

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

CALCUL D'UNE TOUR EN BETON ARME
R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS AUX PINS
MARITIMES A ALGER

Encadré par :

Dr M. BENREDOUANE

Présenté par :

LARBI Selma Hanane

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Sommaire

Chapitre 1 : introduction générale

1.1- Introduction générale

Présentation de l'ouvrage

1.2- Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.2.1. Béton

- 1.2.1.1. Définition
- 1.2.1.2. Déformations du béton
- 1.2.1.3. Résistances caractéristiques du béton
- 1.2.1.4. Diagramme contrainte-déformation

1.2.2. Acier

- 1.2.2.1 Définition
- 1.2.2.2 La limite élastique de l'acier
- 1.2.2.3 Diagramme contrainte-déformation :

Chapitre 2 : charges et surcharges

2.1- Introduction

Charges permanentes « G »

Charges accidentelles « A »

Charges variables « Q »

2.2- Estimation des charges et des surcharges

- 2.2.1 Charges permanentes
- 2.2.2 2.2.2. Surcharges d'exploitation
- 2.2.3 2.2.3. Charges climatiques
 - 2.2.3.1 La charge du vent
 - 2.2.3.1.1 Calcul de l'action du vent dans la direction X
 - 2.2.3.1.2 Calcul de l'action du vent dans la direction Y
 - 2.2.3.2 La charge de la neige
 - 2.2.3.3 La charge du sable
 - 2.2.3.4 La charge thermique

2.2.4 2.2.4. Charges sismiques

2.2.4.1 Les paramètres nécessaires pour estimer la charge sismique

Chapitre 3 : Prédimensionnement des éléments résistants

3.1- Prédimensionnement du plancher en dalle pleine

- 3.1.1 Définition
- 3.1.2 Règles de calcul selon le BAEL91 modifié 99
- 3.1.3 Choix du type de plancher
- 3.1.4 Justification des dalles
- 3.1.5 Prédimensionnement de la dalle
- 3.1.6 Vérification des conditions du RPA
- 3.1.7 Prise en compte de la résistance au feu
- 3.1.8 Vérification de la flèche de la dalle pleine

3.2- Prédimensionnement des poutres :

- 3.2.1 Définition
- 3.2.2 Prédimensionnement
- 3.2.3 Vérification des poutres selon le RPA
- 3.2.4 vérification de la flèche de la poutre

3.3- Prédimensionnement des poteaux :

- 3.3.1 Définition
- 3.3.2 Plan de la disposition des poteaux
- 3.3.3 Calcul de la surface revenant à chaque poteau
- 3.3.4 Calcul des sections de poteaux
- 3.3.5 Vérifications sur les poteaux selon le RPA
- 3.3.6 Vérification des poteaux au flambement

3.4- Prédimensionnement des Voiles :

- 3.4.1 Vérification de la largeur du voile:
- 3.4.2 Définition :
- 3.4.3 Prédimensionnement du voile :

Chapitre 4 : étude dynamique

4.1- Introduction

- 4.1.1 Définition
- 4.1.2 Le calcul sismique

4.2- Modélisation de la structure par SAP2000

- 4.2.1 Etapes
- 4.2.2 Présentation du logiciel SAP2000
- 4.2.3 Modélisation des éléments structuraux
- 4.2.4 Introduction des charges et surcharges
- 4.2.5 Introduction de la masse de la structure
- 4.2.6 Calcul manuel du poids de la structure

4.3- Analyse dynamique la structure

- 4.3.1 Analyse modale
 - 4.3.1.1 Résultats obtenus de l'analyse modale
 - 4.3.1.2 Interprétations des résultats
 - 4.3.1.3 Vérification de la période fondamentale de la
 - 4.3.1.4 structure
- 4.3.2 Analyse modale spectrale
 - 4.3.2.1 Résultats obtenus
 - 4.3.2.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
 - 4.3.2.3 Vérification des déplacements horizontaux
 - 4.3.2.4 Vérification des déplacements relatifs
 - 4.3.2.5 Vérification de l'effet P- Δ
 - 4.3.2.6 Vérification de l'hypothèse du système de contreventement

Chapitre 5 : ferrailage des éléments résistants

5.1- Introduction

5.2- Ferrailage des poteaux

- 5.2.1 Les justifications
- 5.2.2 Prescriptions du RPA99 version 2003
- 5.2.3 Les sollicitations prises dans les calculs
- 5.2.4 Exemple de calcul manuel
 - 5.2.4.1 Armatures longitudinales
 - 5.2.4.2 Armatures transversales
 - 5.2.4.3 Schéma
 - 5.2.4.4 Résultats de calcul par logiciel SOCOTEC
 - 5.2.4.5 Ferrailage retenu :
 - Armatures longitudinales :

- Armatures transversales

5.2.4.6 Vérification

5.3- Ferrailage des poutres

- 5.3.1 Prescriptions du RPA99 version 2003
- 5.3.2 Les sollicitations prises dans les calculs
- 5.3.3 Exemple de calcul manuel
 - 5.3.3.1 Ferrailage en travée
 - 2.2.3.4.1 Armatures longitudinales
 - 2.2.3.4.2 Armatures transversales
 - 5.3.3.2 Ferrailage sur appuis
 - 2.2.3.4.3 Armatures longitudinales
 - 2.2.3.4.4 Armatures transversales
 - 5.3.3.3 Schéma
- 5.3.4 résultats de calcul par logiciel SOCOTEC
- 5.3.5 Ferrailage retenu
- 5.3.6 Vérifications

5.4- Les nœuds

- 5.4.1 Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres
- 5.4.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants

5.5- Ferrailage des voiles

Comportement des voiles
Type de voiles et modes de rupture
Ferrailage du voile

5.5.1- Ferrailage des trumeaux

- 5.3.6.1 Prescriptions du RPA
- 5.3.6.2 Sollicitations dans les voiles
 - Vérification des contraintes limites de cisaillement
- 5.3.6.3 Exemple de calcul
 - Etapes de calcul
 - Voile Vx du RDC
 - Voile Vy du RDC
 - Schéma

5.5.2- Ferrailage des linteaux

- 5.5.2.1 Prescriptions du RPA
- 5.5.2.2 Sollicitations dans les linteaux
- 5.5.2.3 Exemple de calcul manuel
 - 5.5.2.3.1 Armatures diagonales
 - 5.5.2.3.2 Armatures transversales
 - 5.5.2.3.3 Armatures en zone courante (armature de peau)
 - 5.5.2.3.4 Armatures longitudinales
- 5.5.2.4 schéma

5.6- Ferrailage des dalles

- 5.6.1 Introduction
- 5.6.2 Sollicitations dans un panneau de dalle
- 5.6.3 Exemple de calcul manuel
- 5.6.4 Schéma

Chapitre 6 : infrastructure

6.1- Introduction

6.2- Fondations

- 6.2.1 Choix du type de fondation
- 6.2.2 Modélisation du sol par un système de ressorts
 - Méthode de Newmark-Rosenblueth
 - Calcul des raideurs du sol
 - Modélisation
- 6.2.3 Pré dimensionnement du radier
 - 6.2.3.1 Condition forfaitaire
 - 6.2.3.2 Condition de la longueur élastique
- 6.2.4 Calcul de la surface du radier
- 6.2.5 Caractéristiques géométriques du radier
- 6.2.6 Vérification du radier
 - Vérification à l'effet sous pression
 - Vérification au non poinçonnement
- 6.2.7 Sollicitations dans le radier
- 6.2.8 Exemple de calcul manuel
- 6.2.9 Ferrailage retenu
- 6.2.10 Vérification
- 6.2.11 Schéma

6.3- voiles périphérique

- 6.3.1 pré dimensionnement
- 6.3.2 Sollicitations du voile périphérique
- 6.3.3 Exemple de calcul
- 6.3.4 Vérification

Chapitre 7 : conclusion générale

A mes parents, les meilleurs parents du monde, que je ne remercierai jamais assez de m'avoir offert les meilleures conditions pour étudier, m'avoir tant soutenue, encouragée et cru en moi.

A Rym, ma sœur, ma moitié, qui m'a transmis son amour pour les études et sans qui je ne serai jamais arrivée jusque là.

A Yaakoub mon petit frère, le miracle de ma vie, qui m'a apporté tant d'amour et de joie de vivre cette année.

A Djaffar mon beau-frère, qui en plus d'être beau est mon frère.

A mamie, qui m'a accompagnée pendant ces 5 ans.

A mon binôme Djihad, ma résonance.

A Amine Ghnadra et Salim Zerati, plus que des amis, des frères.

A Pehpeh, la meilleure des cousines, la meilleure des petites sœurs.

A la mémoire de mon papi Hacene et de mon oncle Youcef ALLAH yarhamhoum.

Je remercie Allah de m'avoir aidée, de m'avoir donné la force et le courage de mener ce travail jusqu'au bout.

Je souhaiterais remercier toutes les personnes qui m'ont accompagnée tout au long de ce Projet de Fin d'Etudes, et en particulier :

Dr Mustapha BENREDOUANE, mon encadreur, de m'avoir accordé sa confiance et accueillie au sein de la SCTE.

Dr Salim TAFRAOUT pour ses nombreux conseils et sa disponibilité qui m'ont permis d'avancer pas à pas durant ce projet. Je tiens à le remercier infiniment pour m'avoir transmis sa passion et sa vision du métier d'ingénieur mais aussi pour m'avoir tant appris.

Mr Djihad CHABANE pour son aide du début jusqu'à la fin du projet, ses conseils et ses encouragements continus. Je le remercie pour tout le savoir et les connaissances qu'il m'a transmis sans retenue.

Les enseignants de l'ENSTP qui nous ont tout appris durant ces 5 années d'études.

1.1 Introduction générale

Le domaine du Génie Civil est un domaine qui connaît un développement particulièrement important partout dans le monde et spécialement en Algérie. On est devant des régions de plus en plus urbanisées. Néanmoins, elles sont exposées à un risque très destructeur : le risque sismique.

En effet, l'Algérie a connu beaucoup de tremblements de terre dévastateurs. Plus on s'éloigne du dernier tremblement de terre et plus on s'approche du suivant. Face à ce phénomène et à l'impossibilité de le prévoir, la seule protection reste la construction parasismique.

L'ingénieur doit donc calculer les structures afin qu'elles résistent à des séismes de faible et de moyenne intensité, et ne s'effondrent pas lors de séismes majeurs. Son travail se complique devant l'aspect économique et architectural des constructions, mais doit trouver des compromis après étude.

Ce projet de fin d'étude m'a permis de suivre les règles de calcul des structures en Béton armé, conformément au Règlement Parasismique Algérien.

La structure calculée est une tour en Béton Armé de 19 étages hors sol et de 2 sous-sols située aux Pins Maritimes dans la wilaya d'Alger. Elle est donc implantée dans une région de forte sismicité.

Présentation de l'ouvrage

- La structure calculée est composée :
 - D'un podium composé de :
deux sous-sols et un RDC à usage de salle de réunion avec zones de dépôts ;
deux étages à usages de bureaux avec salle de réunion.
 - D'une tour de 17 étages avec 2 terrasses à usage d'hôtel.

- La structure est régulière en élévation mais non en plan.

- Géométrie de la structure :
 - Largeur en plan : 49.5m dont une partie courbe de 9m de largeur au niveau du podium ; une largeur en plan de 36m au niveau de la tour.
Cette largeur est donnée sans prise en compte des portes à faux des balcons.
 - Longueur en plan : 58.07m au niveau du podium et de 23.3m au niveau de la tour.
Cette longueur est donnée sans prise en compte des portes à faux des balcons.

- Hauteur du premier sous-sol : 4.90m
- Hauteur du second sous-sol : 4.05m
- Hauteur du RDC : 7.20m

- Hauteur de l'étage courant : 3.26m
- Hauteur de l'avant dernier étage : 3.56m
- Hauteur de la première terrasse : 3.40m
- Hauteur totale : 80.32m

- Caractéristiques et classifications suivant le RPA99 version 2003 :
 - La structure est implanté à Alger classée en zone sismique III.
 - L'importance de la structure justifie sa classification en groupe d'usage 1B. c'est un bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m.
 - La structure est implantée dans un site de catégorie S2 dit site ferme avec une contrainte admissible $\sigma=4\text{bars}$.
 - La structure est contreventée par noyau central.

1.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.2.1. Béton

1.2.2.1. Définition

Le béton est un matériau de construction composite. Il est composé de granulats (sable, gravier) agglomérés par un liant hydraulique (ciment). Ce dernier fait donc prise en présence d'eau.

Il peut également comporter un adjuvant (produit chimique) dans le but d'améliorer une propriété donnée telle que la maniabilité, la vitesse de prise...etc.

Qualités recherchées pour un béton :

- Minimum de vides internes, déterminant une résistance élevée.
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (maniabilité).
- Bonne tenue dans le temps

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité ciment, granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange.

1.2.2.2. Déformations du béton

- Le fluage

Le fluage est une déformation additionnelle et irréversible du béton due à un chargement constant pendant une longue durée.

Le fluage est pratiquement complet au bout de 3ans.

- Le retrait

C'est une déformation de raccourcissement due :

- A l'évaporation d'une partie de l'eau de gâchage du béton quand celui-ci est mis à l'air libre (retrait avant-prise).
- Au retour à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment (retrait thermique).
- A l'hydratation et au durcissement de la pâte de ciment (retrait hydraulique).

- Dilatation thermique

Sous effet de la température environnementale, le béton subit une dilatation.

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de ± 20 °C on obtient: $\Delta l = \pm 2 \text{ ‰} \times \text{longueur}$.

1.2.2.3. Résistances caractéristiques du béton

- Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28jours.

Elle est appelée valeur caractéristique requise notée f_{c28} .

Cette valeur est donnée en prenant compte du dosage en ciment, de la qualité du ciment et des règles de contrôle qui permettent de vérifier que cette valeur a bien été atteinte sur chantier.

Le tableau ci-suit illustre les valeurs de la résistance caractéristique du béton en fonction du dosage en ciment :

Qualité du béton	Dosage en ciment	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
Béton faible résistance	300 Kg/m ³	16	1.6
Béton courant	350 Kg/m ³	20	1.8
Béton de haute résistance	400 Kg/m ³	25	2.1
Béton de résistance exceptionnelle	400 Kg/m ³ + adjuv.	30	2.4

Tableau 1.1 : caractéristiques du béton en fonction du dosage en ciment.

Résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge $j < 28$ jours

Selon le BAEL99 art.A.2.1,11 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1.1)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1.2)$$

Résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge $j > 28$ jours

On admettra une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$.

- Résistance caractéristique à la traction du béton

Le béton a une résistance à la traction faible par rapport à sa résistance à la compression. Généralement, elle est de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression.

Selon les règles du BAEL99 art.A.2.1,12 :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots \dots \dots (1.3)$$

1.2.2.4. Diagramme contrainte-déformation

Loi de comportement du béton :

La loi de comportement est l'idéalisation aussi fidèle que possible de la courbe obtenue des essais de compression simple.

Le diagramme contrainte-déformation est donné comme suit :

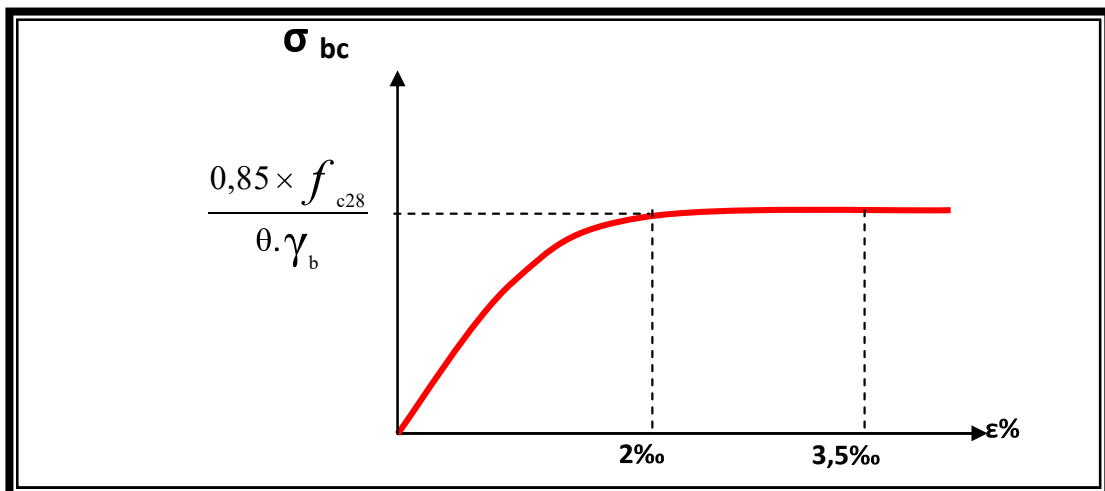


Figure.1.1 : loi de comportement du béton-diagramme σ - ϵ .

Dans le cas de l'ELS, les calculs se font dans le domaine élastique.

Module de Young :

Selon le BAEL99 art.A.2.1,21 et A.2.1,22:

Sous contraintes normales d'une durée d'application <24h, on admet que le module de déformations longitudinales instantanées E_{ij} du béton d'âge j est donné selon la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} \dots\dots\dots (1.4)$$

Le module de déformations longitudinales différées E_{vj} (déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage) du béton d'âge j est donné selon la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} \dots\dots\dots (1.5)$$

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative lors d'un essai de compression.

$$u = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} \dots\dots\dots (1.6)$$

a étant le diamètre de l'éprouvette et l sa longueur.

$u=0$ pour le calcul des sollicitations ;

$u=0.2$ pour le calcul des déformations.

Le béton utilisé a les caractéristiques suivantes:

Eléments verticaux :
 $f_{c28}=35\text{MPa}$;
 $f_{t28}=2.7\text{MPa}$;
 $E_i=36\ 000\text{MPa}$.

Eléments horizontaux :
 $f_{c28}=27\text{MPa}$;
 $f_{t28}=2.22\text{MPa}$;
 $E_i=33\ 000\text{MPa}$.

1.2.3. Acier

1.2.2.4 Définition

L'acier, alliage de fer et de carbone se classe en acier doux, mi-durs et durs.

L'association acier-béton dans le béton armé impose de strictes exigences quand à leurs caractéristiques mécaniques. Ces aciers doivent entre autre, présenter une

adhérence convenable, avoir une aptitude de façonnage et une ductilité satisfaisante.

1.2.2.5 La limite élastique de l'acier

Dans les calculs du béton armé, l'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité notée « fe ».

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Deux grands types d'armatures sont disponibles sur le marché : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA).

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage elles forment le panneau de treillis soudé.

Il existe 4 nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes.

Nuance		f_c (MPa)	Contrainte de rupture σ_R (MPa)	Allongement de rupture %
RL	FeE220	215	330 à 490	22
	FeE240	235	410 à 490	22
HA	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

Tableau 1.2 : nuances et types d'acier.

1.2.2.6 Diagramme contrainte-déformation :

Loi de comportement :

Les diagrammes contrainte-déformation sont différents pour les aciers durs, mi-durs et doux.

Pour les aciers HA type 1, 3, 4 et les RL, le diagramme est comme suit :

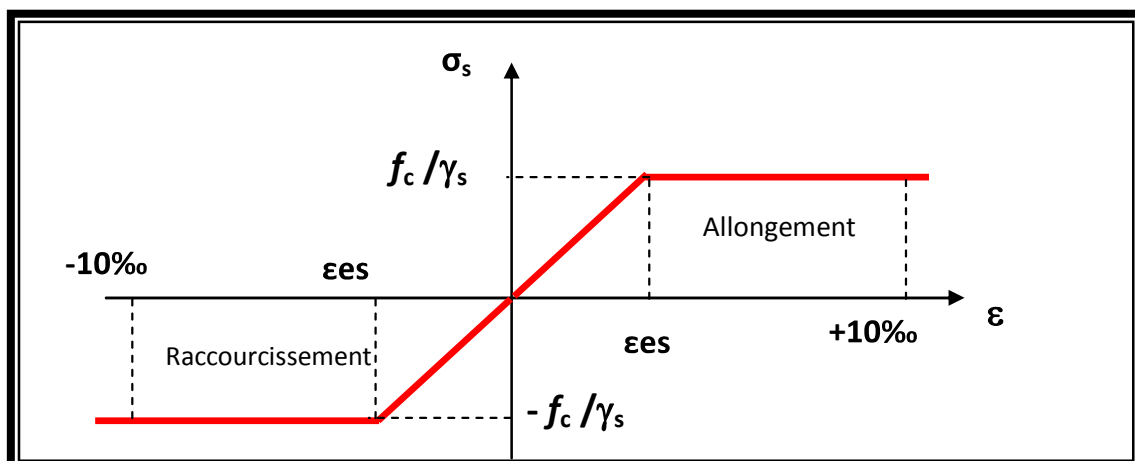


Figure.1.2 : loi de comportement de l'acier-diagramme σ - ϵ

Module d'élasticité :

$E_s = 200\,000\text{MPa}$

$$\epsilon_{es} = \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{E_s}$$

γ_s est un coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ dans le cas général (situations permanentes).

$\gamma_s = 1$ dans le cas échéant (situations accidentelles).

Limitation de la contrainte de l'acier :

- Dans le cas de fissuration peu nuisible, la limitation de la contrainte d'acier n'est pas applicable.
- Dans le cas de fissuration préjudiciable (intempéries, vapeur...etc.) la limitation de la contrainte de l'acier est comme suit :
 $\sigma_{st} = 2/3 f_e$ pour RL ;
 $\sigma_{st} = \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ pour HA.
- Dans le cas de fissuration très préjudiciable (milieu agressif, éléments devant assurer une étanchéité) la limitation de la contrainte de l'acier est comme suit :
 $\sigma_{st} = 0.8 (2/3) f_e$ pour RL ;
 $\sigma_{st} = \max(0.4 f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$ pour HA.
 η appelé coefficient de fissuration.
 $\eta = 1$ pour les RL ;
 $\eta = 1.6$ pour les barres HA.

Les aciers utilisés sont des barres à Haute Adhérence type 1 de nuance feE400

2.1- Introduction

On appelle charge ou action toute force s'appliquant sur la structure.

On distingue trois types de charges :

- Charges permanentes.
- Charges variables.
- Charges accidentelles.

Les charges à prendre en compte dans les calculs sont les charges caractéristiques.

- Charges permanentes « G »

Les charges permanentes sont des charges appliquées à la structure d'une manière constante et très peu variable dans le temps. C'est essentiellement le poids propre des éléments de la structure, ses équipements permanents. Elles sont donc déduites des dimensions des éléments de la structure sur plans et des masses volumiques des matériaux qui les constituent.

Le poids des terres est aussi considéré comme une charge permanente et est déduite des dimensions de la structure en contact avec le sol et le poids volumique de ce dernier.

- Charges variables « Q »

Comme leur nom l'indique, les charges d'exploitation sont des charges d'une intensité qui varie dans le temps. Leur durée d'application est très faible par rapport à la durée de vie de la structure.

- surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont celles qui résultent de l'utilisation future de la structure. Leurs valeurs sont fixées par le règlement. Celui utilisé est le DT R B.C 2.2.

- Charges climatiques :

Les charges climatiques sont les efforts dues au climat tel que le vent, la neige et le sable. Leurs valeurs sont données par le RNV99.

L'effet de la température est important pour les structures dont les longueurs sont supérieures aux limites exigées par le DTR B.C 2.41 du CBA93 art.B.5.1.

La longueur limite est de 30m pour les structures implantées dans des villes côtières.

- Charges accidentelles « A »

Ce sont des charges dues à des phénomènes qui se produisent très rarement pendant la durée de vie de l'ouvrage, avec une faible durée d'application.

Parmi les charges accidentelles : le séisme, l'explosion.

