes sont les fondations de notre bâtiment si la surface des semelles est inférieure à 50 % de la surface total du bâtiment.

On a :

$$S_{\text{semelles}} = N / \sigma_{\text{sol}}$$

Avec : S_{semelles} : la surface totale des semelles

N : l'effort normal total a la base de la structure.

σ_{sol} : la contrainte admissible du sol.

Et on a les données suivantes :

- $N_{\text{ELS}} = 99958,13 \text{ KN}$.
- $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$.

Donc : $S_{\text{semelles}} = 499,79 \text{ m}^2$.

Et on a : $S_{\text{bâtiment}} = 592,53 \text{ m}^2$.

On a : $S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} = 84,35 \% > 50 \%$, donc il y'a un risque de rupture de la bande du sol situé entre deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture.

Donc on adopte un radier général comme une fondation de notre bâtiment.

3) ETUDE DU RADIER

Le fonctionnement du radier est comme un plancher renversé soumis à la réaction du sol et au poids propre du radier, les appuis de ce plancher sont les poteaux de la structure.

3-1) Pré dimensionnement du radier

3-1-1) La hauteur totale du radier

La hauteur totale du radier sera déterminée pour que les 3 conditions suivantes soient vérifiées.

3-1-1-a) La condition d'épaisseur minimale

La hauteur minimum du radier est 25 cm.

3-1-1-b) La condition forfaitaire

$$L_{\max}/8 \leq h \leq L_{\max}/5$$

Dans notre cas : $L_{\max} = 7,6$ m, donc : $95 \text{ cm} \leq h \leq 152 \text{ cm}$.

3-1-1-c) La condition de rigidité

Le radier est rigide lorsqu'il vérifie : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq 2 L_{\max} / \pi$.

Avec : L_e : la longueur élastique.

E : module de déformation longitudinale différée.

I : Inertie du radier ($I = bh^3/12$, avec $b = 1$ m (bande de 1 m)).

K = module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

b : largeur du radier (on prend une bande de 1 m).

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

À partir de l'inégalité précédente, la condition de rigidité est vérifiée si :

$$h \geq (48 K L_{\max}^4 / E \pi^4)^{1/3}.$$

On a les données suivantes

- $K = 40 \text{ MPa}$.
- $L_{\max} = 7,6 \text{ m}$.
- $E = 11000^3 \sqrt{f_c 28} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,195 \text{ MPa}$.

Donc : $h \geq 126,92 \text{ cm}$.

Conclusion

- Donc et d'après les 3 conditions précédentes on prend la hauteur totale du radier égale à : **130 cm**.

3-1-2) La hauteur de la dalle

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_{\text{dalle}} \geq L_{\max} / 20 = 760 / 20 = 38 \text{ cm}.$$

On choisit : **$h_{\text{dalle}} = 50 \text{ cm}$** .

Remarque

- La hauteur de la nervure égale à la hauteur totale du radier : **$h_{\text{nervure}} = 130 \text{ cm}$** .

3-2) Calcul de la surface nécessaire du radier

Le rôle des fondations (dans notre cas le radier) est de transmettre les charges de l'ouvrage vers le sol avec sécurité (pas de rupture du sol), donc il faut que : $N_{\text{ELS}} / S \leq \sigma_{\text{sol}}$, donc :

$$S \geq N_{\text{ELS}} / \sigma_{\text{sol}}.$$

Avec :

S : Surface nécessaire du radier.

N_{ELS} : Effort normal total à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

On a les données suivantes :

- $N_{ELS} = 99958,13 \text{ KN}$.
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$.

Donc : $S \geq 99958,13/200 = 499,79 \text{ m}^2$.

Et on a : la surface totale du bâtiment égale a : $592,53 \text{ m}^2$.

On a donc : $S_{\text{bâtiment}} > S_{\text{radier}}$, donc il faut ajouter au radier un débord.

3-3) Calcul du débordement

Soit D le débordement du radier :

On a : $D \geq \max (h_{\text{radier}}/2 ; 30 \text{ cm}) = \max (65 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$.

Donc on prend : **$D = 70 \text{ cm}$** .

Remarque

- Notre hôtel contient deux blocs séparés par un joint, et cette étude concerne le bloc principal, dans ce bloc on peut ajouter un débord seulement dans un côté (coté correspondant à la façade principale ; $L = 22,9 \text{ m}$).