2.2- Estimation des charges et des surcharges

2.2.1. Charges permanentes

- Plancher terrasse

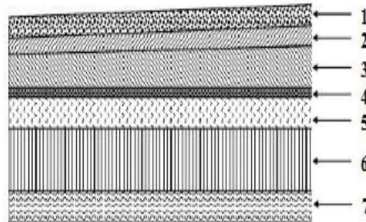


Figure 2.1 : coupe d'un plancher terrasse.

	Epaisseur (m)	Poids(KN/m ²)
Protection en gravillon	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	0.12
Béton en forme de pente	0.06	1.32
Feuille de polyrâne	/	0.01
Isolation thermique	0.04	0.16
Dalle pleine (e=20cm)	0.20	5
Enduit en plâtre	0.02	0.20
∑ CP		7.66KN/m ²

- Plancher étage courant

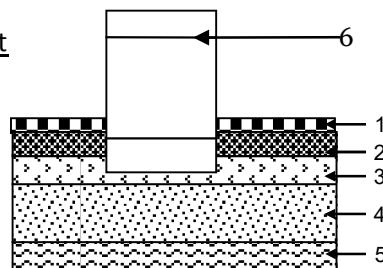


Figure 2.2 : coupe d'un plancher d'un étage courant.

	Epaisseur (m)	Poids(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine (e=20cm)	0.20	5
Enduit en plâtre	0.02	0.2
Cloisons internes	0.1	1
Σ CP		7.4KN/m ²

- Maçonnerie : murs extérieurs

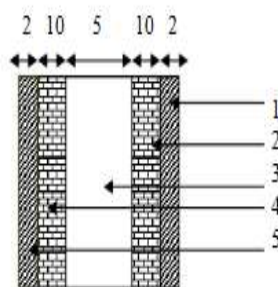


Figure 2.3 : coupe d'un mur extérieur.

	Epaisseur (m)	Poids(KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	0.44
Briques creuses	0.10	0.9
Lame d'air	0.05	/
Briques creuses	0.10	0.9
Enduit en plâtre	0.02	0.2
Σ CP		2.44KN/m ²

- Balcon en dalle pleine :

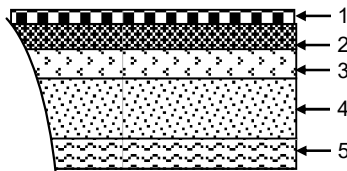


Figure 2.4 : coupe d'une dalle pleine de balcon.

	Epaisseur (m)	Poids(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit en ciment	0.02	0.44
Σ CP		5.39KN/m ²

- Acrotère (hauteur de 60cm)

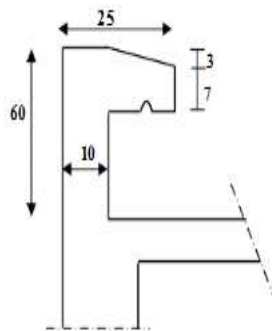


Figure 2.5 : schéma d'un acrotère.

$$S=0.6 \times 0.1 + 0.15 \times 0.1 - \frac{0.03 \times 0.15}{2} = 0.07275 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère $G = 25 \times S = 1.82 \text{ KN/ml}$.

2.2.2. Surcharges d'exploitation

D'après le DTR BC 2-2 les surcharges d'exploitation sont comme suit :

- Terrasse inaccessible : 1KN/m²
- Terrasse 1 et 2 avec équipements lourds (ventilation, climatisation) : 2.5KN/m²
- Etage courant (chambre à coucher) : 1.5KN/m²
- Bureaux, salle de réunion : 2.5KN/m²
- Balcons : 3.5KN/m²
- Escaliers : 2.5KN/m²
- Dépôt : 3.5KN/m²

Les surcharges d'exploitation ainsi fixées par le DTR B.C 2.2 doivent être soumises à une loi de dégression quand il s'agit de grands bâtiments (pluralité d'étage), et ce, par soucis d'économie.

Le domaine d'application de cette loi est donné dans les art 6.1 et 6.2 du DTR B.C 2.2.

Loi de dégression des surcharges d'exploitations :

Selon le DTR B.C 2.2 art.6.3 :

Cas de surcharges d'exploitation différentes d'un étage à un autre.

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 Q_0+Q_1 .

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4..... $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4)$.

Sous étage 5 $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4+Q_5)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots +Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Les coefficients de dégression des surcharges d'exploitation sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.71	0.687	0.666	0.65	0.636
Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	0.625	0.615	0.607	0.6	0.594	0.588	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.565

Tableau 2.1 : coefficients de dégression des surcharges d'exploitation.

2.2.3. Charges climatiques

2.2.3.5 La charge du vent

La charge du vent, action variable, peut être très importante dans le cas de bâtiments de grande hauteur.

De ce fait, une étude au vent, dans les deux directions perpendiculaires de la structure, sera obligatoire et aura pour but de déterminer la force due au vent.

- Application du DTR RNV99

Le DTR RNV99 est applicable pour les constructions dont la hauteur ne dépasse pas les 200m.

- Etapas de calculs

- Détermination du coefficient dynamique C_d ;
- Détermination de la pression dynamique q_{dyn} ;
- Détermination des coefficients de pression extérieure et intérieure ;
- Calcul de la pression nette W_j ;

- Calcul de la pression due au vent q_j ;
- Calcul des forces de frottement ;
- Calcul de la force résultante.

2.2.3.5.1 Calcul de l'action du vent dans la direction X

L'étude se fera sur le RDC, le premier et deuxième niveau, puis du 3eme niveau à la terrasse 2, et ce, par asymétrie de la structure suivant la hauteur.

L'ouvrage étant dans la ville d'Alger, il sera donc classé en zone I suivant l'annexe 1 du RNV99.

La ville est également en bord de mer, le terrain sera catégorisé en I suivant le tableau 2.4 du RNV99.

Le site de l'ouvrage est dit plat.

PODIUM

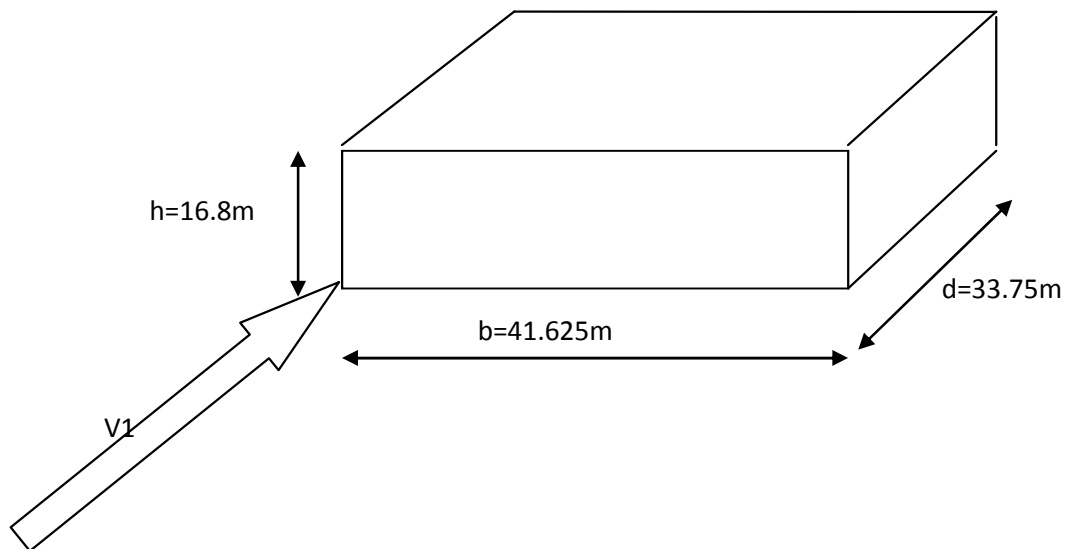


Figure 2.6 : action du vent dans le podium- direction x.

- Calcul de C_d

$h > 10\text{m}$, C_d est déterminé à partir de la figure 3.1 du RNV99.

Après interpolation :

$C_d = 0.90$

- Calcul de $C_r(z)$, $C_e(z)$, q_{dyn}

$h > 10\text{m}$: la pression du vent est alors triangulaire.

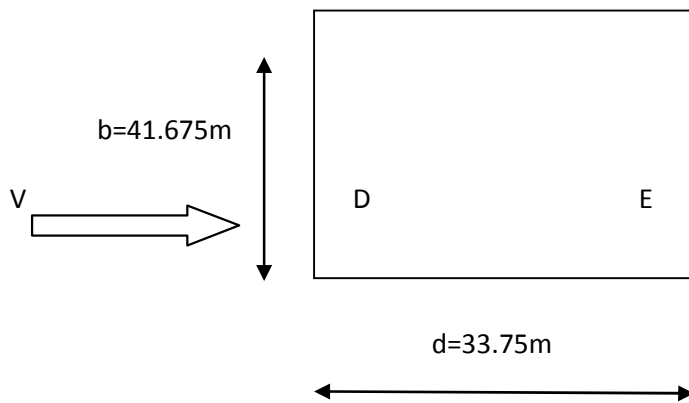
$C_r(z)$ sont donnés d'après la formule 2.15.

Ce(z) sont donnés d'après la formule 2.13.
 D'après le tableau 2.3 :
 $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
 qdyn sont calculés d'après la formule 2.12.

- Calcul de Cpe

La surface chargées > 10m² : Cpe=Cpe,10.

Z(m)	Surface chargée (m ²)	Observation
7.2	299.7	>10m ² donc Cpe=Cpe,10
11.4	174.825	>10m ² donc Cpe=Cpe,10
15.6	174.825	>10m ² donc Cpe=Cpe,10
16.8	49.95	>10m ² donc Cpe=Cpe,10



D'après l'art.1.1.2 du chapitre 5 :
 $e = \min(41.625, 33.6) = 33.6 \text{ m} < d$
 $e/5 = 6.72 \text{ m}$.

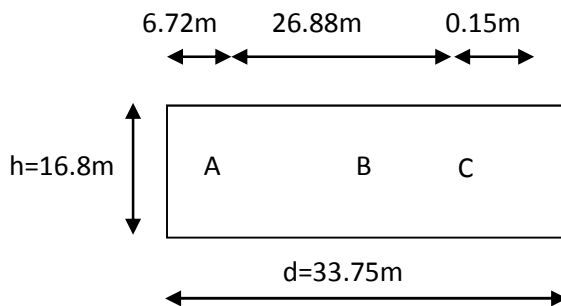


Figure II.8

Les valeurs de Cpe :

zones	A	B	C	D	E
-------	---	---	---	---	---

Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
-----	----	------	------	------	------

- Calcul de Cpi

En supposant toutes les ouvertures (portes, fenêtres, autres) sont fermées :

D'après la formule de l'art.2.1.1 :

$$\mu=0$$

D'après la figure 5.15 : Cpi=0.8

- Calcul des forces de frottement

Les forces de frottement doivent être calculées si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$d/b \geq 3 \text{ ou } d/h \geq 3.$$

$$b=41.625\text{m}$$

$$h=16.8\text{m}$$

$$d=33.75\text{m}$$

$$d/h=2 < 3$$

$$d/b=0.81 < 3$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées : les forces de frottement sont alors négligeables.

TOUR

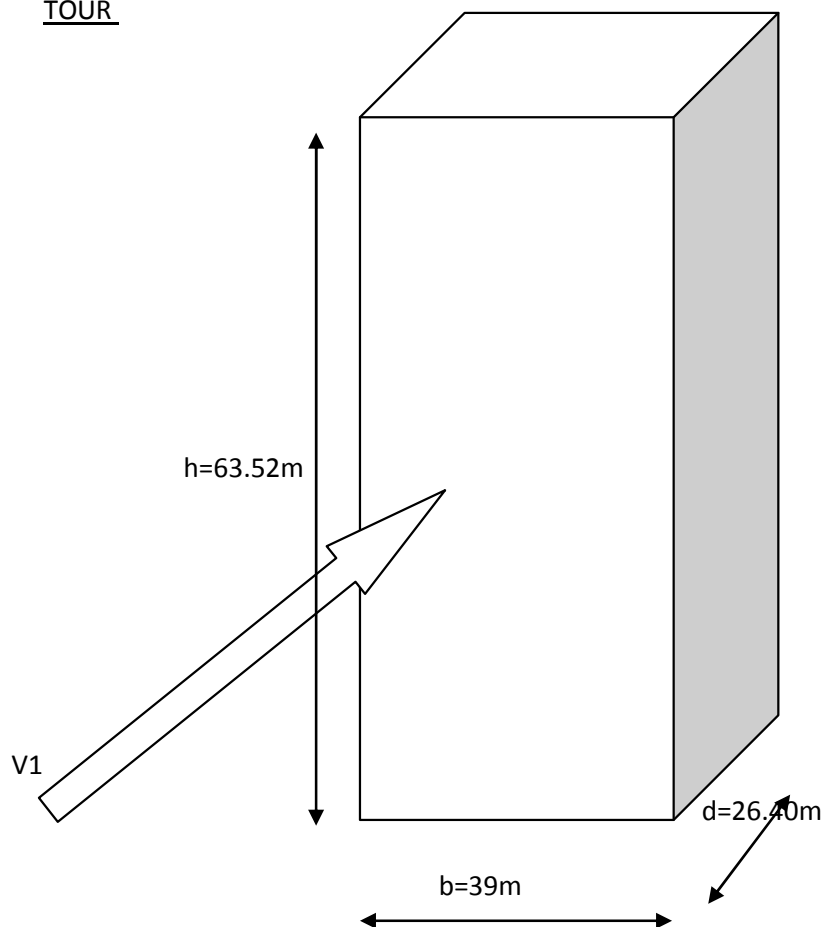


Figure 2.7 : action du vent dans la tour- direction x.

- Calcul de Cd

$$b=39\text{m}$$

$h=63.52\text{m}$

D'après la figure 3.1 :

Après interpolation : $C_d=0.93$.

- Calcul de $C_r(z)$, $C_e(z)$ et q dyn

$h>10\text{m}$: la pression du vent est alors triangulaire.

$C_r(z)$ sont donnés d'après la formule 2.15.

$C_e(z)$ sont donnés d'après la formule 2.13.

D'après le tableau 2.3 :

$q_{\text{réf}}=375\text{N/m}^2$

q_{dyn} sont calculés d'après la formule 2.12.

- Calcul de C_{pe}

La surface chargée $=63.52 \times 39 > 10\text{m}^2$: $C_{pe}=C_{pe,10}$.

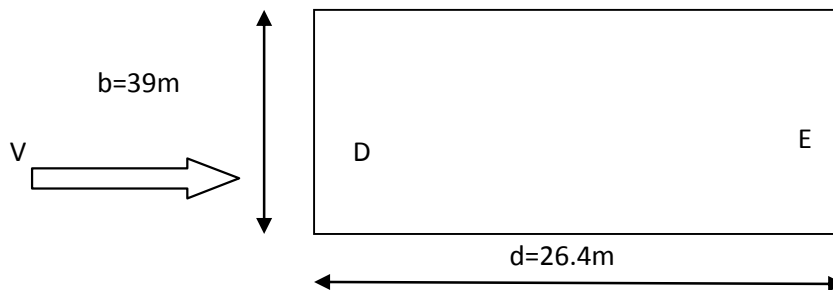


Figure II.10

D'après l'art.1.1.2 du chapitre 5 :

$e=\min(39, 2 \times 63.52)=39\text{m}$.

$e>d$

$e/5=7.8\text{m}$.

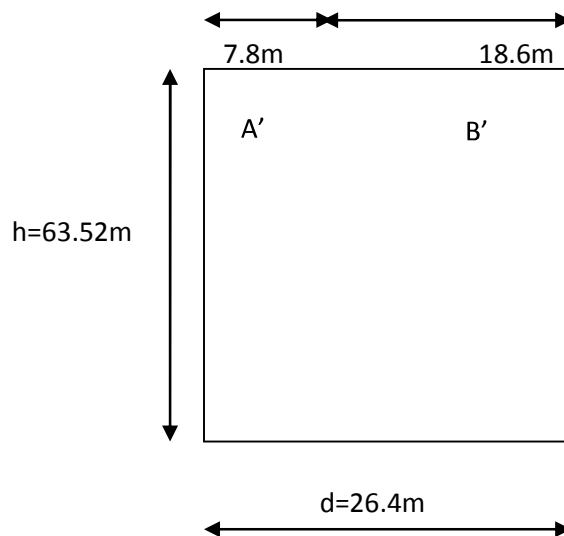


Figure II.11

Les valeurs de C_{pe} :

zones	A'	B'	D	E
Cpe	-1	-0.8	+0.8	-0.3

- Calcul de Cpi

En supposant toutes les ouvertures (portes, fenêtres, autres) sont fermées :

D'après la formule de l'art.2.1.1 :

$$\mu=0$$

D'après la figure 5.15 : Cpi=0.8

- Calcul des forces de frottement

Les forces de frottement doivent être calculées si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$d/b \geq 3 \text{ ou } d/h \geq 3.$$

$$b=39\text{m}$$

$$h=63.52\text{m}$$

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

$$d/h=0.61 < 3$$

$$d/b=0.68 < 3$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées : les forces de frottement sont alors négligeables.

Les calculs sont donnés dans le tableau suivant :

h(m)	z(m)	Cr(z)	Ce(z)	Cd	Qdyn(KN/m ²)	ΔCp	W(KN/m ²)	qj(KN/m ²)	S(m ²)	qxSj (KN)
7.2	7.2	1.12	2.58	0.9	0.97	1.1	1.06	0.96	299.7	287.28
4.2	11.4	1.12	2.85	0.9	1.07	1.1	1.18	1.06	174.82	185.35
4.2	15.6	1.25	3.05	0.9	1.14	1.1	1.26	1.13	174.82	197.94
1.2	16.8	1.26	3.10	0.9	1.16	1.1	1.28	1.15	49.95	57.42
3.26	20.06	1.29	3.21	0.93	1.20	1.1	1.32	1.23	127.14	156.53
3.26	23.32	1.32	3.31	0.93	1.24	1.1	1.36	1.27	127.14	161.27
3.26	26.58	1.34	3.40	0.93	1.27	1.1	1.40	1.30	127.14	165.45
3.26	29.84	1.36	3.47	0.93	1.30	1.1	1.43	1.33	127.14	169.18
3.26	33.1	1.38	3.54	0.93	1.33	1.1	1.46	1.36	127.14	172.56
3.26	36.36	1.39	3.60	0.93	1.35	1.1	1.48	1.38	127.14	175.64
3.26	39.62	1.41	3.66	0.93	1.37	1.1	1.51	1.40	127.14	178.49
3.26	42.88	1.42	3.71	0.93	1.39	1.1	1.53	1.42	127.14	181.12
3.26	46.14	1.43	3.76	0.93	1.41	1.1	1.55	1.44	127.14	183.58
3.26	49.4	1.45	3.81	0.93	1.43	1.1	1.57	1.46	127.14	185.88
3.26	52.66	1.46	3.85	0.93	1.44	1.1	1.59	1.48	127.14	188.05
3.26	55.92	1.47	3.90	0.93	1.46	1.1	1.61	1.49	127.14	190.10
3.26	59.18	1.48	3.94	0.93	1.48	1.1	1.62	1.51	127.14	192.04
3.26	62.44	1.48	3.97	0.93	1.49	1.1	1.64	1.52	127.14	193.90
3.26	65.7	1.49	4.01	0.93	1.50	1.1	1.65	1.54	127.14	195.65
3.26	68.96	1.50	4.04	0.93	1.52	1.1	1.67	1.55	127.14	197.33
3.56	72.52	1.51	4.08	0.93	1.53	1.1	1.68	1.56	138.84	217.40
4.2	76.72	1.52	4.12	0.93	1.54	1.1	1.70	1.58	163.8	259.03
3.6	80.32	1.53	4.15	0.93	1.56	1.1	1.71	1.59	140.4	223.80
Σ										4315

Tableau 2.2 : résultats de calcul de l'action du vent dans la direction X

2.2.3.5.2 Calcul de l'action du vent dans la direction Y

L'étude se fera sur le RDC, le premier et deuxième niveau, puis du 3eme niveau à la terrasse 2, et ce, par asymétrie de la structure suivant la hauteur.

L'ouvrage étant dans la ville d'Alger, il sera donc classé en zone I suivant l'annexe 1 du RNV99.

La ville est également en bord de mer, le terrain sera catégorisé en I suivant le tableau 2.4 du RNV99.

Le site de l'ouvrage est dit plat.

PODIUM :

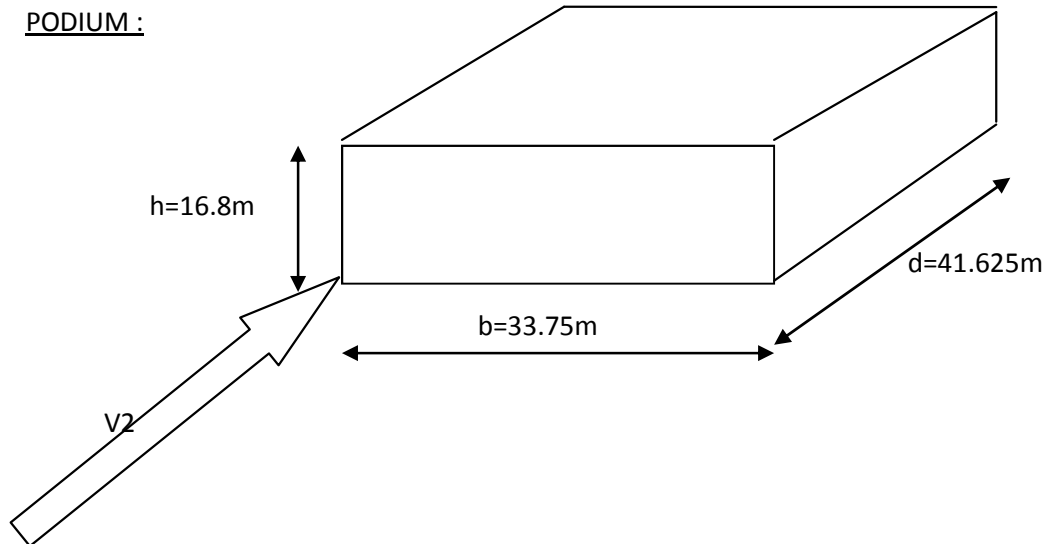


Figure 2.7 : action du vent dans le podium- direction y.

- Calcul de Cd

$h > 10m$, Cd est déterminé à partir de la figure 3.1 du RNV99.

Après interpolation :

$Cd = 0.91$

- Calcul de Cr(z), Ce(z), qdyn

$h > 10m$: la pression du vent est alors triangulaire.

Cr(z) sont donnés d'après la formule 2.15.

Ce(z) sont donnés d'après la formule 2.13.

D'après le tableau 2.3 :

$q_{réf} = 375 N/m^2$

qdyn sont calculés d'après la formule 2.12.

Les calculs sont faits par Excel.

- Calcul de Cpe

La surface chargées $> 10m^2$: $Cpe = Cpe,10$.

Z(m)	Surface chargée (m ²)	Observation
7.2	243	$> 10m^2$ donc $Cpe = Cpe,10$
11.4	141.75	$> 10m^2$ donc $Cpe = Cpe,10$
15.6	141.75	$> 10m^2$ donc $Cpe = Cpe,10$
16.8	40.5	$> 10m^2$ donc $Cpe = Cpe,10$



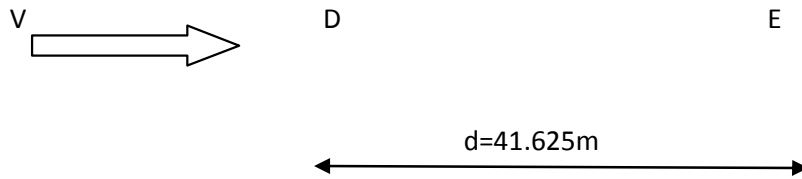


Figure II.13

D'après l'art.1.1.2 du chapitre 5 :
 $e = \min(33.75, 33.6) = 33.6 < d$
 $e/5 = 6.72\text{m}$.

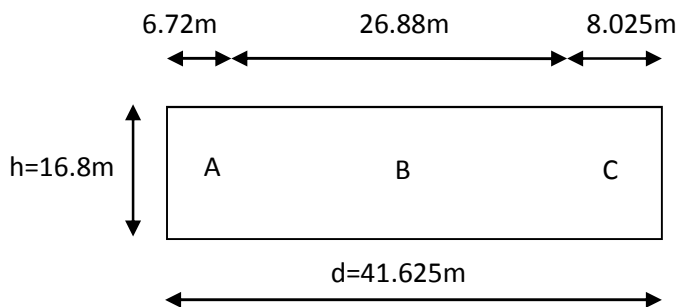


Figure II.14

Les valeurs de C_{pe} :

zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

- Calcul de C_{pi}

En supposant toutes les ouvertures (portes, fenêtres, autres) sont fermées :

D'après la formule de l'art.2.1.1 :

$$\mu = 0$$

D'après la figure 5.15 : $C_{pi} = 0.8$

- Calcul des forces de frottement

Les forces de frottement doivent être calculées si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$d/b \geq 3 \text{ ou } d/h \geq 3.$$

$$b = 41.625\text{m}$$

$$h = 16.8\text{m}$$

$$d = 33.75\text{m}$$

$$d/h = 2.48 < 3$$

$$d/b = 1.23 < 3$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées : les forces de frottement sont alors négligeables.

TOUR

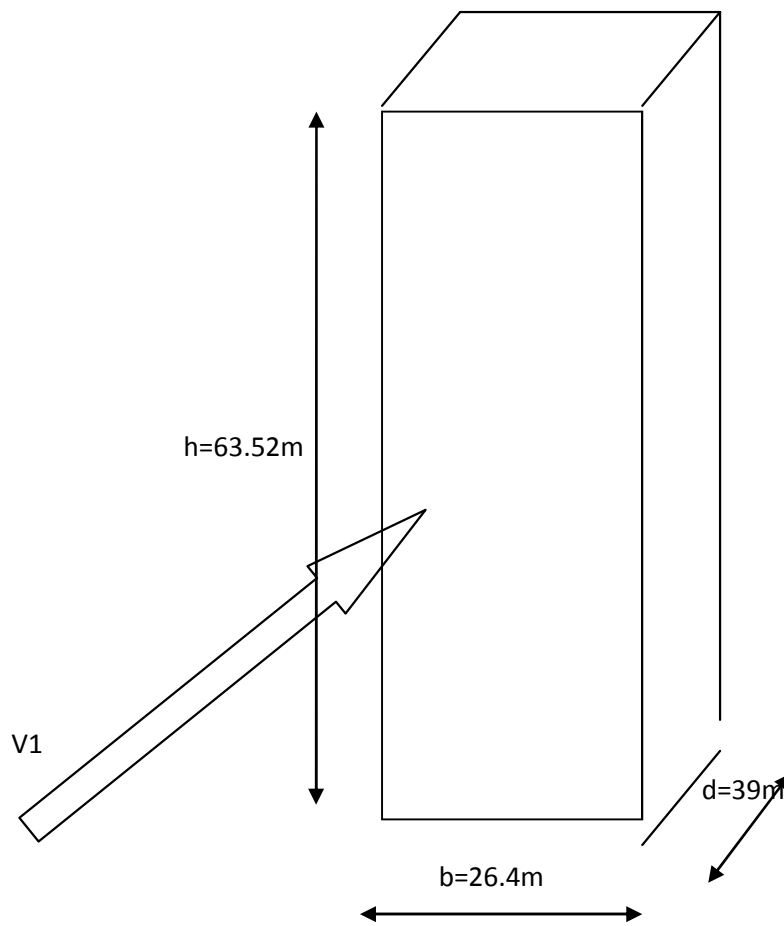


Figure 2.8 : action du vent dans la tour- direction y.

- Calcul de C_d

$b=26.4\text{m}$

$h=63.52\text{m}$

D'après la figure 3.1 :

Après interpolation : $C_d=0.95$.

- Calcul de $C_r(z)$, $C_e(z)$ et q dyn

$h>10\text{m}$: la pression du vent est alors triangulaire.

$C_r(z)$ sont donnés d'après la formule 2.15.

$C_e(z)$ sont donnés d'après la formule 2.13.

D'après le tableau 2.3 :

$q_{\text{réf}}= 375\text{N/m}^2$

q_{dyn} sont calculés d'après la formule 2.12.
 Les calculs sont faits par Excel.

- Calcul de C_{pe}

La surface chargée=63.52x39 > 10m² : C_{pe}=C_{pe,10}.

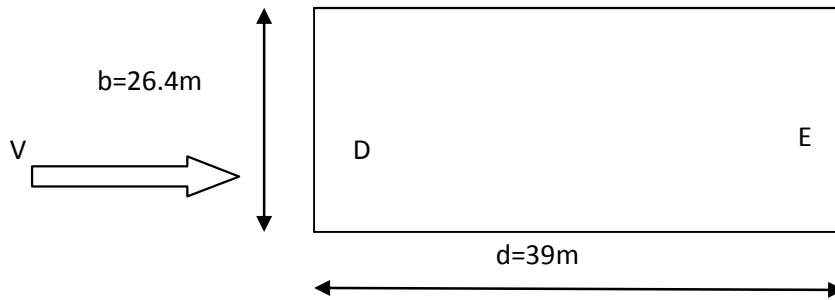


Figure II.15

D'après l'art.1.1.2 du chapitre 5 :

$$e = \min(26.4, 2 \times 63.52) = 26.4\text{m.}$$

$$e < d$$

$$e/5 = 5.28\text{m.}$$

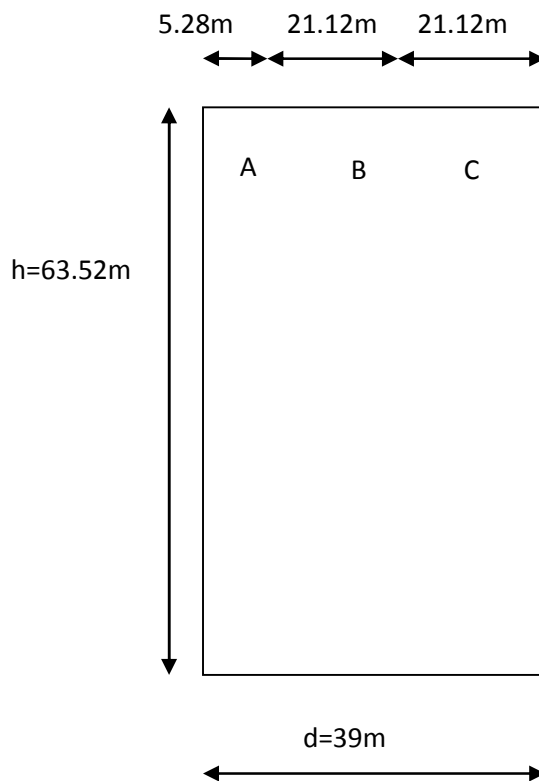


Figure II.16

Les valeurs de C_{pe} :

zones	A	B	C	D	E

Cpe	-	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
	1				

- Calcul de Cpi

En supposant toutes les ouvertures (portes, fenêtres, autres) sont fermées :

D'après la formule de l'art.2.1.1 :

$$\mu=0$$

D'après la figure 5.15 : Cpi=0.8

- Calcul des forces de frottement

Les forces de frottement doivent être calculées si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$d/b \geq 3 \text{ ou } d/h \geq 3.$$

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

$$h=63.52\text{m}$$

$$d=39\text{m}$$

$$d/h=0.61 < 3$$

$$d/b=0.68 < 3$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées : les forces de frottement sont alors négligeables.

Les calculs sont donnés dans le tableau suivant :

h(m)	z(m)	Cr(z)	Ce(z)	Cd	qdyn(KN/m²)	ΔCp	W(KN/m²)	qj(KN/m²)	S(m²)	qxSj (KN)
7.2	7.2	1.12	2.58	0.9	0.97	1.1	1.06	0.97	243	235.52
4.2	11.4	1.12	2.85	0.9	1.07	1.1	1.18	1.07	141.75	151.95
4.2	15.6	1.25	3.05	0.9	1.14	1.1	1.26	1.14	141.75	162.27
1.2	16.8	1.26	3.10	0.9	1.16	1.1	1.28	1.16	40.5	47.07
3.26	20.06	1.29	3.21	0.93	1.20	1.1	1.32	1.26	86.064	108.24
3.26	23.32	1.32	3.31	0.93	1.24	1.1	1.36	1.29	86.064	111.52
3.26	26.58	1.34	3.40	0.93	1.27	1.1	1.40	1.33	86.064	114.40
3.26	29.84	1.36	3.47	0.93	1.30	1.1	1.43	1.36	86.064	116.98
3.26	33.1	1.38	3.54	0.93	1.33	1.1	1.46	1.39	86.064	119.32
3.26	36.36	1.39	3.60	0.93	1.35	1.1	1.48	1.41	86.064	121.45
3.26	39.62	1.41	3.66	0.93	1.37	1.1	1.51	1.43	86.064	123.42
3.26	42.88	1.42	3.71	0.93	1.39	1.1	1.53	1.45	86.064	125.24
3.26	46.14	1.43	3.76	0.93	1.41	1.1	1.55	1.47	86.064	126.94
3.26	49.4	1.45	3.81	0.93	1.43	1.1	1.57	1.49	86.064	128.53
3.26	52.66	1.46	3.85	0.93	1.44	1.1	1.59	1.51	86.064	130.03
3.26	55.92	1.47	3.90	0.93	1.46	1.1	1.61	1.53	86.064	131.45
3.26	59.18	1.48	3.94	0.93	1.48	1.1	1.62	1.54	86.064	132.79
3.26	62.44	1.48	3.97	0.93	1.49	1.1	1.64	1.56	86.064	134.071
3.26	65.7	1.49	4.01	0.93	1.50	1.1	1.65	1.57	86.064	135.29
3.26	68.96	1.50	4.04	0.93	1.52	1.1	1.67	1.58	86.064	136.45
3.56	72.52	1.51	4.08	0.93	1.53	1.1	1.68	1.60	93.984	150.33

4.2	76.72	1.52	4.12	0.93	1.54	1.1	1.70	1.61	110.88	179.11
3.6	80.32	1.53	4.15	0.93	1.56	1.1	1.71	1.63	95.04	154.76
Σ										3077.17

Tableau 2.3 : résultats de calcul de l'action du vent dans la direction Y

Soit alors une force due au vent de 4.3MN suivant X et de 3.08MN suivant Y.

2.2.3.6 La charge de la neige

Le calcul vis-à-vis de la charge de neige se fait dans les zones concernées par celles-ci. Les valeurs représentatives de la charge de neige sont données par le RNV99, qui donne également la carte zone de neige p.34 ou les zones de neige par commune dans le tableau A1.1 p35.

2.2.3.7 La charge du sable

Même principe que pour la charge de neige.
La carte zone de sable est donnée dans le RNV99 p.41 ou les zones de sable par commune dans le tableau 7.1 p.42.

2.2.3.8 La charge thermique

La longueur de la structure dépasse 30m. L'effet thermique doit être pris en compte.

La structure située dans la wilaya d'Alger avec une variation de température de -15°C à +35°C et une température de référence égale à +20°C.

Les combinaisons recommandées par le code DTR B.C 2.41 du CBA93 art.C.2.1 :

A l'ELU : $1.35G+1.5Q+0.8T$

A l'ELS : $G+Q+T$

2.2.4. Charges sismiques

Le nord de l'Algérie est très exposé au risque sismique.

Afin de protéger les constructions, il est impératif d'estimer les efforts dus au séisme, puis de calculer les ouvrages pour qu'ils y résistent.

Les règles parasismiques en Algérie sont régies par le RPA99 version 2003.

- La force sismique est proportionnelle à la masse de la structure.
- Elle dépend également du niveau de sismicité de la région où est implantée la structure.
- De son système de contreventement, chargé de reprendre les efforts horizontaux qui sont les efforts sismiques.

- De sa géométrie, de la qualité des matériaux et de la qualité de l'exécution et du contrôle.

2.2.4.1 Les paramètres nécessaires pour estimer la charge sismique

- Groupe d'usage

En fonction de leur importance, leur usage, leur hauteur et le nombre de personnes qu'elles abriteront, les structures sont classées en quatre groupes d'usage selon l'art.3.2 du RPA99 version 2003.

Ces groupes sont :

Groupe 1A, Groupe 1B, Groupe 2 et 3.

- Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone reflète le degré de sismicité du site d'implantation de l'ouvrage. Il est donné par le tableau 4.1 du RPA99 version 2003. La carte du zonage est donnée en p.12 ou en annexe 1 selon les wilayas et communes d'Algérie.

- Facteur d'amplification dynamique

Il dépend de :

- la catégorie du site est donnée dans le tableau 3.2 ;
- le facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 et dépend de l'amortissement critique donné dans le tableau 4.2;
- la période fondamentale de la structure dont la valeur théorique est donnée en 4.6.

- Facteur de comportement

Pour les ouvrages en zone sismique, on admet l'incursion dans le domaine plastique, d'où un coefficient de comportement >1 réduisant l'action sismique. A la place d'une limite de résistance, on impose une limite de déformation grâce à l'utilisation de la réserve de ductilité des matériaux.

Les valeurs numériques de ce facteur de comportement sont données suite à des observations in-situ des performances des bâtiments lors des séismes.

Ces valeurs sont données dans le tableau 4.3 du RPA99 version 2003.

- Facteur de qualité

Il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation de la structure ;
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur du facteur de qualité est donnée suivant la formule 4.4.

Données sur la structure à étudier :

- Groupe d'usage 1B.
- Zone III.
- Amortissement critique de 10%.
- Site S2 d'après le rapport géotechnique donné par le laboratoire

3.1- Prédimensionnement du plancher en dalle pleine

3.1.1 Définition

Le plancher est un élément horizontal, dont une dimension (l'épaisseur h) est plus faible par rapport aux deux autres dimensions en plan (l_x et l_y).

Les principaux rôles des planchers sont :

- Résistance et stabilité :
 - supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
 - ne pas fléchir (résistance à la flexion) : il faut que la flèche calculée soit inférieure à la flèche admissible.
 - Durabilité.
- Etanchéité et protection :
 - à l'air.
 - au feu.
- Isolation thermique et acoustique (confort).
- Fonction architecturale :
 - aire porteuse pour l'étage considéré et toit pour l'étage sous-jacent.
- Fonctions techniques :
 - liaisons avec les éléments porteuses.
 - passage de gaine (eau, électricité, éclairage...etc.)

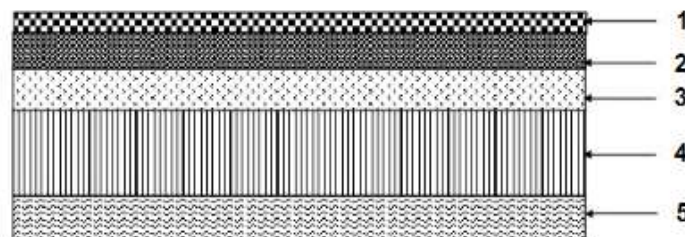


Figure 3.1 : schéma d'un plancher en dalle pleine

- 1- Revêtement en carrelage.
- 2- Mortier de pose.
- 3- Lit de sable.
- 4- Dalle en béton armé.
- 5- Enduit en mortier ciment.

3.1.2 Règles de calcul selon le BAEL91 modifié 99

- Dallage courant, pour structures à usage d'habitation ou de bureaux, la résistance du béton à la compression doit être au moins égale à 25MPa.
- Le comportement de la dalle dépend de son épaisseur.
- Les justifications se font sur le respect des états limites de services.

3.1.3 Choix du type de plancher

Le plancher de la structure est un plancher en dalle pleine au lieu d'un plancher en corps creux pour plusieurs raisons :

- Importance des charges et des surcharges
La dalle reprend les contraintes engendrées par les charges et surcharges (charges permanentes, poids propres, charges d'exploitation...etc.). Plus celles-ci sont importantes et plus l'épaisseur de la dalle doit être grande. Une dalle pleine est donc la plus performante vis-à-vis des efforts qu'elle reprend.
- Diaphragmes rigides
La rigidité du diaphragme dépend principalement de sa construction, de sa forme et du matériau utilisé.
→ La dalle pleine en BA permet d'obtenir les meilleurs diaphragmes.
→ Le plancher en corps creux représente un diaphragme rigide à plusieurs conditions :
 - Selon l'Eurocode8 art.5.10 version anglaise, la dalle de compression en béton armé doit avoir une épaisseur d'au moins 70mm.
 - Les poutrelles doivent comporter des armatures transversales de couture sur les tiers extrêmes de leur longueur.
 - Les poutrelles doivent être ancrées dans les chaînages.
 - Les poutrelles simplement appuyées ne sont pas admises.
 Suite à toutes ces conditions, les dalles pleines sont donc plus performantes que les planchers en corps creux vis-à-vis de la rigidité des diaphragmes.
- Longueurs des travées
La dalle pleine est souvent utilisée pour les grandes travées. Quand aux dalles en corps creux, où l'espacement entre poutrelles est égal à la dimension de l'hourdis (60cm) sont utilisées pour de plus petites travées.
- Isolation acoustique
Les bruits aériens (voix, sons...etc.) et solidiens (impacts sur le plancher, pas de personnes...etc.) dépendent de la surface de séparation entre les étages. A masse surfacique égale, la dalle pleine est plus performante que le plancher à corps creux.

- Aspect économique
En fonction de la quantité des matériaux (aciers plus importants dans la dalle pleine), la main d'œuvre, le coffrage et tout le matériel utilisé montre que le plancher en corps creux est plus économique que la dalle pleine.
- Effet coupe-feu
Les dalles pleines représentent une très bonne résistance au feu.

Après étude de ces critères, le choix du plancher en dalle pleine est justifié.

3.1.4 Justification des dalles

Selon les règles du BAEL99, les dalles reposant sur des appuis continus peuvent porter sur deux directions, ou sur une seule.

- Les dalles proprement dites sont celles qui portent dans deux directions.
- Les poutres-dalles sont des dalles particulières qui portent dans une seule direction.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \dots\dots\dots (3.1)$$

$0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions ;

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$: la dalle est considérée comme portant uniquement dans la direction de sa plus petite portée.

l_x : la plus petite travée du panneau de dalle.

l_y : la plus grande travée du panneau de dalle.

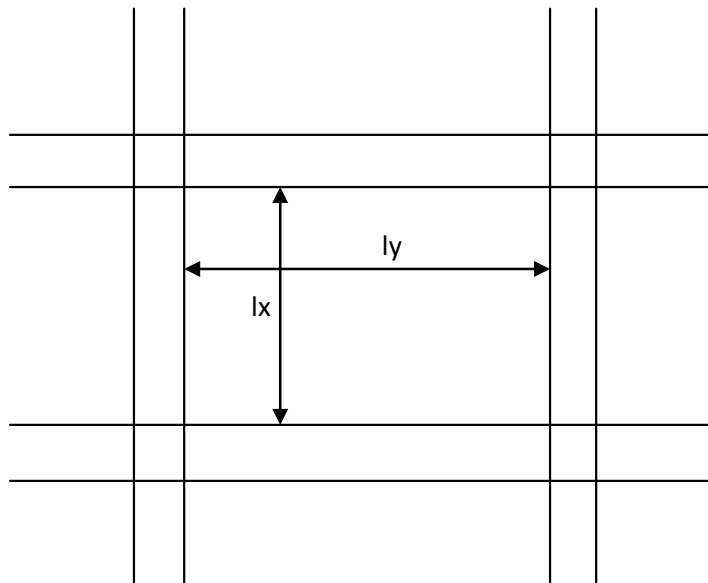


Figure 3.2

Les différents cas de la structure sont représentés dans le tableau suivant :

lx(m)	ly(m)	α	conclusion
4.4	4.5	0.97	$0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
4.5	5.7	0.78	$0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
3.7	4.5	0.82	$0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
3.1	4.5	0.68	$0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
1.8	4.5	0.4	$0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Tableau 3.1 : cas des panneaux de dalles- types de dalle.

Conclusion : toutes sont des dalles pleines sur appuis portant dans deux directions.

3.1.5 Prédimensionnement de la dalle

La détermination de l'épaisseur de la dalle, selon les règles du BAEL99, se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{l_x}{50} < h < \frac{l_x}{30} \dots\dots\dots (3.2)$$

Avec $l_x = 5.70m$.
 $0.11m < h < 0.19m$.
 Soit une épaisseur de 20cm.

3.1.6 Vérification des conditions du RPA

Selon l'art.7.7.1 :
 Epaisseur minimale de 15cm < 20cm.....vérifiée.

3.1.7 Prise en compte de la résistance au feu

Il existe quelques règles constructives quant à l'épaisseur de la dalle du plancher, afin de satisfaire la condition de résistance au feu.
 Pour les dalles isostatiques de planchers, l'épaisseur de la dalle doit respecter les valeurs suivantes :

Durée de résistance au feu	1/2h	1h	1h1/2	2h	3h	4h
Epaisseur minimale (cm)	6	7	9	11	15	17,5

Tableau 3.2 : épaisseur minimale de la dalle en fonction de la durée de résistance au feu

Soit une épaisseur d'au moins 17.5cm pour une durée de résistance au feu maximale de 4h.

3.1.8 Vérification de la flèche de la dalle pleine

D'après le CBA B6.5.3 :

$$f(\text{admissible}) < \frac{L_{max}}{500} \text{ si } L < 5\text{m} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$f(\text{admissible}) < 0.5\text{cm} + \frac{L_{max}}{1000} \text{ si } L > 5\text{m} \dots\dots\dots (3.4)$$

L=8.3m > 5m.

f(admissible)=0.013m.

Calcul de la flèche de la dalle

En utilisant les formules de la RDM :

$$f = \frac{5qL^4}{348EI} \dots\dots\dots (3.5)$$

En considérant une bande de 1m de largeur : b=1m ;

Épaisseur de la dalle notée « e » ;

La résistance caractéristique des éléments horizontaux est de 27MPa.

f ≤ f(admissible)

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5ql^4}{348EI f(adm)}} \dots\dots\dots (3.6)$$

Les charges que la dalle supporte :

- Poids propre=25x0.2x1=5KN/ml.
- Poids du revêtement=0.44x1=0.44KN/ml.
- Poids enduit en plâtre=0.2x1=0.2KN/ml.
- Poids lit de sable=0.36x1=0.36KN/ml.
- Poids du mortier de pose=0.4x1=0.4KN/ml.
- Surcharges d'exploitation=2.5KN/ml

q=G+Q

G=6.4KN/ml ; Q=2.5KN/ml.

q=8.9KN/ml.

E=11000³√27=33000MPa.

$e \geq 0.17m$.
Soit alors une épaisseur $e=20cm$.

L'épaisseur de la dalle pleine, qui est de 20cm, est justifiée.

3.2- Prédimensionnement des poutres :

3.2.1 Définition

La poutre est un élément horizontal en béton armé, coulé sur place ou préfabriqué, dont le rôle est le transfert des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux). Elle repose à ses extrémités sur des poteaux ou des murs.

3.2.2 Prédimensionnement

Il sera noté sens transversal le sens des plus petites travées et le sens longitudinal le sens des plus grandes travées.