Donc la surface total du radier égale a : $S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 592,53 + 0,7 \times 22,9$.

$S_{\text{radier}} = 608,56 \text{ m}^2$.

3-4) Dimensionnement du radier

Le fonctionnement du radier est comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres.

Vue que le radier peut être alternativement noyé et émergé en eau douce, donc on considère que les fissurations sont préjudiciables.

3-4-1) Dimensionnement des panneaux

- Les panneaux sont calculés comme des dalles appuyés sur 4 cotés.
- Les dalles (panneaux) sont chargées par les contraintes du sol.

$$\text{Avec : } q_{ELU} = (1,35 G + 1,5 Q) / S_{\text{radier}}$$

$$q_{ELS} = (G + Q) / S_{\text{radier}}$$

$$\text{On a : } G = 102097,33 \text{ KN, } Q = 15316,36 \text{ KN et } S_{\text{radier}} = 608,56 \text{ m}^2.$$

Donc :

$$q_{ELU} = 264,24 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ELS} = 192,94 \text{ KN/m}^2.$$

Remarque

- Pour simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Dans notre radier, le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

- $l_x = 4,9 - 0,9 = 4 \text{ m}$ (la petite dimension du panneau le plus sollicité).
- $l_y = 7,6 - 0,9 = 6,7 \text{ m}$.

Donc : $l_x/l_y = 4/6,7 = 0,60$, on a donc : $0,4 < l_x/l_y = 0,60 < 1$.

D'où, la dalle (le panneau) travail dans les deux sens.

3-4-1-a) Calcul des moments

On a vu que la dalle (le panneau) travail dans les deux sens, donc :

- $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$.
- $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$.

μ_x et μ_y sont en fonction du rapport des portées (l_x/l_y) et de type d'état limite considéré (car le coefficient de poisson n'est pas le même dans les deux états).

Dans notre cas, le panneau le plus sollicité est un panneau intermédiaire, donc :

Le moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_0$.

Le moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$.

La détermination des moments dans les deux sens à l'ELU et à l'ELS est résumée dans les deux tableaux suivant :

$\rho = 0,60$	μ_x	l_x (m)	q (KN/m ²)	M_{0x} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)
ELU ($\nu = 0$)	0,0822	4	264,24	347,53	173,76	260,65
ELS ($\nu = 0,2$)	0,087	4	192,94	268,57	134,29	201,43

Tableau 5.1 : Détermination des moments en travée et sur appuis dans le sens X (sens longitudinal) du panneau le plus sollicité.

$\rho = 0,60$	μ_y	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU ($\nu = 0$)	0,2948	347,53	102,45	51,23	76,84
ELS ($\nu = 0,2$)	0,4672	268,57	125,48	62,74	94,11

Tableau 5.2 : Détermination des moments en travée et sur appuis dans le sens Y (sens transversal) du panneau le plus sollicité.

3-4-1-b) Calcul des sections d'armatures

Remarque

- Le calcul des sections d'armatures se fait par bande de largeur 1 m.
- Dans le cas de fissuration préjudiciable, le dimensionnement à l'ELS est généralement le critère prépondérant.

Dans ce que suit, on va fait le calcul à l'ELU et à l'ELS, après on prend la grande section pour qu'on assure que tous les conditions de l'ELU et l'ELS soient vérifiées.

➤ Le calcul à l'ELU est résumé dans le tableau suivant

	Sens-X		Sens-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ELU} (MN,m)	0,174	0,26	0,051	0,077
f_{bu} (MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
d (m)	0,45	0,45	0,45	0,45
μ_{ELU}	0,061	0,091	0,018	0,027
α_{ELU}	0,078	0,119	0,022	0,034
Domaine	1	1	1	1
Z (m)	0,436	0,429	0,446	0,444
σ_s (MPa)	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	11,470	17,432	3,286	4,985
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	5,434	5,434	5,434	5,434

Tableau 5.3 : Détermination des sections d'armatures en travée et sur appuis dans le sens X et Y du panneau le plus sollicité à l'ELU.