Le pré dimensionnement des poutres se fait selon les règles du BAEL99 modifié 99, la section des poutres est déterminée comme suit :

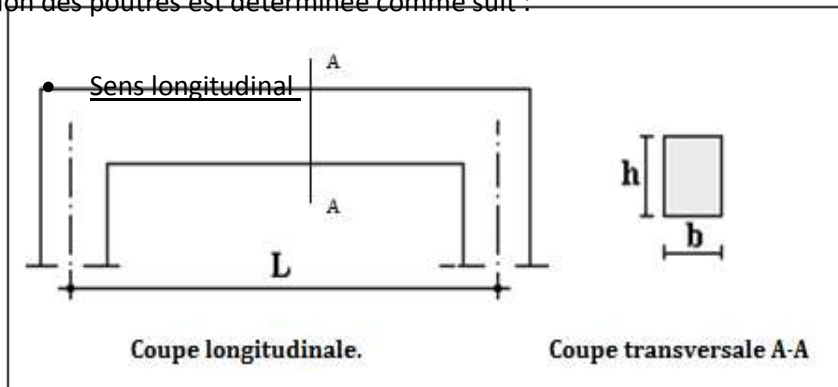


Figure 3.2 : coupe longitudinale et transversale d'une poutre

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (3.7)$$

$$0.3h < b < 0.7h \dots\dots\dots (3.8)$$

$L_{max}=8.3m$
 $0.55 < h < 0.83$
Soit $h=60cm$
 $0.18 < b < 0.42$

Soit $b=40\text{cm}$

- Sens transversal

$L_{\text{max}}=4.5\text{m}$

$$\frac{4.5}{15} = 0.3 < h < \frac{4.5}{10} = 0.45 ;$$

Soit $h=40\text{cm}$

$$0.3 \times 0.4 < b < 0.7 \times 0.4 ;$$

Soit $b=30\text{cm}$

3.2.3 Vérification des poutres selon le RPA

RPA99 version 2003 art.7.5.1 :

$b \geq 20\text{cm}$ vérifiée ;

$h \geq 30\text{cm}$ vérifiée ;

$\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ vérifiée ;

$\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ vérifiée.

3.2.4 Vérification de la flèche de la poutre

D'après la formule 3.5 :

$$f = \frac{5qL^4}{348 EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

La résistance caractéristique des éléments horizontaux est de 27MPa.

- Les charges que la poutre longitudinale supporte :

- Poids propre = $25 \times 0.4 \times 0.6 = 6\text{KN/ml}$.
- Poids du revêtement = $0.44 \times 0.4 = 0.176\text{KN/ml}$.
- Poids enduit en plâtre = $0.2 \times 0.4 = 0.08\text{KN/ml}$.
- Poids lit de sable = $0.36 \times 0.4 = 0.144\text{KN/ml}$.
- Poids du mortier de pose = $0.4 \times 0.4 = 0.16\text{KN/ml}$.
- Surcharges d'exploitation = $2.5 \times 0.4 = 1\text{KN/ml}$

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 6.56\text{KN/ml} ; Q = 1\text{KN/ml}$$

$$q = 10.36\text{KN/ml}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000\text{MPa}$$

$$l = 7.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.36 \times 8.3^4}{348 \times 33000 \cdot 10^3 \times 7.2 \times 10^{-3}} = 0.003\text{m}$$

$$f(\text{admissible}) = 0.0107\text{m}$$

$f(\text{calculée}) \leq f(\text{admissible})$vérifiée.

- Les charges que la poutre transversale supporte :
 - Poids propre = $25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$.
 - Poids du revêtement = $0.44 \times 0.3 = 0.132 \text{ KN/ml}$.
 - Poids enduit en plâtre = $0.2 \times 0.3 = 0.06 \text{ KN/ml}$.
 - Poids lit de sable = $0.36 \times 0.3 = 0.108 \text{ KN/ml}$.
 - Poids du mortier de pose = $0.4 \times 0.3 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
 - Surcharges d'exploitation = $2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/ml}$

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 3.42 \text{ KN/ml} ; Q = 0.75 \text{ KN/ml}$$

$$q = 6.12 \text{ KN/ml}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

$$I = 1.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5 \times 6.12 \times 4.5^4}{348 \times 33000 \cdot 10^3 \times 1.6 \times 10^{-3}} = 0.0007 \text{ m}$$

$$f(\text{admissible}) = 0.013 \text{ m}$$

$$f(\text{calculée}) \leq f(\text{admissible}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

3.3- Prédimensionnement des poteaux :

3.3.1 Définition

Le poteau est un élément vertical en béton armé coulé sur place ou préfabriqué, qui supporte essentiellement un effort normal de compression. Il peut être considéré comme un élément de contreventement et reprendre les efforts horizontaux proportionnellement à sa rigidité, si le système de contreventement de la structure est assuré par le système portiques autostables ou mixte assuré par des voiles et des portiques.

3.3.2 Plan de la disposition des poteaux

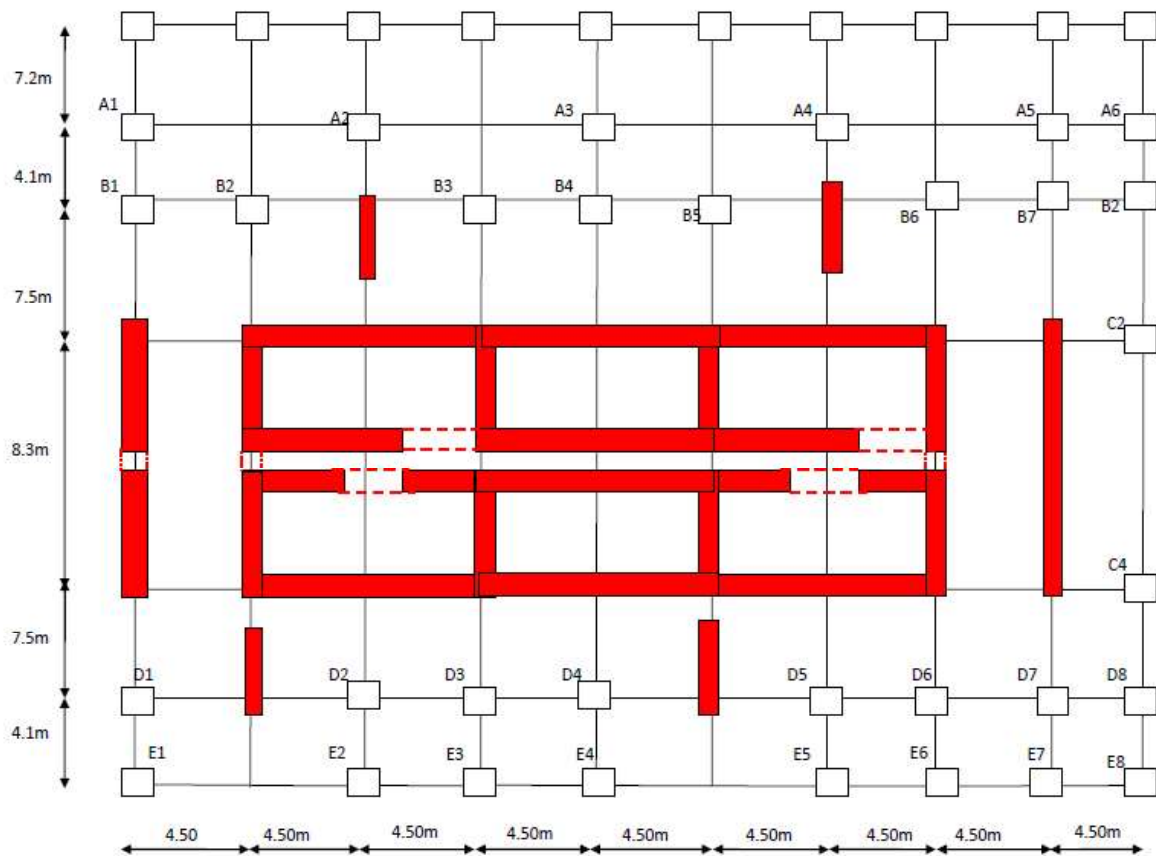


Figure 3.4 : disposition des poteaux et des voiles au niveau podium.

3.3.3 Calcul de la surface revenant à chaque poteau

poteau	Niveau concerné	Surface (m ²)	
A1	Sous-sols et podium	25.425	
A2	Sous-sols et podium	50.85	
A3	Sous-sols et podium	50.85	
A4	Sous-sols et podium	50.85	
A5	Sous-sols et podium	38.14	
A6	Sous-sols et podium	25.425	
B1	Tous les niveaux	17.55 (EC)	13.05 (podium)
B2	Tous les niveaux	23.83	26.1
B3	Tous les niveaux	16.875	26.1
B4	Tous les niveaux	16.875	26.1
B5	Tous les niveaux	16.875	26.1
B6	Tous les niveaux	23.83	26.1
B7	Tous les niveaux	17.55	26.1
B8	Sous-sols et podium	/	13.05
C1	Tour	35.55	/
C2	Sous-sols et podium	/	17.77
C3	Tour	35.55	/
C4	Sous-sols et podium	/	17.77
D1	Tous les niveaux	17.55 (EC)	13.05 (podium)
D2	Tous les niveaux	23.83	26.1
D3	Tous les niveaux	16.875	26.1
D4	Tous les niveaux	16.875	26.1
D5	Tous les niveaux	16.875	26.1
D6	Tous les niveaux	23.83	26.1
D7	Tous les niveaux	17.55	26.1
E1	Sous-sols et podium	25.425	
E2	Sous-sols et podium	50.85	
E3	Sous-sols et podium	50.85	
E4	Sous-sols et podium	50.85	
E5	Sous-sols et podium	38.14	
E6	Sous-sols et podium	25.425	

Tableau 3.3 : surface revenant à chaque poteau.

- Le poteau central le plus sollicité : C1 et C3 avec une surface reprise de 35.55m².
- Le poteau de rive le plus sollicité : soit D4 avec une surface reprise de 16.875m² en étage courant et de 26.1m² au niveau du podium et sous-sols.
- Le poteau de podium le plus sollicité : soit A3 avec une surface reprise de 50.85m².

3.3.4 Calcul des sections de poteaux

→poteau central C1 :

Surface de 35.55m²avec une majoration de 15% : S=40.88m².

- Niveau terrasse :
 Poids plancher : $7.66 \times 40.88 = 313.14 \text{KN}$
 Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 7.6)) = 59.1 \text{KN}$
 Surcharges d'exploitation : $1 \times 40.88 = 40.88 \text{m}^2$
 D'où : G=372.24KN ; Q=40.88KN.
- Niveau terrasse 1 et 2 :
 Poids plancher : $7.66 \times 40.88 = 313.14 \text{KN}$
 Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 7.6)) = 59.1 \text{KN}$
 Surcharges d'exploitation : $2.5 \times 40.88 = 102.2 \text{KN}$.
 D'où : G=372.24KN ; Q=102.2KN.
- Niveau étage courant :
 Poids plancher : $7.4 \times 40.88 = 302.51 \text{KN}$
 Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 7.6)) = 59.1 \text{KN}$
 Surcharges d'exploitation : $1.5 \times 40.88 = 61.32 \text{KN}$.
 D'où : G=361.61KN ; Q=61.32KN.
- Niveau 1^{er} et 2eme étage :
 Poids plancher : $7.4 \times 40.88 = 302.51 \text{KN}$
 Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 7.6)) = 59.1 \text{KN}$
 Surcharges d'exploitation : $2.5 \times 40.88 = 102.2 \text{KN}$.
 D'où : G=361.61KN; Q=102.2KN.
- Niveau RDC et sous-sol 1 :
 Poids plancher : $7.4 \times 40.88 = 302.51 \text{KN}$
 Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 7.6)) = 59.1 \text{KN}$
 Surcharges d'exploitation : $3.5 \times 40.88 = 143.08 \text{KN}$.
 D'où : G=361.61KN ; Q=143.08KN.

Les calculs sont faits comme suit :

CALCUL D'UNE TOUR EN BA EN R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS

PROMOTION 2012

NIVEAU	G (KN)	NG (KN)	Q (KN)	COEFF DE REGRES	Q RED	NQ (KN)	NU (KN)	Br (cm ²)	a-2 (cm)	a (cm)	b-2 (cm)	b (cm)	SECTION
3	361.61	7246.49	61.32	0.579	35.50	941.67	11195.26	8130.79	58	60	140.18	142.18	60x140
4	361.61	6884.88	61.32	0.583	35.79	906.16	10653.83	8008.22	58	60	138.07	141.966	60x140
5	361.61	6523.27	61.32	0.588	36.05	870.41	10112.03	7705.37	58	60	132.85	134.853	60x140
6	361.61	6161.66	61.32	0.594	36.42	834.36	9569.78	7292.17	58	60	125.72	127.72	60x130
7	361.61	5800.05	61.32	0.6	36.79	797.93	9026.972	6878.55	58	60	118.59	120.59	60x130
8	361.61	5438.44	61.32	0.607	37.22	761.14	8483.611	6464.51	58	60	111.45	113.45	60x130
9	361.61	5076.83	61.32	0.615	37.71	723.92	7939.60	6049.97	58	60	104.30	106.30	60x120
10	361.61	4715.22	61.32	0.625	38.32	686.21	7394.86	5634.88	58	60	97.15	99.15	60x120
11	361.61	4353.61	61.32	0.636	38.99	647.88	6849.20	5219.09	58	60	89.98	91.98	60x120
12	361.61	3992	61.32	0.65	39.85	608.88	6302.53	4802.52	58	60	82.80	84.80	60x110
13	361.61	3630.39	61.32	0.666	40.83	569.02	5754.57	4384.98	58	60	75.60	77.60	60x110
14	361.61	3268.78	61.32	0.687	42.12	528.19	5205.13	3966.31	58	60	68.38	70.38	60x110
15	361.61	2907.17	61.32	0.71	43.53	486.06	4653.77	3546.17	58	60	61.14	63.14	60x100
16	361.61	2545.56	61.32	0.75	45.99	442.52	4100.29	3124.42	58	60	53.86	55.86	60x100
17	361.61	2183.95	61.32	0.8	49.05	396.53	3543.13	2699.87	58	60	46.54	48.54	60x100
18	361.61	1822.34	61.32	0.85	52.12	347.48	2981.37	2271.81	58	60	39.16	41.16	60x90
19	361.61	1460.73	61.32	0.9	55.18	295.35	2415.02	1840.24	58	60	31.72	33.72	60x90
TERR1	372.24	1099.12	102.2	0.95	97.09	240.17	1844.06	1405.17	58	60	24.22	26.27	60x90
TERR2	372.24	726.88	102.2	1	102.2	143.08	1195.90	911.28	58	60	15.71	17.71	60x80
TERR INACC	372.24	354.64	40.88	1	40.88	40.88	540.08	411.54	58	60	7.09	9.09	60x80

Tableau 3.4 : descente de charge poteau central-détermination des sections.

Soit une section de poteaux centraux de 60x140cm² en admettant une diminution de 10cm/ côté chaque 3étages.

→poteau de rive D4 :

Surface de 16.875m² avec une majoration de 15% : S=19.41m².

- Niveau terrasse 1 :
 - Poids plancher : $7.66 \times 19.41 = 148.65 \text{KN}$
 - Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.3 \times 0.6 \times 3.45)) = 34.2 \text{KN}$
 - Poids murs maçonnerie extérieurs : $2.44 \times 4.2 \times 4.5 = 46.12 \text{KN}$
 - Surcharges d'exploitation : $2.5 \times 19.41 = 48.52 \text{KN}$.
 - D'où : G=182.85KN ; Q=48.52KN.

- Niveau étage courant :
 - Poids plancher : $7.4 \times (3.75 \times 4.5 \times 1.15) + 5.39 \times (1.55 \times 4.5 \times 1.15) = 186.84 \text{KN}$
 - Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.3 \times 0.4 \times 3.45)) = 23.85 \text{KN}$
 - Poids murs maçonnerie extérieurs : $2.44 \times 4.2 \times 4.5 = 46.12 \text{KN}$
 - Poids acrotère : $1.82 \times 4.5 = 8.19 \text{KN}$
 - Surcharges d'exploitation :
 - $1.5 \times (3.75 \times 4.5 \times 1.15) + 3.5 \times (1.55 \times 4.5 \times 1.15) = 57.18 \text{KN}$.
 - D'où : G=265KN ; Q=57.18KN.

- Niveau 1^{er} et 2eme étage :
 - Surface A=26.1m² avec une majoration de 15% : S=30m².
 - Poids plancher : $7.4 \times 30 = 222 \text{KN}$
 - Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 5.8)) = 48.3 \text{KN}$
 - Surcharges d'exploitation : $2.5 \times 30 = 75 \text{KN}$.
 - D'où : G=270.3KN ; Q=75KN.

- Niveau RDC et sous-sol 1 :
 - Poids plancher : $7.4 \times 30 = 222 \text{KN}$
 - Poids poutres : $25 \times ((0.3 \times 0.4 \times 4.5) + (0.4 \times 0.6 \times 5.8)) = 48.3 \text{KN}$
 - Surcharges d'exploitation : $3.5 \times 30 = 105 \text{KN}$.
 - D'où : G=270.3KN ; Q=105KN.

CALCUL D'UNE TOUR EN BA EN R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS

PROMOTION 2012

NIVEAU	G (KN)	NG (KN)	Q (KN)	COEFF DE REGR	Q RED	NQ(KN)	NU (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a (cm)	b-2 (cm)	b (cm)	SECTION
SS1	270.3	5769.05	105	0.565	59.32	907.57	9149.57	6971.97	58	60	120.20	122.20	60x120
RDC	270.3	5498.75	105	0.568	59.64	848.24	8695.68	6626.11	58	60	114.24	116.24	60x120
1	270.3	5228.45	75	0.571	42.82	788.60	8241.32	6279.88	58	60	108.27	110.27	60x120
2	270.3	4958.15	75	0.575	43.12	745.78	7812.17	5952.88	58	60	102.63	104.63	60x110
3	265	4687.85	57.18	0.579	33.10	702.65	7382.58	5625.53	58	60	96.99	98.99	60x110
4	265	4422.85	57.18	0.583	33.33	669.55	6975.17	5315.08	58	60	91.63	93.63	60x110
5	265	4157.85	57.18	0.588	33.62	636.21	6567.42	5004.37	58	60	86.28	88.25	60x100
6	265	3892.85	57.18	0.594	33.96	602.59	6159.23	4693.33	58	60	80.91	82.91	60x100
7	265	3627.85	57.18	0.6	34.30	568.62	5750.54	4381.91	58	60	75.55	77.55	60x100
8	265	3362.85	57.18	0.607	34.70	534.32	5341.32	4070.09	58	60	70.17	72.17	60x90
9	265	3097.85	57.18	0.615	35.16	499.61	4931.51	3757.81	58	60	64.78	66.78	60x90
10	265	2832.85	57.18	0.625	35.73	464.44	4521.01	3445.01	58	60	59.39	61.39	60x90
11	265	2567.85	57.18	0.636	36.36	428.70	4109.66	3131.56	58	60	53.99	55.99	60x80
12	265	2302.85	57.18	0.65	37.16	392.34	3697.36	2817.39	58	60	48.57	50.57	60x80
13	265	2037.85	57.18	0.666	38.08	355.17	3283.86	2502.30	58	60	43.14	45.14	60x80
14	265	1772.85	57.18	0.687	39.28	317.09	2868.98	2186.16	58	60	37.69	39.69	60x70
15	265	1507.85	57.18	0.71	40.59	277.81	2452.31	1868.66	58	60	32.21	34.21	60x70
16	265	1242.85	57.18	0.75	42.88	237.21	2033.66	1549.65	58	60	26.71	28.71	60x70
17	265	977.85	57.18	0.8	45.74	194.32	1611.59	1228.03	58	60	21.17	23.17	60x60
18	265	712.85	57.18	0.85	48.60	148.58	1185.22	903.14	58	60	15.57	17.57	60x60
19	265	447.85	57.18	0.9	51.46	99.98	754.57	574.98	58	60	9.91	11.9134	60x60
TERR1	182.85	182.85	48.52	1	48.52	48.52	319.62	243.556	58	60	4.19	6.19	60x60

Tableau 3.5 : descente de charge poteau de rive -détermination des sections.

Soit une section de poteaux de rive de 60x120cm² en admettant une diminution de 10cm/ côté chaque 3étages.

→poteau de rive A3 :

Surface de 50.85m²avec une majoration de 15% : S=58.48m².

- Niveau étage courant :

Poids plancher : 7.4x58.48=432.75KN

Poids poutres : 25x((0.3x0.4x4.5)+(0.4x0.6x5.35))=45.6KN

Surcharges d'exploitation : 1.5x58.48=87.72KN.

D'où : G=478.35KN ; Q=87.72KN.

- Niveau 1^{er} et 2eme étage :

Poids plancher : 7.4x58.48=432.75KN

Poids poutres : 25x((0.3x0.4x4.5)+(0.4x0.6x5.35))=45.6KN

Surcharges d'exploitation : 2.5x58.48=146.2KN.

D'où : G=478.35KN ; Q=146.2KN.

- Niveau RDC et sous-sol 1 :

Poids plancher : 7.4x58.48=432.75KN

Poids poutres : 25x((0.3x0.4x4.5)+(0.4x0.6x5.35))=45.6KN

Surcharges d'exploitation : 3.5x58.48=204.68KN.

D'où : G=478.35KN ; Q=204.68KN.

NIVEAU	G	NG(KN)	Q	NQ(KN)	NU(KN)	Br(cm ²)	a-2(cm)	a(cm)	b-2(cm)	b(cm)	SECTION
3	478.35	478.35	87.72	87.72	777.35	592.34	58	60	10.21	60	60x60
2	478.35	956.7	146.2	233.92	1642.42	1251.52	58	60	21.57	60	60x60
1	478.35	1435.05	146.2	380.12	2507.49	1910.71	58	60	32.94	60	60x60
RDC	478.35	1913.4	204.68	584.8	3460.29	2636.74	58	60	45.46	60	60x60
SS1	478.35	2391.75	204.68	789.48	4413.08	3362.76	58	60	57.97	60	60x60

Tableau 3.6: descente de charge poteau de rive -détermination des sections.

Soit une section de poteaux de 60x60cm².

Remarque :

Les travées n'étant pas égales suivant le sens transversal et longitudinal, il est préférable de prendre une section de poteau rectangulaire.

Le rapport α entre les travées et le rapport β entre les deux côtés de la section du poteau sont égaux.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \dots\dots\dots (3.9)$$

$$\beta = \frac{a}{b} \dots\dots\dots (3.10)$$

3.3.5 Vérifications sur les poteaux selon le RPA

Selon le RPA99 version 2003 art.7.4.1 :

he(m)	Section poteaux	Conditions RPA	Valeurs calculées	Observation
3.26	60x140	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.16	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.43$	vérifiée
4.05	60x120	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.20	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.5$	vérifiée
7.20	60x120	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.36	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.79$	vérifiée
4.20	60x120	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.21	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.79$	vérifiée
4.20	60x95	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.21	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.78$	vérifiée
3.26	60x90	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.78$	vérifiée
3.26	60x90	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.78$	vérifiée
3.26	60x90	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.77$	vérifiée
3.26	60x85	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$	$\frac{b1}{h1} = 0.77$	vérifiée
3.26	60x85	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée

		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.77$	vérifiée
3.26	60x85	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.76$	vérifiée
3.26	60x80	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.76$	vérifiée
3.26	60x80	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.76$	vérifiée
3.26	60x80	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.75$	vérifiée
3.26	60x75	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.75$	vérifiée
3.26	60x75	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.75$	vérifiée
3.26	60x75	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.74$	vérifiée
3.26	60x70	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.74$	vérifiée
3.26	60x70	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.74$	vérifiée
3.26	60x70	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.72$	vérifiée
3.26	60x60	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée

		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.72$	vérifiée
3.56	60x60	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.163	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.71$	vérifiée
4.20	60x60	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.21	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.71$	vérifiée
3.60	60x60	Min(b1,h1)≥30cm	Min(b1,h1)=60cm	vérifiée
		Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)>0.18	vérifiée
		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.71$	vérifiée

Tableau 3.7 : vérifications pour les poteaux suivant le RPA.

3.3.6 Vérification des poteaux au flambement

Définition du phénomène de flambement

C'est un phénomène d'instabilité de forme qui concerne les éléments verticaux élancés soumis à un effort de compression. Le poteau aura tendance à fléchir et à se déformer dans le sens perpendiculaire à l'axe de compression.

Ce phénomène dépend de l'élancement du poteau, donc de sa hauteur, de son inertie et du type des liaisons d'extrémités (conditions d'appui).

Calcul de l'élancement du poteau

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \dots\dots\dots (3.11)$$

l_f : longueur de flambement. Elle est fonction des conditions d'appuis.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \dots\dots\dots (3.12)$$

I : inertie de la section de béton B par rapport à un axe passant par son CDG et perpendiculaire à l'axe de flambement.

B : section de béton (non armé).

→longueur de flambement

D'après les règles du BAEL99 art.B-8.3,3 concernant les poteaux de bâtiments en béton armé à étages multiples contreventés par des pans

verticaux (murs, voiles en BA ou maçonnerie rigide) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur l_f est prise égale à :

- $0,7 l_0$ si le poteau est à ses extrémités :
 - soit encastré dans un massif de fondation ;
 - soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- l_0 dans tous les autres cas.

l_0 : longueur libre du poteau comptée entre deux faces supérieures de deux planchers consécutifs.

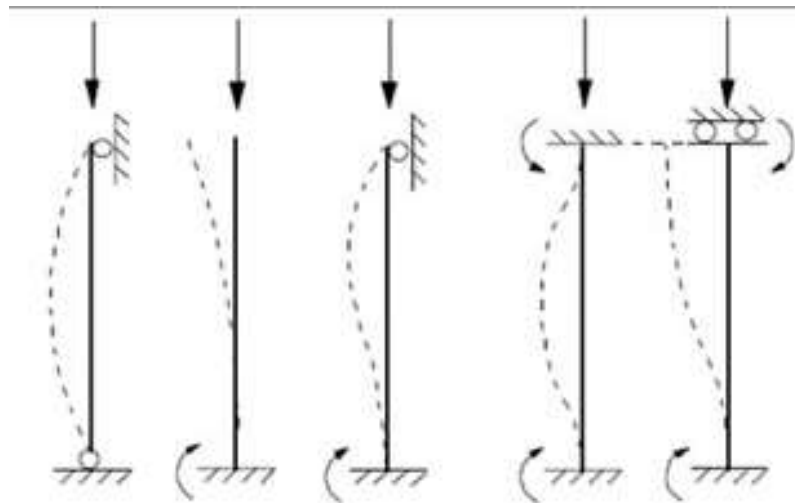


Figure III.5

Les cas sont numérotés de gauche à droite de a jusqu'à e.

cas	a	b	c	d	e
l_f	l_0	$2l_0$	$0.7l_0$	$0.5l_0$	l_0

→ inertie de la section B

Pour section rectangulaires :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

b et h les dimensions de la section B.

- Poteau central

niveau	l0(m)	lf(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	i(m)	λ	observation
3eme etage	3.26	2.28	0.84	0.137	0.404	5.64	<50 : non élancé
Etage courant (18 ^{ème} étage)	3.26	2.28	0.54	0.036	0.258	8.84	<50 : non élancé
Dernier étage	3.56	2.49	0.54	0.036	0.258	9.65	<50 : non élancé
Terrasse1	4.2	2.94	0.48	0.026	0.233	12.62	<50 : non élancé
Terrasse2	3.6	2.52	0.48	0.026	0.233	10.81	<50 : non élancé

Tableau 3.8: vérification au flambement du poteau central.

- Poteau de rive

niveau	l0(m)	lf(m)	B(m ²)	I(m ⁴)	i(m)	λ	observation
Sous-sol2	4.90	3.43	0.72	0.086	0.346	9.90	<50 : non élancé
Sous-sol1	4.05	2.83	0.72	0.086	0.346	8.18	<50 : non élancé
RDC	7.2	5.04	0.72	0.086	0.29	17.38	<50 : non élancé
1er étage	4.2	2.94	0.66	0.066	0.32	9.26	<50 : non élancé
2eme étage	4.2	2.94	0.66	0.066	0.32	9.26	<50 : non élancé
Etage courant (18 ^{ème} étage)	3.26	2.28	0.36	0.011	0.17	13.41	<50 : non élancé
Dernier étage	3.56	2.49	0.36	0.011	0.17	14.65	<50 : non élancé
Terrasse1	4.2	2.94	0.36	0.011	0.17	17.29	<50 : non élancé
Terrasse2	3.6	2.52	0.36	0.011	0.17	14.82	<50 : non élancé

Tableau 3.9 : vérification au flambement du poteau de rive.

3.4- Prédimensionnement des Voiles :

3.4.1 Définition :

Les voiles sont des éléments plans en béton armé, préfabriqués ou coulés sur place, ayant une raideur hors plan négligeable. Ils assurent d'une part la reprise des efforts verticaux (fonction porteuse) et d'une autre, la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux (fonction de contreventement).

3.4.2 Prédimensionnement du voile :

Selon le RPA99 version 2003 art.7.7.1:

$$a \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (3.13)$$

he : étant la hauteur d'étage la plus grande.

he=7.20m ; a≥0.36m

Soit une épaisseur de 40cm.

3.4.3 Vérification de la largeur du voile:

$$L \geq 4a \dots\dots\dots (3.14)$$

L≥1.60m ;

Largeur minimale du voile de 3.7m.....vérifiée.

4.1- Introduction

4.1.1 Définition

D'une manière générale, le risque sismique est donné suivant la formule suivante :

$$\text{Risque} = \text{aléa} \times \text{vulnérabilité}$$

L'aléa sismique est la probabilité qu'un séisme se produise en un lieu donné, durant une période donnée. Il est estimé à partir d'études de l'histoire des séismes de la région en question.

Les séismes destructeurs se sont produits en Algérie, et s'y produiront encore. Ne pouvant pas prévoir les séismes ni les empêcher, il est du de limiter les dégâts causés par le séisme et donc de construire parasismique, et pour construire parasismique, la structure doit être conçue et calculée conformément aux règles parasismiques, mais aussi réalisée de façon correcte et soignée.

La construction en zone sismique prend en compte les aspects suivants :

- Classification du bâtiment selon son importance et de sa destination, afin de déterminer le niveau minimal de protection sismique de celui-ci ;
- Conception et étude de l'ensemble de l'ouvrage tant du point de vue structural ou non structural, cette étape suppose une étroite collaboration entre maître de l'ouvrage, architectes, ingénieurs, contrôleurs...etc.
- Respect des exigences de sécurité propres aux situations sismiques définies par le Règlement parasismique en vigueur.

4.1.2 Le calcul sismique

Le mouvement sismique est parfaitement défini si en chaque point est connue sa composante suivant les deux directions horizontales perpendiculaire et la direction verticale. Ces composantes sont déterminées à partir d'enregistrements réels du mouvement du sol. Afin de représenter ce chargement sismique, on procède par calcul sismique en introduisant le chargement sismique sous forme d'accélérogramme ou d'un spectre de réponse. Le calcul sismique sert donc à estimer les forces sismiques agissant sur la structure et déterminer par la suite la réponse de la structure face à des sollicitations sismiques.

Le calcul des forces sismiques peut se faire suivant 3 méthodes :

- La méthode statique équivalente :

Il s'agit de remplacer les forces dynamiques par un système de forces statiques fictives qui reproduisent des effets équivalents à ceux de l'action sismique, avec les hypothèses suivantes :

- Le seul mode pris en compte est le mode fondamental ;
- La déformée du mode fondamentale est représentée par une droite pour les structures à portiques et par une parabole pour les structures à voiles ;

- Les masses sont représentées au CDG de chaque niveau et les planchers sont considérés infiniment rigides ;

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans le RPA99 version 2003 art.4.1.2.

- La méthode d'analyse modale spectrale :

C'est une méthode dynamique où il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre de la structure, et d'introduire la force sismique sous forme de spectre de dimensionnement afin d'obtenir la valeur de la réponse maximale à un instant donné, pour un séisme donné.

Selon le RPA99 version 2003 art.4.1.3, cette méthode peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- La méthode d'analyse par accélérogrammes :

Ou analyse temporelle. C'est une méthode dynamique par accélérogrammes. L'accélération de chaque mode est donnée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel.

4.2- Modélisation de la structure par SAP2000

La simulation numérique a connu une évolution importante, ce qui a eu pour résultat essentiel de mieux déterminer les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage, et de ce fait, obtenir un juste équilibre entre économie et sécurité.

Il faut cependant garder présent à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. L'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

L'analyse numérique des structures amène l'ingénieur à :

- Choisir les méthodes de calcul,
- Modéliser la structure et ses chargements,
- contrôler la validité de cette modélisation,
- la résoudre,
- contrôler et évaluer les premiers résultats,
- interpréter les résultats.

4.2.1 Etapes

L'une des étapes incontournables de l'analyse dynamique de la structure est sa modélisation.

La maîtrise de la modélisation de la structure doit avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de la structure.

Elle concerne 3 axes :

- La structure : du fait de sa géométrie (vue en plan et en élévation) mais aussi des matériaux la constituant.
- Les charges : permanentes et d'exploitation.
- L'action sismique : la valeur de l'effort sismique est introduite telle qu'elle (MSE) ou sous forme de spectre de réponse (MAMS).

La modélisation de la structure étudiée a été faite à l'aide du logiciel SAP2000.

4.2.2 Présentation du logiciel SAP2000

SAP2000, initiales de Structural Analysis Program (programme d'analyse structurelle), est un logiciel édité par Computers & Structures Inc. Il permet de calculer et d'analyser les structures en génie civil, en se basant sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...).

4.2.3 Modélisation des éléments structuraux

Les éléments structuraux de la structure ont été modélisés de la manière suivante :

- les éléments « frame » pour modéliser les poutres (beam) et poteaux (column). Il est modélisé comme une ligne connecté à deux nœuds.
Parmi les structures pouvant être modélisées par des éléments 'frame' :
Les poutres et poteaux à 3 dimensions, les portiques à 3 dimensions, les poutres planes.
- les éléments « shell » pour modéliser les membranes, plates and shell behavior dans le plan ou en 3 dimensions.
Parmi les structures pouvant être modélisées par des éléments 'shell' :
Les planchers (floor systems), les voiles (wall systems).

4.2.4 Introduction des charges et surcharges

Les charges à affecter aux éléments structuraux sont comme suit :

- charges permanentes :
 $G=2.66\text{KN/m}^2$ pour les niveaux terrasses,
 $G=2.4\text{KN/m}^2$ pour les étages courants et les sous-sols,
 $G=1.82\text{KN/ml}$ pour les acrotères des balcons,
 $G=2.44\text{KN/m}^2$ pour les murs extérieurs sur poutres périphériques.
- Surcharges d'exploitation :
 $Q=1\text{KN/m}^2$ pour le toit de la terrasse,
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$ pour les niveaux terrasses,
 $Q=1.5\text{KN/m}^2$ pour les étages courants de la tour,

$Q=2.5\text{KN/m}^2$ pour le 1er et 2ème niveau,
 $Q=3.5\text{KN/m}^2$ pour le RDC et les sous-sols.

4.2.5 Introduction de la masse de la structure

Les masses prises en considération pour le calcul sismique englobent la totalité des charges permanentes « G » et une fraction des charges d'exploitation « Q ».

La masse totale de la structure est égale à la somme des masses de chaque niveau. Cette dernière est déterminée selon la formule 4-5 de l'art.4.2.3 du RPA99 version 2003 :

$$W=\sum W_i ;$$

$$W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

Où :

W_{Gi} est la masse des charges permanentes ;

W_{Qi} est la masse des charges d'exploitation ;

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 du RPA.

Dans le cas de bâtiments recevant du public temporairement, $\beta=0.3$.

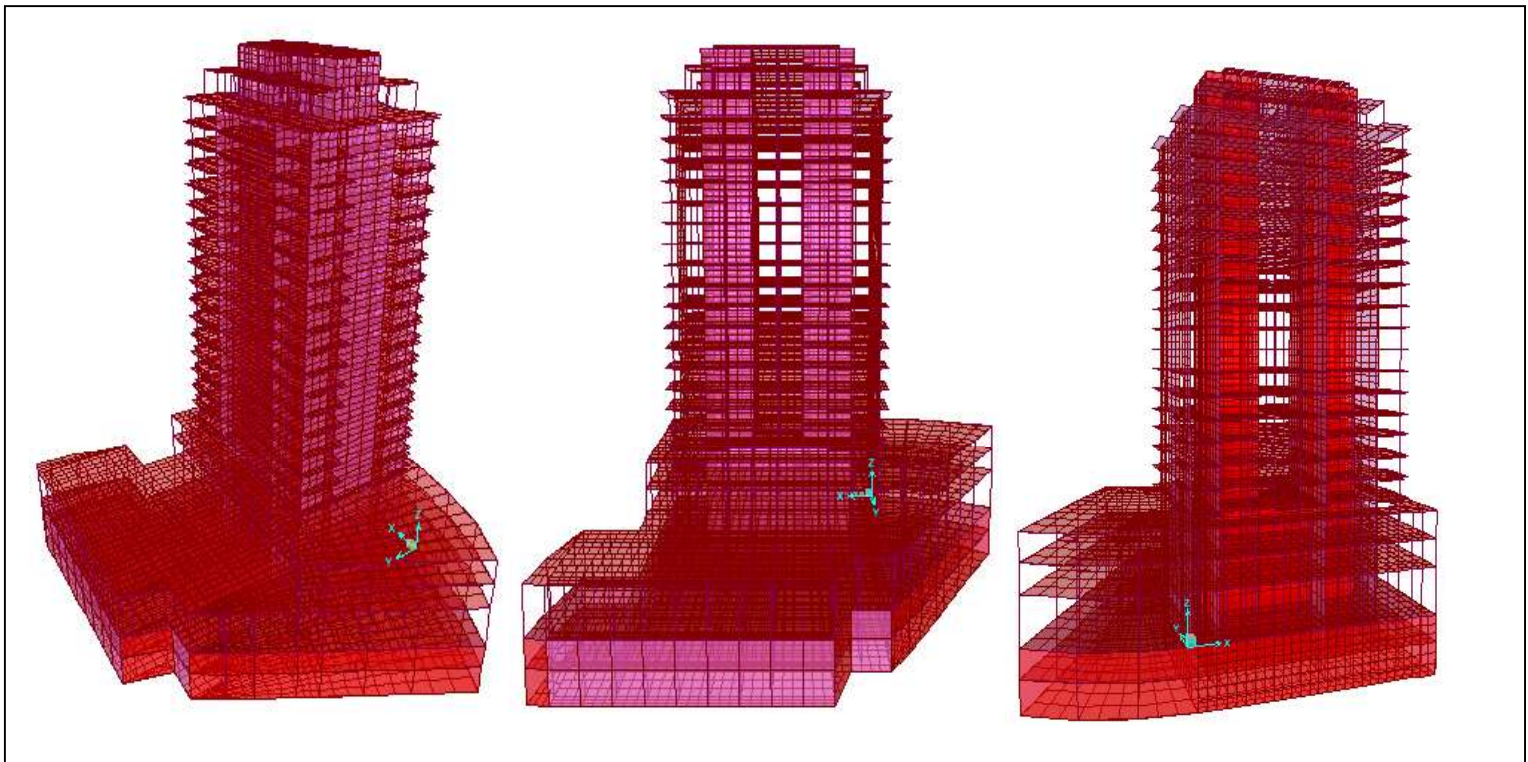


Figure 4.1 : Schéma du modèle numérique de la structure.

4.2.6 Calcul manuel du poids de la structure

Le poids total de la structure a été calculé en sommant le poids de tous les éléments constituant chaque niveau.

Les calculs ont été faits par Excel, les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

ELEMENTS	POIDS G	NIVEAU	SURFACE	POIDS Q
POUTRES	46707.42	RDC	2780.14	55073.1
POTEAUX	43547.34	1ER	1721.26	4303.15
VOILES	99964.68	2EME	962.11	1443.165
PLANCHER	196073.3048	EC	908.7	1363.05
MURS EXT	25213.1056	T1	531.9	1329.75
BALCON	298.53	T2	313.48	783.7
TOTAL G	411804.3804	TOTAL Q		86104.715

Tableau 4.1 : poids propre de la structure.

Le poids total de la structure est de :

$$W = W_G + \beta W_Q$$

$$W = 437635.7949 \text{ KN.}$$

4.3- Analyse dynamique la structure

Ne vérifiant pas toutes les conditions d'application de la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale équivalente sera celle utilisée.

4.3.1 Analyse modale

L'analyse de la structure débutera par une analyse modale, afin de déterminer les périodes propres de la structure ainsi que les facteurs de participation modaux. Ils seront déterminés sans aucun chargement extérieur : réponse de la structure sous oscillations libres.

Pour une approche réaliste du comportement de la structure face à une excitation sismique, on assimilera la structure à un système à plusieurs degrés de liberté.

Théoriquement, l'analyse dynamique mène à déterminer le même nombre de modes propres que celui des degrés de liberté. Réellement, le

calculateur choisit le nombre de mode, car au-delà d'une certaine fréquence, l'apport des modes supérieurs est négligeable.

Pour valider le nombre de modes choisi, on fait appel au critère des masses modales. Par définition, la masse modale pour le mode i est la masse effective c-à-d celle qui, accélérée par l'accélération spectrale du spectre de réponse, donne une force d'inertie égale à la force horizontale propre à la structure sur ce mode. Le nombre de modes est jugé satisfaisant quand la somme des masses modales est supérieure ou égale) 90% de la masse totale de la structure.

4.3.1.1 Résultats obtenus de l'analyse modale

N°Mode	Période s	Ux(%)	Uy(%)	Ux cumulé (%)	Uy cumulé (%)	Rz(%)	Rz cumulé (%)
1	1.085	2%	59%	2%	59%	0%	0%
2	0.923	55%	2%	57%	61%	3%	3%
3	0.685	0%	2%	57%	63%	49%	53%
4	0.312	0%	18%	57%	81%	0%	53%
5	0.256	19%	0%	76%	81%	1%	53%
6	0.240	0%	2%	76%	83%	27%	80%
7	0.177	0%	0%	76%	83%	0%	80%
8	0.169	0%	0%	76%	83%	0%	80%
9	0.167	0%	0%	76%	83%	0%	80%
10	0.163	0%	0%	76%	83%	0%	80%
11	0.159	0%	0%	76%	83%	0%	80%
12	0.157	0%	0%	76%	83%	0%	80%
13	0.157	1%	5%	76%	87%	4%	84%
14	0.147	1%	3%	77%	90%	9%	92%
15	0.145	0%	0%	77%	91%	0%	93%
16	0.136	0%	0%	77%	91%	0%	93%
17	0.134	6%	0%	83%	91%	1%	93%
18	0.133	0%	0%	84%	91%	0%	93%
19	0.132	0%	0%	84%	91%	0%	93%
20	0.127	4%	0%	88%	91%	0%	94%
21	0.121	1%	0%	88%	91%	0%	90%
22	0.112	0%	0%	88%	91%	0%	90%
23	0.111	0%	0%	88%	91%	0%	90%
24	0.106	0%	0%	89%	91%	0%	90%
25	0.102	0%	2%	89%	93%	3%	93%
26	0.102	0%	1%	89%	93%	1%	95%
27	0.099	0%	0%	89%	93%	0%	95%
28	0.098	0%	0%	89%	93%	0%	95%
29	0.094	0%	0%	89%	94%	0%	95%
30	0.094	0%	1%	90%	95%	0%	95%

Tableau 4.2 : résultats de l'analyse modale.

4.3.1.2 Interprétations des résultats

- La période de la structure obtenue par la méthode numérique est de 1.08sec.
- Le premier mode est un mode de translation suivant Y.
Le deuxième mode est un mode de translation suivant X.
Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les 90% de participation massique sont atteints au bout du 14^{ème} mode dans le sens Y et au bout du 30^{ème} mode dans le sens X.

4.3.1.3 Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'art.4.2.4, cette valeur ne doit pas dépasser la valeur estimée à partir des formules empiriques de plus de 30%.
Selon les formules 4-6 et 4-7 du même article du RPA, l'estimation de la période empirique de la structure se fait comme suit :

Formule 4-6 :

$$T=C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots(4.1)$$

Du tableau 4.6 :

$$C_T=0.05.$$

h_N étant la hauteur de la base de la structure (à $z=0$) jusqu'au dernier niveau N.

$$h_N=80.32m.$$

$$D'où : T=1.34sec.$$

Formule 4-7 :

$$T= 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots(4.2)$$

$$\text{Suivant X : } T= 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.98sec.$$

$$\text{Suivant Y : } T= 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.95sec.$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données par la formule 4-6 et 4-7.

$$\text{Suivant X : } Temp=0.98sec.$$

$$T_{num}=1.08sec \leq 1.3 Temp=1.27sec \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Suivant Y : } Temp=0.95sec.$$

$$T_{num}=1.08sec \leq 1.3 Temp=1.28sec \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

4.3.2 Analyse modale spectrale

- Définition d'un spectre de réponse

La force sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Le spectre de réponse en accélération est une répartition des accélérations dans le domaine des fréquences (ou périodes) et non dans le temps. Ceci est plus significatif et intéressant vu que ces valeurs maximales d'accélération donnent les sollicitations maximales dont on a besoin pour le dimensionnement de la structure.

En d'autres termes, c'est un ensemble de courbes, qui pour chaque couple (ξ, T) donne l'accélération maximale de la structure pour un séisme donné.

Il est fonction de la nature du site, le niveau de protection recherché selon l'importance de l'ouvrage.

Il y a 3 types de spectre de réponse :

- Le spectre de réponse en accélération spectrale S_{pa} ;
- Le spectre de réponse en vitesse spectrale (S_{pv}) ;
- Le spectre de réponse en déplacement spectral (S_d) ; relié tous les trois par la formule suivante :

$$S_{pa} = \omega S_{pv} = \omega^2 S_d$$

Les 3 spectres sont juste 3 différentes manières de présenter une même information de réponse de la structure.

Le spectre de réponse en accélération spectrale (S_{pa}) est le plus utilisé car il fournit immédiatement la force d'inertie maximale, engendrée par l'excitation sismique.

- paramètres du spectre

La zone sismique est une zone III;

Le groupe d'usage 1B ;

L'amortissement critique $\xi=10\%$;

Le site S2 ;

Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal $Q=1.05$;

Le coefficient de comportement $R=3.5$.

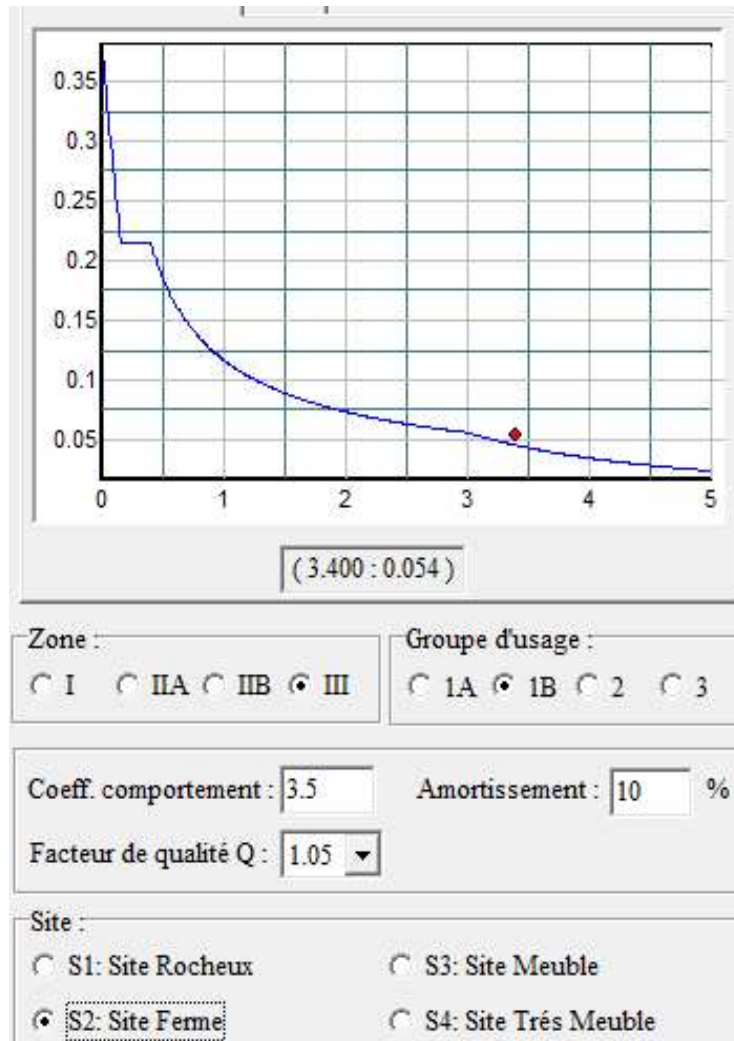


Figure 4.2 : allure du spectre de réponse de la structure.