➤ Le calcul à l'ELS est résumé dans le tableau suivant

	Sens-X		Sens-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ELS} (MN.m)	0,134	0,201	0,063	0,094
f_{bu} (MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
d (m)	0,45	0,45	0,45	0,45
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	201,633	201,633	201,633	201,633
X (m)	0,237	0,237	0,237	0,237
Z (m)	0,371	0,371	0,371	0,371
M_1 (MN.m)	0,660	0,660	0,660	0,660
Vérification	$M_1 > M_{ELS}$	$M_1 > M_{ELS}$	$M_1 > M_{ELS}$	$M_1 > M_{ELS}$
Z de calcul (m)	0,283	0,283	0,283	0,283
A_s (cm ² /ml)	23,483	35,225	11,041	16,473

Tableau 5.4 : Détermination des sections d'armatures en travée et sur appuis dans le sens X et Y du panneau le plus sollicité à l'ELS.

Remarque

- M_1 : représente le moment résistant du béton.

➤ **Le choix des barres est résumé dans le tableau suivant :**

	<i>Sens-X</i>		<i>Sens-Y</i>	
	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>
<i>A_s (cm²/ml)</i>	23,483	35,225	11,041	16,473
<i>Choix des barres</i>	8 HA 20	12 HA 20	4 HA 20	6 HA 20
<i>A_s adopté (cm²/ml)</i>	25,13	37,69	12,57	18,85
<i>Espacement (cm)</i>	20	20	20	20

Tableau 5.5 : Choix des barres en travée et en appuis dans le sens X et Y du panneau le plus sollicité.

3-4-1-c) Vérification de la contrainte tangentielle

La contrainte tangente τ_u doit vérifier dans le cas où la fissuration est préjudiciable la condition suivante :

$$\tau_u = V_u/bd \leq \text{Min} \{0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

Avec : $V_u = q_u \times L/2$.

On a les données suivantes :

- $b = 1 \text{ m}$.
- $d = 0,45 \text{ m}$.
- $q_u = 264,24 \text{ KN/ml}$.
- $L = l_y = 6,7 \text{ m}$.
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- $\gamma_b = 1,5$.

$$D'où : \tau_u = 1,967 < \text{Min} \{2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

Donc la contrainte tangentielle est vérifiée.

3-4-2) Dimensionnement des nervures

Les nervures sont calculées comme des poutres continues appuyées au niveau des éléments porteurs, chargées en dessous par les réactions du sol.

On a les données suivantes sur les nervures :

- $h = 1,3$ m.
- $b = 0,8$ m.
- $q_{ELU} = 264,24$ KN/ml.
- $q_{ELS} = 192,94$ KN/ml.

Les sollicitations maximum au niveau de travée et appuis dans le sens longitudinal et transversal (déterminées à l'aide du SAP 2000) sont résumées dans le tableau suivant :

	<i>Sens transversal</i>		<i>Sens longitudinal</i>	
	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>
M_{ELU} (KN.m)	1384,43	-1011,73	620,81	-438,1
M_{ELS} (KN.m)	970,1	-708,96	435,01	-306,98

Tableau 5.6 : Les sollicitations maximum dans les nervures au niveau de travée et appuis dans le sens longitudinal et transversal.

Remarque

- Un moment positif indique que les fibres inférieures sont tendues.
 - Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple.
- **Le calcul à l'ELU est résumé dans le tableau suivant :**

	<i>Sens transversal (sens-Y)</i>		<i>Sens longitudinal (sens-X)</i>	
	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>	<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>
M_{ELU} (MN.m)	1,384	1,012	0,621	0,438
f_{bu} (MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17
b (m)	0,8	0,8	0,8	0,8
h (m)	1,3	1,3	1,3	1,3
d (m)	1,17	1,17	1,17	1,17
μ_{ELU}	0,089	0,065	0,040	0,028
α_{ELU}	0,117	0,084	0,051	0,036
<i>Domaine</i>	1	1	1	1
Z (m)	1,115	1,130	1,146	1,153
σ_s (MPa)	348	348	348	348
A_s (cm ²)	35,660	25,723	15,570	10,914
$A_{s\ min}$ (cm ²)	11,302	11,302	11,302	11,302

Tableau 5.7 : Dimensionnement des nervures longitudinales et transversales a l'ELU.