- nombre de modes à considérer

Selon l'article du RPA99 version 2003 art.4.3.4 :

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

4.3.2.1 Résultats obtenus

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

- Le poids total de la structure obtenue par la méthode numérique W :
W=423571.42KN.
- La force sismique suivant X notée Rx obtenue par la méthode numérique:
Rx=26924.601KN.
- La force sismique suivant Y notée Ry obtenue par la méthode numérique:
Ry=26468.127KN.

D'après l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003, la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente Vstat, pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. L'effort tranchant à la base calculé par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \dots\dots\dots(4.3)$$

A partir du tableau 4.1 du RPA99 version 2003:

A=0.30

A partir du tableau 4.2 :

ξ=10%

A partir de la formule 4.3:

η=0.76

A partir du tableau 4.7:

pour un site S2, T1=0.15sec et T2=0.40sec.

A partir de la formule 4.2: pour une période empirique de 1.34sec,

D=0.85

A partir de la formule 4.4 et du tableau 4.4:

Q=1.05

A partir du tableau 4.3 :

Pour un système de contreventement par noyau central : R=3.5

Vstat=32 403.21KN.

0.8Vstat=25922.57KN

Rx=26924.601KN > 0.8Vstat.....vérifiée.

Ry=26468.127KN > 0.8Vstat.....vérifiée.

Ces conditions ainsi vérifiées, les paramètres de la réponse seront maintenus comme tels.

4.3.2.2 Vérification des déplacements horizontaux

Selon l'art4.43 du RPA99 version 2003 et selon la formule 4-19 le déplacement horizontal de l'étage « k » se calcule comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \dots \dots \dots (4.4)$$

où :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques ;

R : coefficient de comportement.

Les déplacements horizontaux sont calculés dans les deux directions.

Suivant X :

Z	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$
7.2	0.1473	0.51555
11.4	0.1503	0.52605
15.6	0.2341	0.81935
16.8	0.2577	0.90195
20.06	0.3804	1.3314
23.32	0.5299	1.85465
26.58	0.6986	2.4451
29.84	0.8819	3.08665
33.4	1.076	3.766
36.36	1.2788	4.4758
39.62	1.4874	5.2059
42.88	1.6992	5.9472
46.14	1.9135	6.69725
49.4	2.128	7.448
52.66	2.3409	8.19315
55.92	2.5521	8.93235
59.18	2.76	9.66
62.44	2.9634	10.3719
65.7	3.1629	11.07015
68.92	3.3575	11.75125
72.52	3.5649	12.47715
76.72	3.7967	13.28845
80.32	3.9847	13.94645

Tableau 4.3 : déplacements horizontaux suivant x.

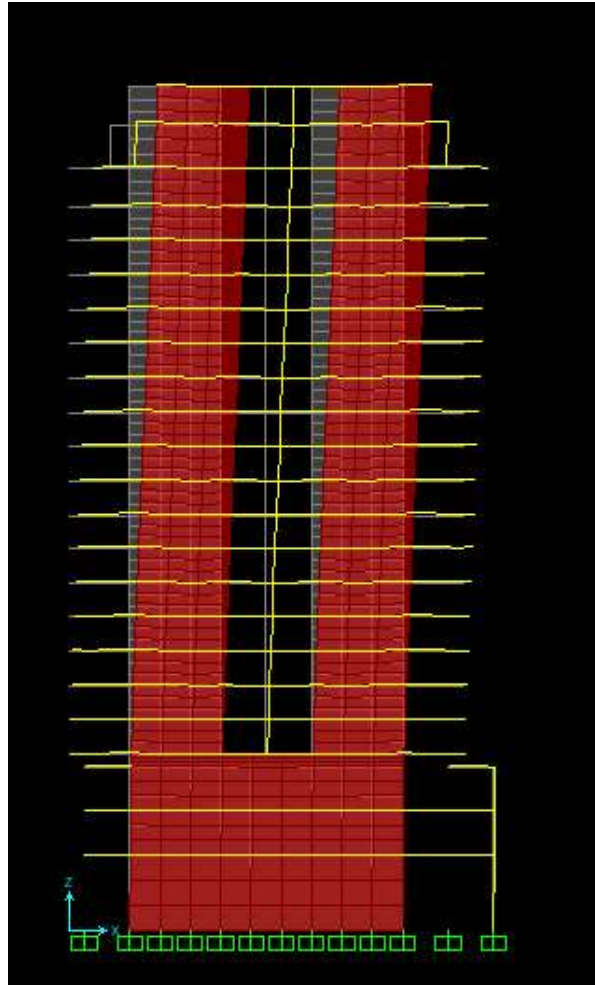


Figure 4.3 : allure des déplacements horizontaux suivant x.

Suivant Y :

Z	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$
7.2	0.2558	0.8953
11.4	0.4325	1.51375
15.6	0.6915	2.42025
16.8	0.7418	2.5963
20.06	0.9748	3.4118
23.32	1.2267	4.29345
26.58	1.4929	5.22515
29.84	1.7693	6.19255
33.4	2.0526	7.1841
36.36	2.3407	8.19245
39.62	2.6312	9.2092
42.88	2.9222	10.2277
46.14	3.2127	11.24445
49.4	3.5005	12.25175
52.66	3.7836	13.2426
55.92	4.0616	14.2156
59.18	4.3332	15.1662
62.44	4.5975	16.09125
65.7	4.8544	16.9904
68.92	5.1035	17.86225
72.52	5.3667	18.78345
76.72	5.4229	18.98015
80.32	5.5483	19.41905

Tableau 4.4 : déplacements horizontaux suivant y.

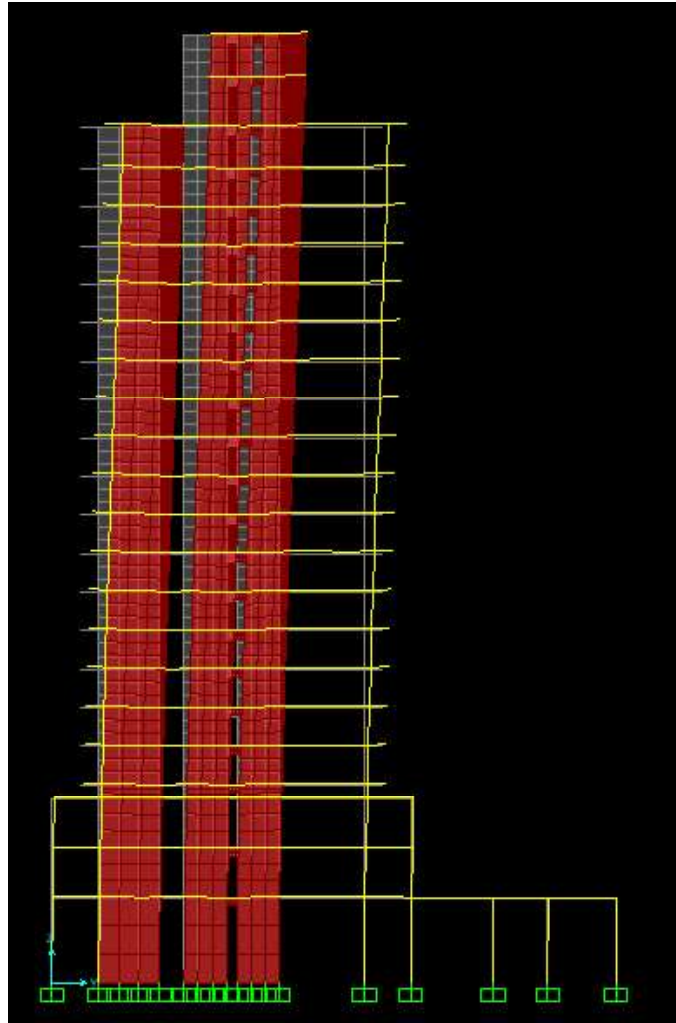


Figure 4.4 : allure des déplacements horizontaux suivant y.

4.3.2.3 Vérification des déplacements relatifs

Selon la formule 4-20 du même article du RPA, le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots(4.5)$$

D'après l'art.5.10 du RPA, le déplacement relatif Δk d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser une valeur égale à 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq \frac{he}{100} \dots\dots\dots(4.6)$$

Suivant X :

Z	ΔK (cm)	he/100 (cm)	Observations
7.2	0.51555	7.2	vérifiée
11.4	0.0105	4.2	vérifiée
15.6	0.2933	5.4	vérifiée
16.8	0.0826	3.26	vérifiée
20.06	0.42945	3.26	vérifiée
23.32	0.52325	3.26	vérifiée
26.58	0.59045	3.26	vérifiée
29.84	0.64155	3.26	vérifiée
33.4	0.67935	3.26	vérifiée
36.36	0.7098	3.26	vérifiée
39.62	0.7301	3.26	vérifiée
42.88	0.7413	3.26	vérifiée
46.14	0.75005	3.26	vérifiée
49.4	0.75075	3.26	vérifiée
52.66	0.74515	3.26	vérifiée
55.92	0.7392	3.26	vérifiée
59.18	0.72765	3.26	vérifiée
62.44	0.7119	3.26	vérifiée
65.7	0.69825	3.26	vérifiée
68.92	0.6811	3.26	vérifiée
72.52	0.7259	3.56	vérifiée
76.72	0.8113	4.2	vérifiée
80.32	0.658	3.6	vérifiée

Tableau 4.5 : déplacements relatifs suivant x.

Suivant Y :

Z	ΔK	he/100 (cm)	Observations
7.2	0.8953	7.2	vérifiée
11.4	0.61845	4.2	vérifiée
15.6	0.9065	5.4	vérifiée
16.8	0.17605	3.26	vérifiée
20.06	0.8155	3.26	vérifiée
23.32	0.88165	3.26	vérifiée
26.58	0.9317	3.26	vérifiée
29.84	0.9674	3.26	vérifiée
33.4	0.99155	3.26	vérifiée
36.36	1.00835	3.26	vérifiée
39.62	1.01675	3.26	vérifiée
42.88	1.0185	3.26	vérifiée
46.14	1.01675	3.26	vérifiée
49.4	1.0073	3.26	vérifiée
52.66	0.99085	3.26	vérifiée
55.92	0.973	3.26	vérifiée
59.18	0.9506	3.26	vérifiée
62.44	0.92505	3.26	vérifiée
65.7	0.89915	3.26	vérifiée
68.92	0.87185	3.26	vérifiée
72.52	0.9212	3.56	vérifiée
76.72	0.1967	4.2	vérifiée
80.32	0.4389	3.6	vérifiée

Tableau 4.6 : déplacements relatifs suivant y.

4.3.2.4 Vérification de l'effet P- Δ

Sous l'action sismique, les structures de grande hauteur subissent de grands déplacements horizontaux. L'action des charges verticales sous une telle structure déformée peut introduire une augmentation significative des efforts internes et des déplacements latéraux. L'effet du 2^{ème} ordre des charges verticales la structure transversalement déplacée est nommé effet P- Δ .

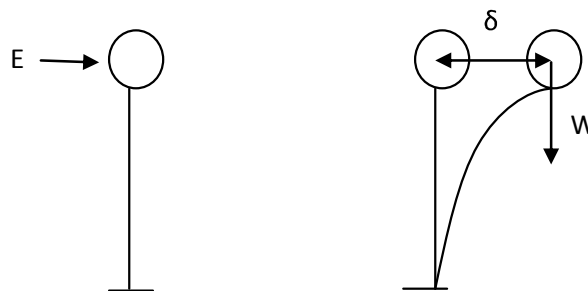


Figure 4.5 : schéma représentatif de l'effet P- Δ

En général, ces effets sont négligés sauf pour les structures importantes et de grande hauteur, à moins qu'elles ne satisfassent, à tous les niveaux, la condition 5.6 du RPA art.5.9 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1 \dots\dots\dots(4.7)$$

avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » ;

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

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

H_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta < 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta)$.

Si $\theta > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Calcul de l'effort tranchant à chaque niveau

Etant donné que le logiciel SAP ne donne pas l'effort tranchant par étage : l'effort tranchant a été déterminé en sommant l'effort tranchant repris par les poteaux et l'effort tranchant repris par le voile étage par étage.

Le tableau suivant montre l'effort tranchant à chaque niveau :

NIVEAU	VX/NIVEAU (KN)	VY/NIVEAU (KN)
RDC	36046.036	30452.027
1ER	34642.227	24822.58
2EME	32000.702	21250.91
EC	31409.943	17965.45
3EME	23697.73	27402.5
4EME	23231.34	23918.96
5EME	22567.92	23201.78
6EME	20087.45	22152.82
7EME	18997.43	21876.89
8EME	18464.88	20881.18
9EME	17877.34	20131.49
10EME	16653.12	18453.73
11EME	16008.55	18012.44
12EME	15339.07	17896.55
13EME	14568.31	16690.76
14EME	12084.91	15895.32
15EME	10948.78	15137.95
16EME	9895.65	14402.01
17EME	8990.33	14005.67
18EME	6906.653	10498.22
19EME	5668.26	9567.34
T1	5543.66	8997.71
T2	2734.296	2165.51

Tableau 4.7 : effort tranchant à chaque niveau.

- Calcul du poids de chaque niveau W et du poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus de chaque niveau Pk

NIVEAU	W (KN)	PK (KN)
1ER	62302.8	423279.2
2EME	37555.5	360976.4
EC	20476.5	323420.9
3EME	16776	302944.4
4EME	16776	286168.4
5EME	16776	269392.4
6EME	16776	252616.4
7EME	16776	235840.4
8EME	16776	219064.4
9EME	16776	202288.4
10EME	16776	185512.4
11EME	16776	168736.4
12EME	16776	151960.4
13EME	16776	135184.4
14EME	16776	118408.4
15EME	16776	101632.4
16EME	16776	84856.4
17EME	16776	68080.4
18EME	16776	51304.4
19EME	16776	34528.4
T1	11482.8	17752.4
T2	6269.6	6269.6

Tableau 4.8 : poids propre et poids cumulé à chaque niveau.

- Vérification P- Δ suivant X

NIVEAU	VX (KN)	Hk (m)	PK (KN)	ΔK (m)	Θ	Observations
1ER	36046.036	7.2	423279.2	0.0051555	0.00840829	<0.1 vérifiée
2EME	34642.227	4.2	360976.4	0.000105	0.0002605	<0.1 vérifiée
EC	32000.702	4.2	323420.9	0.002933	0.00705783	<0.1 vérifiée
3EME	31409.943	1.2	302944.4	0.000826	0.00663888	<0.1 vérifiée
4EME	23697.73	3.26	286168.4	0.0042945	0.01590779	<0.1 vérifiée
5EME	23231.34	3.26	269392.4	0.0052325	0.01861241	<0.1 vérifiée
6EME	22567.92	3.26	252616.4	0.0059045	0.02027382	<0.1 vérifiée
7EME	20087.45	3.26	235840.4	0.0064155	0.02310502	<0.1 vérifiée
8EME	18997.43	3.26	219064.4	0.0067935	0.02402995	<0.1 vérifiée
9EME	18464.88	3.26	202288.4	0.007098	0.02385299	<0.1 vérifiée
10EME	17877.34	3.26	185512.4	0.007301	0.02323993	<0.1 vérifiée
11EME	16653.12	3.26	168736.4	0.007413	0.02304038	<0.1 vérifiée
12EME	16008.55	3.26	151960.4	0.0075005	0.02183992	<0.1 vérifiée
13EME	15339.07	3.26	135184.4	0.0075075	0.02029576	<0.1 vérifiée
14EME	14568.31	3.26	118408.4	0.0074515	0.01857802	<0.1 vérifiée
15EME	12084.91	3.26	101632.4	0.007392	0.01906923	<0.1 vérifiée
16EME	10948.78	3.26	84856.4	0.0072765	0.01729911	<0.1 vérifiée
17EME	9895.65	3.26	68080.4	0.007119	0.01502378	<0.1 vérifiée
18EME	8990.33	3.26	51304.4	0.0069825	0.01222285	<0.1 vérifiée
19EME	6906.653	3.26	34528.4	0.006811	0.01044485	<0.1 vérifiée
T1	5668.26	3.56	17752.4	0.007259	0.00638608	<0.1 vérifiée
T2	5543.66	4.2	6269.6	0.008113	0.00218462	<0.1 vérifiée

Tableau 4.9 : vérification de l'effet P- Δ suivant x.

- Vérification P- Δ suivant Y

NIVEAU	VY (KN)	Hk (m)	PK (KN)	ΔK (m)	Θ	Observations
RDC	30452.027	7.2	423279.2	0.008953	0.0172841	<0.1 vérifiée
1ER	24822.58	4.2	360976.4	0.0061845	0.02141348	<0.1 vérifiée
2EME	21250.91	4.2	323420.9	0.009065	0.03284801	<0.1 vérifiée
EC	17965.45	1.2	302944.4	0.0017605	0.02473886	<0.1 vérifiée
3EME	27402.5	3.26	286168.4	0.008155	0.02612389	<0.1 vérifiée
4EME	23918.96	3.26	269392.4	0.0088165	0.03045942	<0.1 vérifiée
5EME	23201.78	3.26	252616.4	0.009317	0.03111707	<0.1 vérifiée
6EME	22152.82	3.26	235840.4	0.009674	0.03159204	<0.1 vérifiée
7EME	21876.89	3.26	219064.4	0.0099155	0.03045673	<0.1 vérifiée
8EME	20881.18	3.26	202288.4	0.0100835	0.02996468	<0.1 vérifiée
9EME	20131.49	3.26	185512.4	0.0101675	0.02874045	<0.1 vérifiée
10EME	18453.73	3.26	168736.4	0.010185	0.02856722	<0.1 vérifiée
11EME	18012.44	3.26	151960.4	0.0101675	0.02631204	<0.1 vérifiée
12EME	17896.55	3.26	135184.4	0.010073	0.02333987	<0.1 vérifiée
13EME	16690.76	3.26	118408.4	0.0099085	0.02156238	<0.1 vérifiée
14EME	15895.32	3.26	101632.4	0.00973	0.01908351	<0.1 vérifiée
15EME	15137.95	3.26	84856.4	0.009506	0.01634548	<0.1 vérifiée
16EME	14402.01	3.26	68080.4	0.0092505	0.01341364	<0.1 vérifiée
17EME	14005.67	3.26	51304.4	0.0089915	0.01010335	<0.1 vérifiée
18EME	10498.22	3.26	34528.4	0.0087185	0.00879599	<0.1 vérifiée
19EME	9567.34	3.56	17752.4	0.009212	0.00480142	<0.1 vérifiée
T1	8997.71	4.2	6269.6	0.001967	0.00032633	<0.1 vérifiée

Tableau 4.10 : vérification de l'effet P- Δ suivant y.

4.3.2.5 Vérification de l'hypothèse du système de contreventement

La structure est contreventée par noyau central si toutes les charges horizontales sont reprises par le noyau.

Ceci sera démontré en calculant le rapport entre l'effort tranchant repris par les poteaux et celui repris par les voiles, à la base du podium (RDC).

De même à la base de la tour (3eme étage).

Ce rapport sera calculé dans les deux directions perpendiculaires X et Y.

- Podium :

Sens X :

	ΣV_x voile	ΣV_x poteau	ΣV_x
Ex	33190.028	2856.008	36046.036
Ey	17105.453	2856.3	19961.753

Tableau 4.11 : effort tranchant repris par tous les voiles et les poteaux du RDC suivant x.

L'effort tranchant total max au RDC sous Ex est de 36046.036KN.
 L'effort tranchant repris par les voiles du RDC est de 33190.028KN.
 L'effort tranchant repris par les poteaux du RDC est de 2856.008KN.

L'effort tranchant repris par les voiles représente 92.08% de l'effort tranchant total.

L'effort tranchant repris par les poteaux représente quand à lui 07.92% de l'effort tranchant total.

Sens Y :

	ΣV_x voile	ΣV_x poteau	ΣV_x
Ex	13850.296	1914.697	15764.933
Ey	28537.339	1914.688	30452.027

Tableau 4.12 : effort tranchant repris par tous les voiles et les poteaux du RDC suivant y.

L'effort tranchant total max au RDC sous Ey est de 30452.027KN.
 L'effort tranchant repris par les voiles du RDC est de 28537.339KN.
 L'effort tranchant repris par les poteaux du RDC est de 1914.688KN.

L'effort tranchant repris par les voiles représente 93.71% de l'effort tranchant total.

L'effort tranchant repris par les poteaux représente quand à lui 06.29% de l'effort tranchant total.

- Tour :

Sens X :

	ΣV_x voile	ΣV_x poteau	ΣV_x
Ex	27346.628	4063.315	31409.943
Ey	9287.494	4068.608	13356.102

Tableau 4.13 : effort tranchant repris par tous les voiles et les poteaux du 3^{ème} étage suivant x.

L'effort tranchant total max au 3eme étage est donné par la combinaison : G+Q+Ex. Il est de 31409.943KN.

L'effort tranchant repris par les voiles du 3eme étage est de 27346.628KN.

L'effort tranchant repris par les poteaux du 3eme étage est de 4063.315KN.

L'effort tranchant repris par les voiles représente 87.06% de l'effort tranchant total.

L'effort tranchant repris par les poteaux représente quand à lui 12.94% de l'effort tranchant total.

Sens Y :

Combinaison	ΣV_x voile	ΣV_x poteau	ΣV_x
Ex	4510.734	3018.075	7528.809
Ey	24384.419	3018.075	27402.5

Tableau 4.14: effort tranchant repris par tous les voiles et les poteaux du 3^{ème} étage suivant y.

L'effort tranchant total max au RDC est donné par la combinaison : G+Q+Ey. Il est de 27402.5KN.

L'effort tranchant repris par les voiles du RDC est de 24384.419KN.

L'effort tranchant repris par les poteaux du RDC est de 3018.075KN.

L'effort tranchant repris par les voiles représente 88.06% de l'effort tranchant total.

L'effort tranchant repris par les poteaux représente quand à lui 11.02% de l'effort tranchant total.

5.1- Introduction

Le ferrailage est une étape déterminante pour le dimensionnement des éléments de la structure en béton armé qui déterminera le comportement de ceux-ci vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Pour cela, les règles du BAEL91 modifié99 et du RPA99 version 2003 ont été suivies afin de bien calculer les sections d'acier de poteaux, poutres, voiles et dalles.

5.2- Ferrailage des poteaux

Le poteau est soumis à un effort normal N, un effort tranchant V et un moment fléchissant M.

Le poteau est ainsi calculé en flexion composée.

5.2.1 Les justifications

Les justifications vis-à-vis du moment fléchissant et de l'effort normal sont faites :

- à l'ELUR : cas de fissuration jugée peu nuisible.
- à l'ELU de stabilité de forme : cas où l'effort normal est de compression.
- à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

5.2.2 Prescriptions du RPA99 version 2003

D'après l'art.7.4.2 :

- Armatures longitudinales :
 - Pourcentage minimal=0.9% (zone III).
 - Pourcentage maximal=3% en zone courante.
 - Pourcentage maximal=6% en zone de recouvrement.
 - Diamètre minimal= 12mm.
 - Longueur de recouvrement minimale=50Φ (zone III).
 - Distance entre barre verticale dans une face de poteau ≤20cm (zone III).
 - Les jonctions par recouvrement doivent être si possible à l'extérieur des zones nodales.
- Armatures transversales :
 - La section d'armatures transversales est calculée selon la formule 7.1 du RPA :
$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V u}{h_1 f_e}$$
 - L'espacement des armatures transversales $t \leq 10\text{cm}$ zone III (zone nodale).
 - L'espacement des armatures transversales $t \leq \min(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\Phi l)$ en zone III (zone courante).
 - Section d'armatures transversales minimale $\frac{At}{t b_1} = 0.3\%$ si $\lambda g \geq 5$

- Section d'armatures transversales minimale $\frac{At}{t b1}=0.8\%$ si $\lambda g \geq 3$
Avec λg : élancement géométrique du poteau.
- Les cadres et étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite de 10ΦI minimum.