➤ Le calcul à l'ELS est résumé dans le tableau suivant :

	Sens transversal (sens-Y)		Sens longitudinal (sens-X)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ELS} (MN.m)	0,970	0,709	0,435	0,307
f_{bu} (MPa)	14,17	14,17	14,17	14,17
b (m)	0,8	0,8	0,8	0,8
h (m)	1,3	1,3	1,3	1,3
d (m)	1,17	1,17	1,17	1,17
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	201,633	201,633	201,633	201,633
X (m)	0,527	0,527	0,527	0,527
Z (m)	0,994	0,994	0,994	0,994
M_1 (MN,m)	3,146	3,146	3,146	3,146
Vérification	$M_1 > M_{ELS}$	$M_1 > M_{ELS}$	$M_1 > M_{ELS}$	$M_1 > M_{ELS}$
Z de calcul (m)	0,737	0,737	0,737	0,737
A_s (cm ²)	65,282	47,709	29,274	20,658

Tableau 5.8 : Dimensionnement des nervures longitudinales et transversales a l'ELS.

➤ Le choix des barres est résumé dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal (sens-X)		Sens transversal (sens-Y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
A_s (cm ²)	29,274	20,658	65,282	47,709
Choix des barres	6 HA 25	7 HA 20	14 HA 25	10 HA 25
A_s adopté (cm ²)	29,45	21,99	68,72	49,08

Tableau 5.9 : Choix des barres longitudinales en travée et en appuis dans le sens X et Y des nervures.

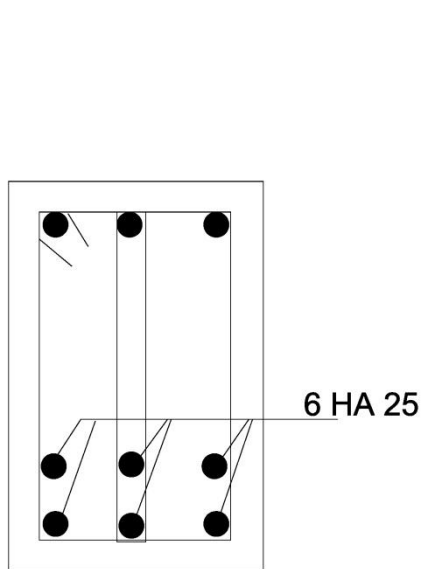


Figure 5.1 : Coupe transversale sur appui d'une nervure longitudinale

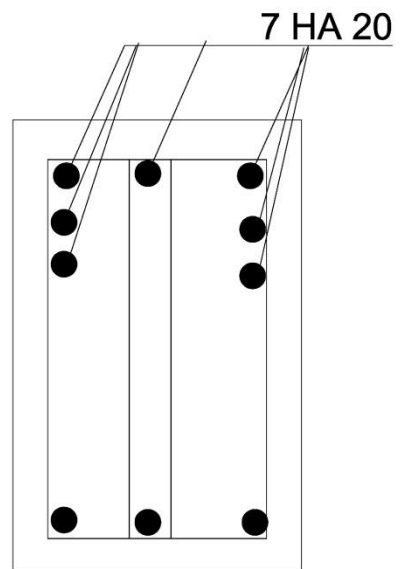


Figure 5.2 : Coupe transversale en travée d'une nervure longitudinale.

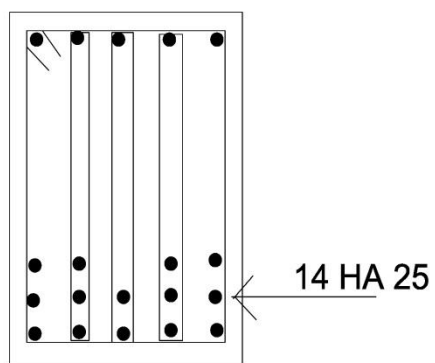


Figure 5.3 : Coupe transversale sur appui d'une nervure transversale.

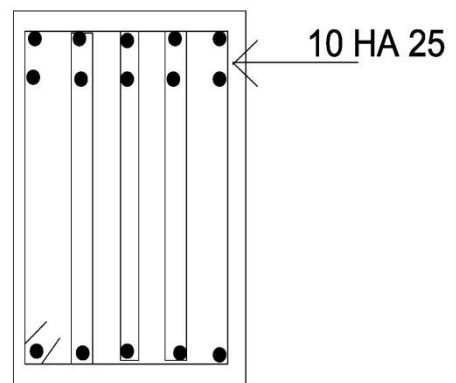


Figure 5.4 : Coupe transversale en travée d'une nervure transversale.

***CONCLUSION
GENERALE***

Ce projet a constitué une mise en application de plusieurs connaissances cumulées tout au long de mon cursus d'ingénieur au sein de l'ENSTP, il m'a permis de :

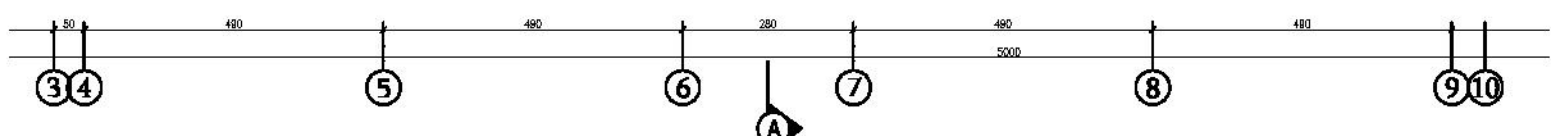
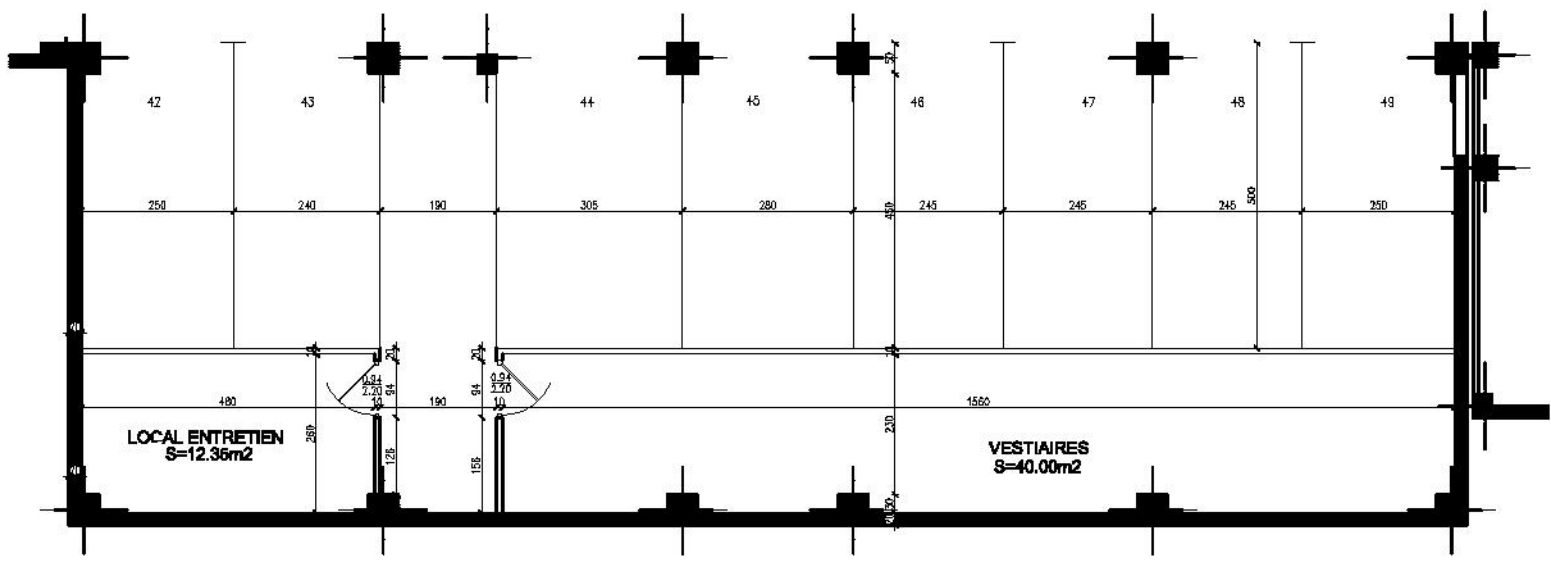
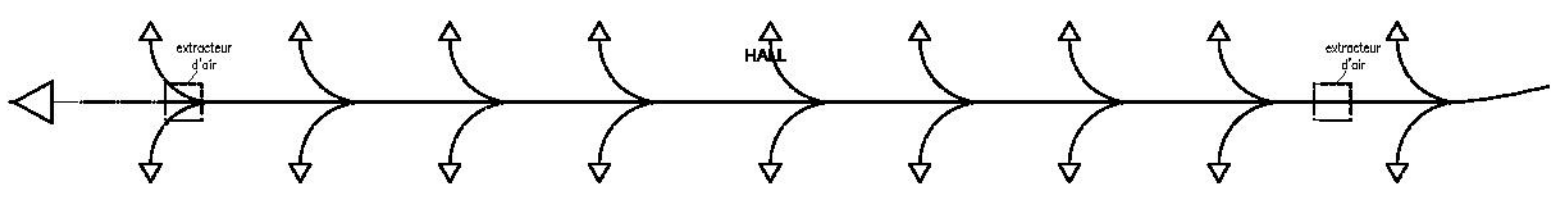
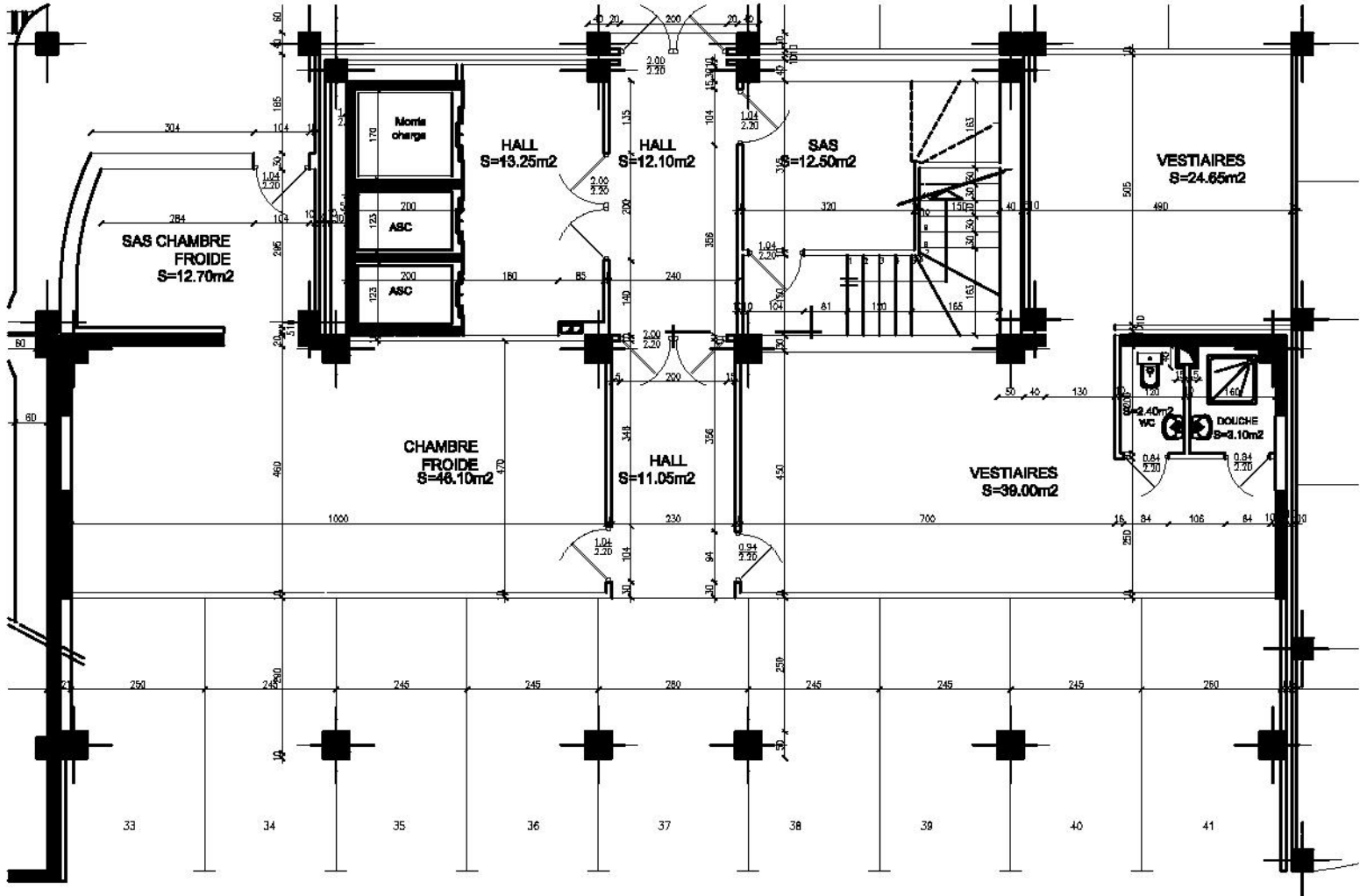
- Procéder à un pré dimensionnement, application directe d'un ensemble de règles,
- Etablir une analyse conceptuelle respectant les règles parasismiques et les contraintes architecturales de l'ouvrage, pour optimiser la disposition des voiles de contreventement,
- Réaliser une étude sismique et dynamique,
- Découvrir le calcul automatique d'une structure via un logiciel,
- Appliquer les règles de calcul du béton armé avec les méthodes de dimensionnement des sections d'armatures pour différents modes de sollicitations des éléments structuraux sous diverses combinaisons dont les plus défavorables s'avèrent être les combinaisons accidentelles.
- Initier le calcul de l'infrastructure par le dimensionnement et la vérification d'un radier nervuré.