5.2.3 Les sollicitations prises dans les calculs

Les sollicitations représentent les couples (effort normal, moment fléchissant).

5 cas se présentent :

- Nmax de traction, M correspondant.
- Nmin de traction, M correspondant.
- Nmax de compression, M correspondant.
- Nmin de compression, M correspondant.
- M max, N correspondant.

Le tableau suivant représente toutes les sollicitations dans chaque section de poteau :

SECTION	N TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBINAISON
60X60	40.57	1.6802	-0.48	08G+EY
	N TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	1.06	27.5813	48.77	08G+EY
	N COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-3587.84	70.602	31.49	ELU
	N COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-1.38	4.9363	16.22	08G+EY
	M2 MAX	N CORR		COMBO
	792.35	-724.151		ELU
	M3 MAX	N CORR		COMBO
	-503.33	-282.226		G+Q-EX
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	226.24	-8.4305	359.89	08G+EX
	V3 MAX			
149.92	266.5845	105.66	ELU	
SECTION	N TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
60X70	132.60	1.77	3.44	08G+EY
	N TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	3.46	18.15	94.74	08G+EY
	N COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-2214.32	91.45	28.40	ELU
	N COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-0.67	9.73	21.62	08G+EY
	M2 MAX	N CORR		COMBO
-155.16	-1425.85		G+Q+EY	

CALCUL D'UNE TOUR EN BA EN R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS

PROMOTION 2012

	M3 MAX	N CORR		COMBO
	-461.07	-1106.66		G+Q+EX
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	272.78	-5.75	428.20	G+Q+EX
	V3 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	92.00	144.81	221.65	G+Q+EY
SECTION	N TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
60X80	260.29	-0.31	7.63	08G+EY
	N TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	4.24	-6.09	92.58	08G+EY
	N COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-3205.39	-35.58	29.74	ELU
	N COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-1130.88	-15.13	47.00	ELU
	M2 MAX	N CORR		COMBO
	237.36	-285.52		ELU
	M3 MAX	N CORR		COMBO
	-767.96	-218.07		G+Q-EX
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	378.14	108.82	593.35	G+Q+EX
	V3 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-107.79	-150.68	89.04	ELU
SECTION	N TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	417.09	0.93	20.86	08G+EY
60X90	N TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	1.16	18.53	42.31	08G+EY
	N COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-4340.38	-178.06	-43.58	G+Q-EY
	N COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-2.64	-3.38	14.59	G+Q+EY
	M2 MAX	N CORR		COMBO
	-180.24	-3961.93		G+Q-EY
	M3 MAX	N CORR		COMBO
	-584.50	-542.00		G+Q-EX
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	
	311.96	69.88	526.08	G+Q+EX
	V3 MAX	M2 CORR	M3 CORR	
	-108.48	-180.24	-44.79	G+Q-EY
SECTION	N TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	628.36	-0.54	41.40	08G+EY
60X100	N TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	0.64	19.54	48.44	08G+EY
	N COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-5502.74	-59.69	32.92	ELU

CALCUL D'UNE TOUR EN BA EN R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS

PROMOTION 2012

	N COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-3.87	-11.94	30.30	08G+EY
	M2 MAX	N CORR		COMBO
	-189.03	-5101.84		G+Q-EY
	M3 MAX	N CORR		COMBO
	-587.34	-863.05		G+Q-EX
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	
	347.68	61.24	546.16	G+Q+EX
	V3 MAX	M2 CORR	M3 CORR	
	-125.88	-101.21	-70.24	G+Q-EY
SECTION	N TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
60X110	853.25	-3.25	44.66	08G+EY
	N TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	1.73	-13.18	45.90	08G+EY
	N COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-6831.84	-143.42	114.03	ELU
	N COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	0	27.25	75.05	08G+EX
	M2 MAX	N CORR		COMBO
	-396.71	-6531.55		G+Q-EY
M3 MAX	P CORR		COMBO	
-591.57	-1387.50		G+Q-EX	
SECTION	P TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
60X120	2014.32	20.00	59.89	08GEY
	P TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	6.77	-12.30	35.78	GQEY
	P COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-8482.5	-161.04	-91.02	GQEY
	P COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-1.28	27.80	26.51	08GEX
	M2 MAX	P CORR		COMBO
	-319.47	-6728.80		GQEY
M3 MAX	P CORR		COMBO	
-558.75	-1942.85		GQEX	
SECTION	P TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
60X130	0			
	P TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	0			
	P COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-3783.94	-19.13	51.82	ELU
	P COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-1168.65	102.78	257.11	08GEY
	M2 MAX	P CORR		COMBO
-126.24	-2895.64		GQEY	

CALCUL D'UNE TOUR EN BA EN R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS

PROMOTION 2012

	M3 MAX	P CORR		COMBO
	524.86	-2167.50		GQEX
SECTION	P TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
60X140	0			
	P TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	0			
	P COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-5720.09	-8.97	164.76	ELU
	P COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-56.48	76.21	-6.82	08GEY
	M2 MAX	P CORR		COMBO
	-275.82	-5131.87		GQEY
	M3 MAX	P CORR		COMBO
	1209.45	-3972.60		GQEX
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-641.07	-51.02	-965.27	GQEX
	V3 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
-181.00	-275.82	-314.63	GQEY	
POTELET	P TRAC MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	413.65	117.97	50.39	GQEX
	P TRAC MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	0			
	P COMP MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	-1250.07	0.65	0.12	GQEY
	P COMP MIN	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	0			
	M2 MAX	P CORR		COMBO
	183.41	17.10		GQEX
	M2 MIN	P CORR		COMBO
	0			
	M3 MAX	P CORR		COMBO
	116.88	12.93		GQEX
	M3 MIN	P CORR		COMBO
	0			
	V2 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO
	45.84	67.89	82.81	GQEX
V3 MAX	M2 CORR	M3 CORR	COMBO	
77.27	150.44	42.32	GQEX	

Tableau 5.1 : sollicitations dans les poteaux.

5.2.4 Exemple de calcul manuel

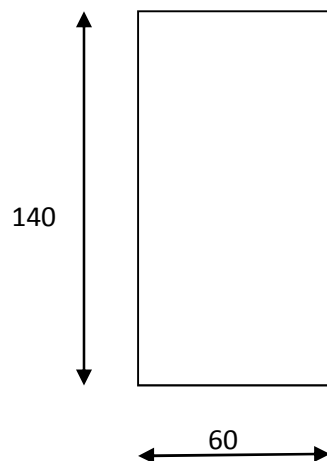
5.2.4.1 Armatures longitudinales

Sens 3-3 :

Soit le poteau de section 60x140cm².

b=60cm

h=140cm



$N = -5720.1 \text{ KN}$ (effort de compression).

$M_{33} = 164.76 \text{ KN.m}$.

- Calcul de l'excentricité :

D'après l'art.A4-4 du BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant application des excentricités additionnelles définies ci-après ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = 0.0288 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{he}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}, 1.30) = 2 \text{ cm}.$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0.87$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3lf^2(2+\alpha\varphi)}{10^4 h} = 1.79 \cdot 10^{-3}$$

L'excentricité totale sera de :

$$e = 0.050 \text{ m.}$$

Les sollicitations de calcul deviennent donc :

$$N = -5720.1 \text{ KN ;}$$

$$M_A = Ne + N(d - \frac{h}{2}) = 3489.26 \text{ KN.m}$$

Type de section :

La section peut être totalement ou partiellement comprimée.

$$GC = e = \frac{M}{N} = 0.028 < h/2$$

Le C est à l'intérieur des faces des armatures alors la section est totalement comprimée.

$$A's = \frac{MA - (d - 0.5h)b h f_{bu}}{(d - c')\sigma_s} < 0$$

$$A's = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A's < 0$$

Les sections d'armatures sont négatives : la section d'acier à prendre est la section d'acier minimale :

- Section minimale du BAEL91 modifié 99 :

La section minimale est de $4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement.

$$A_{s\text{min}}(\text{BAEL}) = 16 \text{ cm}^2.$$

- Section minimale du RPA99 version 2003 :

$$A_{s\text{min}}(\text{RPA}) = 0.9\%$$

$$A_{s\text{min}}(\text{RPA}) = 75.6 \text{ cm}^2 : \text{section totale}$$

$$A_{s\text{min}}(\text{RPA}) = 18.9 \text{ cm}^2/\text{face ;}$$

- La section à prendre :

$$A_s = \max(A_{s\text{min}}(\text{BAEL}), A_{s\text{min}}(\text{RPA}))$$

$$A_s = 18.9 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

Soient des armatures longitudinales de 5HA25 sens 3-3 et 6HA16 sens 2-2

L'espacement des barres selon $h = 140 \text{ cm}$:

$$S_t = \frac{140 - 10 - (6 \times 1.6) - (2 \times 2.5)}{7} = 16.5 \text{ cm}$$

L'espacement des barres selon $b=60\text{cm}$:

$$St = \frac{60 - 10 - (5 \times 2.5)}{4} = 12.5\text{cm}$$

En supposant un enrobage $c=c'=5\text{cm}$.

- Vérification des recommandations du RPA

$\Phi > 12\text{mm}$ vérifiée

$St \leq 20\text{cm}$ vérifiée.

5.2.4.2 Armatures transversales

• Selon les règles du RPA

D'après la formule 7.1 :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots (5.1)$$

○ $V_u = 641.072\text{KN}$

○ Calcul de λ_g :

$l_f = 0.7l_0 = 2.282\text{m}$

$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) = 3.8$

○ $\lambda_g < 5$: $\rho_a = 3.75$

○ en zone nodale : $t \leq 10\text{cm}$

soit $t = 10\text{cm}$

$$At = \frac{0.1 \times 3.75 \times 0.6411}{1.4 \times 400}$$

$At = 4.29\text{ cm}^2$

○ vérification de la section d'armatures transversales minimale :

$\lambda_g > 3$:

$At/t.b_1 \geq 0.8\%$

En zone nodale : $At_{\text{min}} = 4.8\text{cm}^2$

○ At retenue :

$At = 4.8\text{cm}^2$.

Soit 4 cadres HA8 : $At = 6.32\text{cm}^2$

- Selon les règles du BAEL

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi t \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi l) \dots\dots\dots (5.2)$

$\Phi t \leq \min(9.31, 6, 3, 2)$

$\Phi t \leq 32\text{mm}$

Soit 4 cadres de $\Phi 8$

$At = 6.32\text{cm}^2$

- La contrainte tangente :
D'après l'art.A.5.1 du BAEL :
$$\tau = \frac{V}{b_0 d} \dots \dots \dots (5.3)$$
$$\tau = 0.85 \text{MPa}$$

- Vérification de la contrainte tangente :
La contrainte tangente limite est calculée comme suit (ART.A.5.1.2) :
Pour une fissuration peu nuisible, armatures droites :
$$\tau_{adm} = \min(0.2 f_{ct28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$$
$$\tau_{adm} = 5 \text{MPa}$$
$$\tau < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- L'espacement mécaniquement nécessaire :
$$St \leq \frac{At \cdot 0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28k})} \dots \dots \dots (5.4)$$

En considérant les cadres droits et un bétonnage sans reprise :
$$St \leq \frac{6.32 \cdot 10^{-4} \times 0.9 \times 400 \times 1}{0.6 \times 1 \times (0.85 - 0)}$$
$$St \leq 43 \text{cm}$$
$$\text{Soit } St1 = 40 \text{cm}$$

- Dispositions constructive:
L'espacement des cours d'armatures transversals art.A.5.1,22 du BAEL:
$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \dots \dots \dots (5.5)$$
$$St \leq 40 \text{cm}$$
$$\text{Soit } St2 = 35 \text{cm}$$

La section minimale des cours d'armatures transversales art.A.5.1,22 du BAEL :
$$St \leq \frac{At \cdot x \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \dots \dots \dots (5.6)$$
$$St \leq 0.78 \text{m}$$
$$\text{Soit } St3 = 75 \text{cm}$$

- L'espacement retenu :
$$St = \min(St1, St2, St3)$$
$$St = 30 \text{cm}$$

- L'espacement min du RPA :
$$St \leq 20 \text{cm}$$

Zone nodale	At (cm ²)	St (cm)	At retenue (cm ²)	Choix des armatures transversales	St retenu (cm)
RPA	4.8	10	4.8	4 cadres de Ø8	10
BAEL	4.71	35			

Tableau 5.2 : armatures transversales, choix des barres et espacement.

- Vérification
- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité
 - Détermination de l'axe neutre :

$$b\frac{X^2}{2} + n A's(X - c') - n As(d-X)=0 \dots\dots\dots(5.7)$$

n : coefficient d'équivalence = 15.
 $0.3 X^2 + 0.028X - 0.036 = 0$
 $\Delta = 0.044$
 $X = 0.30\text{m}$
 - Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b\frac{X^3}{3} + nA's(X-c')^2 + n As(d-X)^2 \dots\dots\dots(5.8)$$

$C' = 5\text{cm}$
 $I_1 = 0.0342 \text{ m}^4$
 - Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1} \dots\dots\dots(5.9)$$

$M_{ser} = 89.49\text{KN.m}$
 $\sigma_{bc} = 0.79 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa}$
 $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}(\text{adm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

5.2.4.3 Schéma

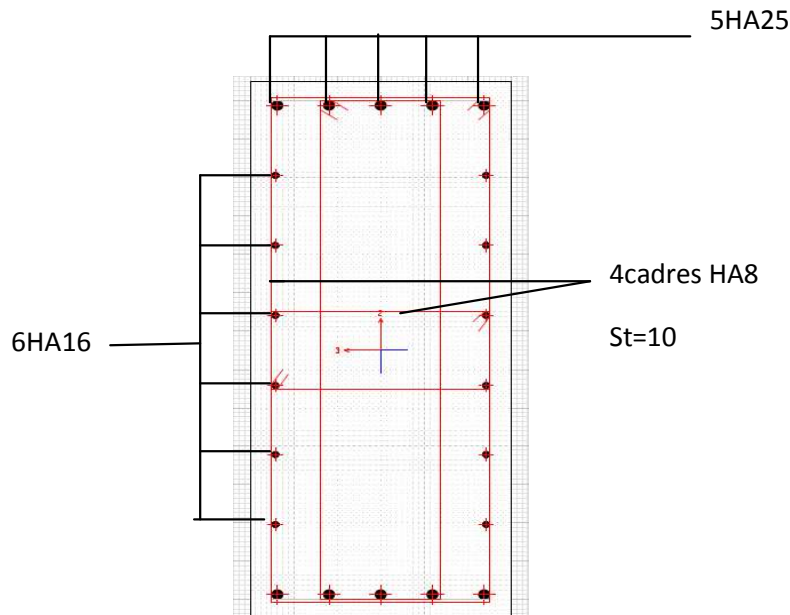


Figure 5.1 : schéma du ferrailage longitudinal et transversal du poteau de section 60x140cm².

5.2.4.4 Résultats de calcul par logiciel SOCOTEC

- Exemple de calcul :

Données saisies :

Largeur section : 0,6 m

Hauteur section : 1,4 m

Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,05 m

Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,05 m

Contrainte du béton : 35 MPa

Limite élastique de l'acier : 400 MPa

Coefficient de durée d'application des charges : 1,0

Coefficient de sécurité du béton : 1,15

Coefficient de sécurité de l'acier : 1

Effort normal ELU : 5720,1 kN

Moment fléchissant ELU : 164,76 kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0,00 cm²

Section des armatures inférieures : 0,00 cm²

Section entièrement comprimée.

Donc la section d'armatures est la section minimale.

- Résultats du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux s'est fait par le logiciel SOCOTEC.

• Armatures longitudinales

Les résultats obtenus des sections d'acier longitudinal sont donnés dans le tableau qui suit :

section	As Sens 3-3 (b<h)	As Sens 2-2 (b>h)
60x140	0	0
60x130	0	0
60x120	26.54	26.18
60x110	11.78	10.83
60x100	5.09	7.88
60x90	10.95	5.26
60x80	24.25	7.27
60x70	5.01	1.73
60x60	20.92	32.25

Tableau 5.2 : section d'armatures longitudinales pour les sections de poteaux par logiciel SOCOTEC.

5.2.4.5 Ferrailage retenu :

- Armatures longitudinales :

Les sections d'acier prises sont représentées dans le tableau suivant :

section	As calculée Sens 3-3 (b<h)	As calculée Sens 2-2 (b>h)	As min BAEL (cm ²)	As min RPA (cm ²)	As retenue Sens 3-3 (cm ²)	As retenue Sens 2-2 (cm ²)	Choix des barres Sens 3-3	Choix des barres Sens 2-2
60x140	0	0	16	18.9	18.9	18.9	5HA25	2HA25+6HA16
60x130	0	0	15.2	17.55	17.55	17.55	5HA25	2HA25+6HA16
60x120	12.54	16.18	14.4	16.2	16.2	16.2	5HA25	2HA25+5HA16
60x110	11.78	10.83	13.6	14.85	14.85	14.85	5HA20	2HA20+5HA16
60x100	5.09	7.88	12.8	13.5	13.5	13.5	5HA20	2HA20+4HA16
60x90	10.95	5.26	12	12.15	12.15	12.15	5HA20	2HA20+4HA16
60x80	8.25	7.27	11.2	10.08	10.08	10.08	5HA16	6HA16
60x70	5.01	1.73	10.4	9.45	10.4	10.4	5HA16	6HA16
60x60	6.92	7.25	9.6	8.1	9.6	9.6	5HA16	5HA16

Tableau 5.3 : armatures longitudinales et choix des barres.

- Armatures transversales

Les résultats obtenus des sections d'acier transversal selon le RPA sont donnés dans les tableaux qui suivent :

SECTION	V (MN)	pa	h1(m)	fe(MPa)	t nodale(cm)	At nodale (cm ²)	At min RPA (cm ²)
60x140	0.641072	3.75	1.4	400	10	4.29	4.8
60x130	0.305659	3.75	1.3	400	10	2.20	4.8
60x120	0.341944	3.75	1.2	400	10	2.67	4.8
60x110	0.48857	3.75	1.1	400	10	4.16	4.8
60x100	0.347686	3.75	1	400	10	3.25	4.8
60x90	0.311964	3.75	0.9	400	10	3.24	4.8
60x80	0.378142	3.75	0.8	400	10	4.43	4.8
60x70	0.27278	3.75	0.7	400	10	3.65	4.8
60x60	0.22624	3.75	0.6	400	10	3.53	4.8

Tableau 5.4 : section d'armatures transversales.

section	zone nodale		Choix des barres
	At (cm ²)	St (cm)	
60x140	4.8	10	4cadres HA8
60x130	4.8	10	4cadres HA8
60x120	4.8	10	4cadres HA8
60x110	4.8	10	4cadres HA8
60x100	4.8	10	4cadres HA8
60x90	4.8	10	4cadres HA8
60x80	4.8	10	3cadres HA8
60x70	4.8	10	3cadres HA8
60x60	4.8	10	3cadres HA8

Tableau 5.5 : armatures transversales et choix des barres.

5.2.4.6 Vérification

- Vérfications des sollicitations normales

Selon la formule 7.2 du RPA art.7.4.3.1 :

SECTION	Nd (MN)	Bc (m ²)	fc28 (MPa)	v	Observations
60 60	3.587843	0.36	35	0.284	Vérifiée
60 70	2.214324	0.42	35	0.150	Vérifiée
60 80	1.130884	0.48	35	0.067	Vérifiée
60 90	4.340385	0.54	35	0.229	Vérifiée
60 100	5.502742	0.6	35	0.262	Vérifiée
60 110	6.83184	0.66	35	0.295	Vérifiée
60 120	8.4825	0.72	35	0.30	Vérifiée
60 130	1.168658	0.78	35	0.042	Vérifiée
60 140	5.720092	0.84	35	0.194	Vérifiée

Tableau 5.6 : vérification des sollicitations normales.

- Vérfications des sollicitations tangentes

Selon la formule 7.3 du RPA art.7.4.3.2 :

SECTION	V (MN)	b0 (m)	d (m)	τ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	observations
60 60	0.22624	0.6	0.54	0.698	1.4	vérifiée
60 70	0.27278	0.6	0.63	0.721	1.4	vérifiée
60 80	0.378142	0.6	0.72	0.875	1.4	vérifiée
60 90	0.311964	0.6	0.81	0.641	1.4	vérifiée
60 100	0.347686	0.6	0.9	0.643	1.4	vérifiée
60 110	0.48857	0.6	0.99	0.822	1.4	vérifiée
60 120	0.341944	0.6	1.08	0.527	1.4	vérifiée
60 130	0.305659	0.6	1.17	0.435	1.4	vérifiée
60 140	0.641072	0.6	1.26	0.847	1.4	vérifiée

Tableau 5.7 : vérification des sollicitations tangentes.

Selon le BAEL, les sollicitations tangentes doivent être inférieures ou égales à τ_{adm} :

SECTION	V (MN)	b0 (m)	d (m)	τ (MPa)	τ_{adm}	observations
60 60	0.22624	0.6	0.54	0.698	5	vérifiée
60 70	0.27278	0.6	0.63	0.721	5	vérifiée
60 80	0.378142	0.6	0.72	0.875	5	vérifiée
60 90	0.311964	0.6	0.81	0.641	5	vérifiée
60 100	0.347686	0.6	0.9	0.643	5	vérifiée
60 110	0.48857	0.6	0.99	0.822	5	vérifiée
60 120	0.341944	0.6	1.08	0.527	5	vérifiée
60 130	0.305659	0.6	1.17	0.435	5	vérifiée
60 140	0.641072	0.6	1.26	0.847	5	vérifiée

Tableau 5.8 : vérification des contraintes tangentielles admissibles.

5.3- Ferrailage des poutres

La poutre est soumise à un effort tranchant V et un moment fléchissant M.

La poutre est donc calculée en flexion simple.

5.3.1 Prescriptions du RPA99 version 2003

D'après l'art.7.5.2 :

- Armatures longitudinales :
 - Pourcentage minimal=0.5% sur toute la longueur de la poutre.
 - Pourcentage maximal=4% en zone courante.
 - Pourcentage maximal=6% en zone de recouvrement.
 - Longueur de recouvrement minimale=50 Φ (zone III).
- Armatures transversales :
 - La section d'armatures transversales est calculée selon la formule du RPA :

$At=0.003.s.b.....(5.10)$

- L'espacement des armatures transversales $t \leq \min(h/4, 12\Phi)$: zone nodale et en travées.
- L'espacement des armatures transversales $t \leq h/2$: en dehors de la zone nodale.

5.3.2 Les sollicitations prises dans les calculs

- M max en travée ;
- M max sur appuis.

Le moment max en travée est donné à l'ELU.