Enfin ce projet de fin d'étude m'a permis d'apprendre et de synthétiser de multiples informations essentielles sur la conception parasismique, l'analyse des structures en béton armé et l'utilisation des logiciels constituant ainsi un avant-goût pour ma future vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismique Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles BAEL 91/ révisée 99.
- Règlement des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Conception et calcul des structures du bâtiment. Tome 1. H. Thonier.
- Formulaire du béton armé. Tome 1. Victor Davidovici.
- Thèses de fin d'étude de l'ENTP. BOUZEGAOU Bilel(2006), BENHAMDOUNE OTHMANE et ATTIA Mabrouk (2009)
- Cours du béton armé 4^{ème} année. ENSTP. BENREDOUANE Mustapha.

ANNEXE



**SOUS-SOL
2ET 1**

Tableau de dégression de charges d'exploitations

Niveau	Avant dégression	Après dégression	Après dégression (cumulé)
Terrasse	1	1	1
E10	2,5	2,5	3,5
E9	1,5	1,3	4,8
E8	1,5	1,15	5,95
E7	1,5	1	6,95
E6	1,5	0,85	7,8
E5	1,5	0,7	8,5
E4	1,5	0,71428571	9,21428571
E3	1,5	0,72321429	9,9375
E2	1,5	0,72916667	10,6666667
E1	1,5	0,73333333	11,4
MEZZANINE	2,5	1,37272727	12,7727273
RDC	2,5	1,35227273	14,125
S/SOL1	2,5	1,33653846	15,4615385
S/SOL2	2,5	1,32417582	16,7857143

Tableau du poids de la 1^{ère} variante

Niveau	G(KN)	Q(KN)	P (KN)
Terrasse	3315,32	347,76	3384,872
Etage 10	9823,41	1546,44	10132,698
Etage 9	15844,31	2435,94	16331,498
Etage 8	22257,5	3408,65	22939,23
Etage 7	28506,97	4339,18	29374,806
Etage 6	35065,85	5269,7	36119,79
Etage 5	41624,73	6200,23	42864,776
Etage 4	48183,61	7130,76	49609,762
Etage 3	54742,48	8061,29	56354,738
Etage 2	61402,64	9034	63209,44
Etage 1	68303,9	9959,84	70295,868
Mezzanine	73796,76	10998,64	75996,488
RDC	80105,24	12416,84	82588,608
Sous-sol 1	86123,09	13835,04	88890,098

Tableau des forces sismiques et d'effort tranchant de la 1^{ère} variante

Niveau	Vx (KN)	Vy (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
Terrasse	789,72	747,98	789,72	747,98
Etage 10	1851,2	1843,31	1061,48	1095,33
Etage 9	2665,32	2724,46	814,12	881,15
Etage 8	3369,6	3528,94	704,28	804,48
Etage 7	3926,24	4199,67	556,64	670,73
Etage 6	4427,13	4792,91	500,89	593,24
Etage 5	4884,97	5329,44	457,84	536,53
Etage 4	5319,5	5810,29	434,53	480,85
Etage 3	5700,13	6232,71	380,63	422,42
Etage 2	6045,48	6592,53	345,35	359,82
Etage 1	6316,86	6870,5	271,38	277,97
Mezzanine	6494,91	7031,05	178,05	160,55
RDC	6664,31	7205,83	169,4	174,78
Sous-sol 1	6764,52	7321,54	100,21	115,71