Le moment max sur appuis est donné par les combinaisons sismiques ;

Le tableau suivant représente toutes les sollicitations dans chaque niveau :

NIVEAU	M3 + MAX	V2 CORR	COMBINAISON	M3 - MAX	V2 CORR	COMBINAISON
1ER	266.50	655.81	ELU	-787.98	-849.37	G+Q-EY
2EME	219.52	594.47	ELU	-786.99	-823.69	G+Q-EY
3EME	162.67	572.09	ELU	-777.12	-774.43	G+Q-EY
4EME	161.96	549.48	ELU	-767.21	-701.05	G+Q-EY
5EME	162.05	532.83	ELU	-774.24	-716.13	G+Q-EY
6EME	162.10	535.11	ELU	-771.18	-722.21	G+Q-EY
7EME	162.09	529.54	ELU	-770.59	-721.55	G+Q-EY
8EME	162.08	518.39	ELU	-764.14	-715.67	G+Q-EY
9EME	162.15	502.65	ELU	-762.74	-705.37	G+Q-EY
10EME	162.16	483.99	ELU	-767.65	-691.76	G+Q-EY
11EME	162.17	462.59	ELU	-748.99	-674.97	G+Q-EY
12EME	162.27	438.14	ELU	-726.23	-654.53	G+Q-EY
13EME	162.32	412.00	ELU	-700.47	-631.38	G+Q-EY
14EME	166.91	385.01	ELU	-672.33	-606.12	G+Q-EY
15EME	170.37	357.07	ELU	-641.72	-578.63	G+Q-EY
16EME	170.4	328.98	ELU	-609.25	-549.48	G+Q-EY
17EME	174.85	301.39	ELU	-575.31	-518.96	G+Q-EY
18EME	176.02	276.80	ELU	-541.84	-489.75	G+Q-EY
19EME	173.75	249.10	ELU	-486.48	-439.57	G+Q-EX
T1	188.46	243.44	ELU	-377.19	-486.73	G+Q-EX
T2	159.68	169.31	ELU	-312.42	-403.80	G+Q-EX

Tableau 5.9 : sollicitations dans les poutres.

5.3.3 Exemple de calcul manuel

5.3.3.1 Ferrailage en travée

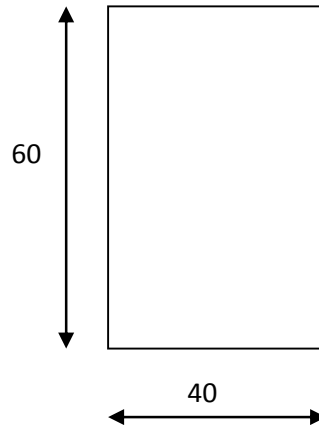
5.3.3.1.1 Armatures longitudinales

Soit la poutre d'un étage courant : 6^{ème} étage.

Données :

b=40cm

h=60cm



$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$;

$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$;

$M = 162.10 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = 0.091$$

$\gamma = 1.39$

Par interpolation :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $\mu_c = 0.3045$

$\mu < \mu_c$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.47$$

$z = 0.63(1 - 0.4\alpha) = 0.511 \text{ m}$

$\mu < 0.186$

$\epsilon_s = 10\text{‰}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{M}{z \sigma_s}$$

$A_s = 9.13 \text{ cm}^2$

- Vérification de la section minimale

D'après le RPA art.7.5.2.1 :

$A_{s \text{ min}} = 12 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{s \text{ min}}$ vérifié.

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(5.11)$$

$$A_s \geq 33.53 \text{cm}^2$$

$$A_s < A_s(\text{CNF})$$

Soit alors la section d'acier $A_s = 33.53 \text{cm}^2$

Choix des barres :
Section d'acier de 8HA25

- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité

- o Détermination de l'axe neutre :

$$b \frac{X^2}{2} + n A' s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

n : coefficient d'équivalence = 15.

$$0.2 X^2 + 0.0589X - 0.0318 = 0$$

$$\Delta = 0.0289$$

$$X = 0.28 \text{m}$$

- o Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A' s (X - c')^2 + n A_s (d - X)^2$$

$$c' = 5 \text{cm}$$

$$I_1 = 7.10^{-3} \text{m}^4$$

- o Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1}$$

$$M_{ser} = 116.22 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 4.66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}(\text{adm}) \dots\dots\dots$ vérifiée.

5.3.3.1.2 Armatures transversales

- Selon les règles du RPA

D'après l'art.7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 s b \dots\dots\dots(5.12)$$

- o L'espacement minimal entre les armatures transversales :

En zone nodale :

$$s \leq \min(h/4, 12\Phi) \dots\dots\dots(5.13)$$

$$s \leq (15, 24)$$

$$s \leq 15 \text{cm}$$

Soit $s=10\text{cm}$.

En zone courante : $s \leq h/2$

$s \leq 30\text{cm}$

Soit $s=25\text{cm}$.

- La section d'acier transversal minimale:

$A_t=1.2\text{cm}^2$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées au plus à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Selon les règles du BAEL

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi_l)$

$\Phi_t \leq \min(1.71, 4, 2)$

$\Phi_t \leq 17.1 \text{ mm}$

Soit 1cadre+2étrier de $\Phi 10$

$A_t=3.14\text{cm}^2$

- La contrainte tangente :

D'après l'art.A.5.1 du BAEL :

$$\tau = \frac{V}{b_0 d}$$

$V=535.11\text{KN}$

$\tau=2.48\text{MPa}$

- Vérification de la contrainte tangente :

La contrainte tangente limite est calculée comme suit (ART.A.5.1.2) :

Pour une fissuration peu nuisible, armatures droites :

$\tau_{adm} = \min(0.2f_{ct28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$

$\tau_{adm}=4.7\text{MPa}$

$\tau < \tau_{adm}$ vérifiée.

- L'espacement mécaniquement nécessaire :

$$S_t \leq \frac{A_t 0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28k})}$$

En considérant les cadres droits et un bétonnage avec reprise :

$S_t \leq 11.77\text{cm}$

Soit $S_{t1}=10\text{cm}$

- Dispositions constructive:

L'espacement des cours d'armatures transversals art.A.5.1,22 du BAEL:

$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

$S_t \leq 40\text{cm}$

Soit $S_{t2}=35\text{cm}$

La section minimale des cours d'armatures transversales art.A.5.1,22 du

BAEL :

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.4 b_0}$$

$$St \leq 78.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St_3 = 78 \text{ cm}$$

- L'espacement retenu d'après les règles du BAEL: $St = 10 \text{ cm}$.

Zone nodale	At (cm ²)	St (cm)	At retenue (cm ²)	Choix des armatures transversales	St retenu (cm)
RPA	1.2	10	3.14	2cadres de $\Phi 10$	10
BAEL	3.14	10			

- Tableau 5.10 : armatures transversales, choix des barres et espacement.

5.3.3.2 Ferraillage sur appuis

5.3.3.2.1 Armatures longitudinales

Soit la poutre du 6^{er} étage .

$$M = 771.18 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa ;}$$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = 0.443$$

$$\gamma = 1.37$$

par interpolation :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } \mu_c = 0.299$$

$$\mu < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.83$$

$$z = 0.63(1 - 0.4\alpha) = 0.42 \text{ m}$$

$$\mu < 0.186$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

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

$$A_s = \frac{M}{z \sigma_s}$$

$$A_s = 51.46 \text{ cm}^2$$

Choix des barres:

Soient des armatures longitudinales de 4HA25+4HA32 .

- Vérification de la section minimale

D'après le RPA art.7.5.2.1 :

$$A_s \text{ min} = 12 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_s \text{ min}$ vérifié.

- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité

- o Détermination de l'axe neutre :

$$b \frac{X^2}{2} + n A' s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

n : coefficient d'équivalence = 15.

$$0.2 X^2 + 0.083X - 0.045 = 0$$

$$\Delta = 0.029$$

$$X = 0.22 \text{ m}$$

- o Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A' s (X - c')^2 + n A_s (d - X)^2$$

$$c' = 5 \text{ cm}$$

$$I_1 = 8.69 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- o Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1}$$

$$M_{ser} = 388.46 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 9.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}(\text{adm})$vérifiée.

5.3.3.2.2 Armatures transversales

- Selon les règles du RPA

D'après l'art.7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 s b$$

L'espacement minimale entre les armatures transversales :

En zone nodale :

$$s \leq \min(h/4, 12\Phi_l)$$

$$s \leq (15, 38.4)$$

$$s \leq 15 \text{ cm}$$

Soit $s = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $s \leq h/2$

Soit $s = 25 \text{ cm}$.

La section d'acier transversal minimale:

$$A_t = 1.2 \text{ cm}^2$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées au plus à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Selon les règles du BAEL

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min(1.71, 4, 3.2)$$

$$\Phi_t \leq 17.1 \text{ mm}$$

Soit 2 cadres de $\Phi 10$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

- La contrainte tangente :

D'après l'art.A.5.1 du BAEL :

$$\tau = \frac{V}{b_0 d}$$

$$V = 722.21 \text{ KN}$$

$$\tau = 3.31 \text{ MPa}$$

- Vérification de la contrainte tangente :

La contrainte tangente limite est calculée comme suit (ART.A.5.1.2) :

Pour une fissuration peu nuisible, armatures droites :

$$\tau_{adm} = \min(0.2 f_{ct28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 4.7 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ vérifiée.

- L'espacement mécaniquement nécessaire :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28k})}$$

En considérant les cadres droits et un bétonnage avec reprise :

$$S_t \leq 16.46 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t1 = 15 \text{ cm}$$

- Dispositions constructive:

L'espacement des cours d'armatures transversales art.A.5.1,22 du BAEL:

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t2 = 35 \text{ cm}$$

La section minimale des cours d'armatures transversales art.A.5.1,22 du

BAEL :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0}$$

$$S_t \leq 78.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t3 = 70 \text{ cm}$$

L'espacement retenu d'après les règles du BAEL: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Zone nodale	A_t (cm ²)	S_t (cm)	A_t retenue (cm ²)	Choix des armatures transversales	S_t retenu (cm)
RPA	1.2	10	3.14	2 cadres de $\Phi 10$	10
BAEL	3.14	15			

Tableau 5.11 : armatures transversales, choix des barres et espacement.

5.3.3.3 Schéma

- En travée

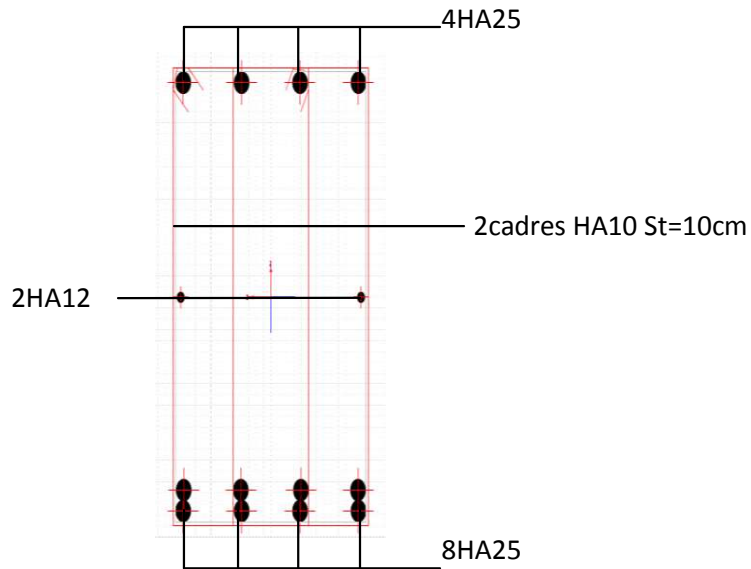


Figure 5.2 : schéma du ferrailage d'une poutre en travée

- Sur appui

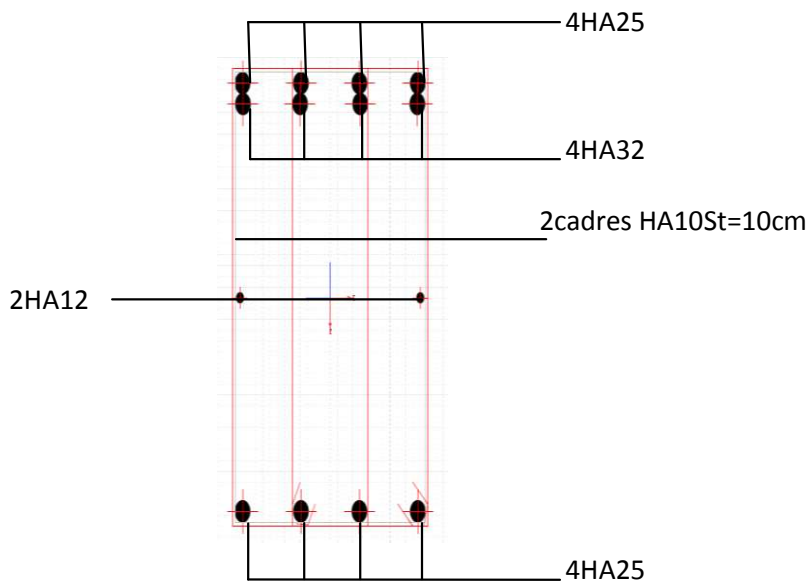


Figure 5.3 : schéma du ferrailage d'une poutre en travée

5.3.4 résultats de calcul par logiciel SOCOTEC

NIVEAU	As	
	As travée (cm ²)	As sur appuis (cm ²)
1ER	32.02	58.69
2EME	32.07	53.97
3EME	8.89	53.72
4EME	8.89	55.45
5EME	8.89	56.43
6EME	8.89	56.83
7EME	8.89	56.80
8EME	8.89	54.80
9EME	8.90	55.77
10EME	8.90	41.84
11EME	8.90	40.96
12EME	8.90	39.93
13EME	8.91	38.75
14EME	9.17	37.45
15EME	9.37	36.04
16EME	9.38	33.56
17EME	9.63	30.92
18EME	9.70	30.67
19EME	9.53	28.48
T1	9.43	18.13
T2	8.75	14.59

Tableau 5.12 : section d'armatures longitudinales des poutres données par le logiciel SOCOTEC.

5.3.5 Vérification

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$As \geq 0.23 b d \frac{ft28}{fe}$$

$$As \geq 33.53 \text{cm}^2$$

Les sections d'acier de la CNF sont données dans le tableau suivant:

NIVEAU	As		AS	observations	
	As travée (cm ²)	As sur appuis (cm ²)	Condition de non fragilité	As travée	As appui
1ER	32.02	58.69	33.53	vérifié	vérifié
2EME	32.07	53.97	33.53	vérifié	vérifié
3EME	8.89	53.72	33.53	vérifié	vérifié
4EME	8.89	55.45	33.53	vérifié	vérifié
5EME	8.89	56.43	33.53	vérifié	vérifié
6EME	8.89	56.83	33.53	vérifié	vérifié
7EME	8.89	56.80	33.53	vérifié	vérifié
8EME	8.89	54.80	33.53	vérifié	vérifié
9EME	8.90	55.77	33.53	vérifié	vérifié
10EME	8.90	41.84	33.53	vérifié	vérifié
11EME	8.90	40.96	33.53	vérifié	vérifié
12EME	8.90	39.93	33.53	vérifié	vérifié
13EME	8.91	38.75	33.53	vérifié	vérifié
14EME	9.17	37.45	33.53	vérifié	vérifié
15EME	9.37	36.04	33.53	vérifié	vérifié
16EME	9.38	33.56	33.53	vérifié	vérifié
17EME	9.63	30.92	33.53	vérifié	Non vérifié
18EME	9.70	30.67	33.53	vérifié	Non vérifié
19EME	9.53	28.48	33.53	vérifié	Non vérifié
T1	9.43	18.13	33.53	vérifié	Non vérifié
T2	8.75	14.59	33.53	vérifié	Non vérifié

Tableau 5.13 : section d'armatures longitudinales des poutres données par le logiciel SOCOTEC- section d'armatures longitudinales des poutres de la condition de non fragilité.

5.3.6 Ferraillage retenu

Rectification des sections d'acier

A partir du 17ème étage, les sections d'acier calculées ne vérifient pas la condition de non fragilité, il est donc nécessaire de prendre comme section d'acier la plus grande donc, celle de la condition de non fragilité.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

NIVEAU	As		AS	observations	
	As travée (cm ²)	As sur appuis (cm ²)	Condition de non fragilité (cm ²)	As travée	As sup appui
	1ER	33.53	58.69	33.53	vérifié
2EME	33.53	53.97	33.53	vérifié	vérifié
3EME	33.53	53.72	33.53	vérifié	vérifié
4EME	33.53	55.45	33.53	vérifié	vérifié
5EME	33.53	56.43	33.53	vérifié	vérifié
6EME	33.53	56.83	33.53	vérifié	vérifié
7EME	33.53	56.80	33.53	vérifié	vérifié
8EME	33.53	54.80	33.53	vérifié	vérifié
9EME	33.53	55.77	33.53	vérifié	vérifié
10EME	33.53	41.84	33.53	vérifié	vérifié
11EME	33.53	40.96	33.53	vérifié	vérifié
12EME	33.53	39.93	33.53	vérifié	vérifié
13EME	33.53	38.75	33.53	vérifié	vérifié
14EME	33.53	37.45	33.53	vérifié	vérifié
15EME	33.53	36.04	33.53	vérifié	vérifié
16EME	33.53	33.56	33.53	vérifié	vérifié
17EME	33.53	33.53	33.53	vérifié	vérifié
18EME	33.53	33.53	33.53	vérifié	vérifié
19EME	33.53	33.53	33.53	vérifié	vérifié
T1	33.53	33.53	33.53	vérifié	vérifié
T2	33.53	33.53	33.53	vérifié	vérifié

Tableau 5.14 : section d'armatures longitudinales des poutres retenue.

5.3.7 Vérfications

- Vérfication de la section minimale d'acier selon le RPA

NIVEAU	As		As min RPA As min=0.5% (cm ²)	observations
	As travée (cm ²)	As sur appuis (cm ²)		
1ER	33.53	58.69	3	vérfifié
2EME	33.53	53.97	3	vérfifié
3EME	33.53	53.72	3	vérfifié
4EME	33.53	55.45	3	vérfifié
5EME	33.53	56.43	3	vérfifié
6EME	33.53	56.83	3	vérfifié
7EME	33.53	56.80	3	vérfifié
8EME	33.53	54.80	3	vérfifié
9EME	33.53	55.77	3	vérfifié
10EME	33.53	41.84	3	vérfifié
11EME	33.53	40.96	3	vérfifié
12EME	33.53	39.93	3	vérfifié
13EME	33.53	38.75	3	vérfifié
14EME	33.53	37.45	3	vérfifié
15EME	33.53	36.04	3	vérfifié
16EME	33.53	33.56	3	vérfifié
17EME	33.53	33.53	3	vérfifié
18EME	33.53	33.53	3	vérfifié
19EME	33.53	33.53	3	vérfifié
T1	33.53	33.53	3	vérfifié
T2	33.53	33.53	3	vérfifié

Tableau 5.15 : vérification de la section d'acier minimale du RPA.

Les sections d'acier prises sont données par le tableau suivant :

NIVEAU	As		Choix des barres	
	As travée (cm ²)	As sur appuis (cm ²)	As travée (cm ²)	As sur appuis (cm ²)
1ER	33.53	58.69	2 x 4HA25	2x 4HA32
2EME	33.53	53.97	2 x 4HA25	2x 4HA32
3EME	33.53	53.72	2 x 4HA25	2x 4HA32
4EME	33.53	55.45	2 x 4HA25	2x 4HA32
5EME	33.53	56.43	2 x 4HA25	2x 4HA32
6EME	33.53	56.83	2 x 4HA25	2x 4HA32
7EME	33.53	56.80	2 x 4HA25	2x 4HA32
8EME	33.53	54.80	2 x 4HA25	2x 4HA32
9EME	33.53	55.77	2 x 4HA25	2x 4HA32
10EME	33.53	41.84	2 x 4HA25	4HA25+(2HA32+2HA25)
11EME	33.53	40.96	2 x 4HA25	4HA25+(2HA32+2HA25)
12EwME	33.53	39.93	2 x 4HA25	4HA25+(2HA32+2HA25)
13EME	33.53	38.75	2 x 4HA25	2x 4HA32
14EME	33.53	37.45	2 x 4HA25	2x 4HA32
15EME	33.53	36.04	2 x 4HA25	2x 4HA32
16EME	33.53	33.56	2 x 4HA25	2x 4HA32
17EME	33.53	33.53	2 x 4HA25	2x 4HA32
18EME	33.53	33.53	2 x 4HA25	2x 4HA32
19EME	33.53	33.53	2 x 4HA25	2x 4HA32
T1	33.53	33.53	2 x 4HA25	2x 4HA32
T2	33.53	33.53	2 x 4HA25	2x 4HA32

Tableau 5.16 : section d'armatures longitudinales des poutres et choix des barres.

- Vérification des contraintes tangentielles

En travée :

NIV	V (KN)	b0(m)	d(m)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observations
1ER	655.81	0.4	0.54	3.03	4.7	vérifiée
2EME	594.47	0.4	0.54	2.75	4.7	vérifiée
3EME	572.09	0.4	0.54	2.64	4.7	vérifiée
4EME	549.48	0.4	0.54	2.54	4.7	vérifiée
5EME	532.83	0.4	0.54	2.46	4.7	vérifiée
6EME	535.11	0.4	0.54	2.47	4.7	vérifiée
7EME	529.54	0.4	0.54	2.45	4.7	vérifiée
8EME	518.39	0.4	0.54	2.39	4.7	vérifiée
9EME	502.65	0.4	0.54	2.32	4.7	vérifiée
10EME	483.99	0.4	0.54	2.24	4.7	vérifiée
11EME	462.59	0.4	0.54	2.14	4.7	vérifiée
12EME	438.14	0.4	0.54	2.03	4.7	vérifiée
13EME	412	0.4	0.54	1.91	4.7	vérifiée
14EME	385.01	0.4	0.54	1.78	4.7	vérifiée
15EME	357.07	0.4	0.54	1.65	4.7	vérifiée
16EME	328.98	0.4	0.54	1.52	4.7	vérifiée
17EME	301.39	0.4	0.54	1.39	4.7	vérifiée
18EME	276.8	0.4	0.54	1.28	4.7	vérifiée
19EME	249.1	0.4	0.54	1.15	4.7	vérifiée
T1	243.44	0.4	0.54	1.12	4.7	vérifiée
T2	169.31	0.4	0.54	0.78	4.7	vérifiée

Tableau 5.17 : vérification des contraintes tangentielles en travée.

Sur appui :

NIV	V	b0	d	τ	τ_{adm} (MPa)	observations
1ER	849.37	0.4	0.54	3.93	4.7	vérifiée
2EME	823.69	0.4	0.54	3.81	4.7	vérifiée
3EME	774.43	0.4	0.54	3.58	4.7	vérifiée
4EME	701.05	0.4	0.54	3.24	4.7	vérifiée
5EME	716.13	0.4	0.54	3.31	4.7	vérifiée
6EME	722.21	0.4	0.54	3.34	4.7	vérifiée
7EME	721.55	0.4	0.54	3.34	4.7	vérifiée
8EME	715.67	0.4	0.54	3.31	4.7	vérifiée
9EME	705.37	0.4	0.54	3.26	4.7	vérifiée
10EME	691.76	0.4	0.54	3.20	4.7	vérifiée
11EME	674.97	0.4	0.54	3.12	4.7	vérifiée
12EME	654.53	0.4	0.54	3.03	4.7	vérifiée
13EME	631.38	0.4	0.54	2.92	4.7	vérifiée
14EME	606.12	0.4	0.54	2.80	4.7	vérifiée
15EME	578.63	0.4	0.54	2.67	4.7	vérifiée
16EME	549.48	0.4	0.54	2.54	4.7	vérifiée
17EME	518.96	0.4	0.54	2.40	4.7	vérifiée
18EME	489.75	0.4	0.54	2.26	4.7	vérifiée
19EME	439.57	0.4	0.54	2.03	4.7	vérifiée
T1	486.73	0.4	0.54	2.25	4.7	vérifiée
T2	403.8	0.4	0.54	1.86	4.7	vérifiée

Tableau 5.17 : vérification des contraintes tangentielles sur appui.

5.4- Les nœuds :

Habituellement, on se préoccupe plus des éléments qui sont disposés autour des nœuds (poutres et poteaux) que des nœuds eux-mêmes.

La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent pourtant le comportement des structures.

En effet, l'expérience montre que les nœuds sont la partie de la structure les plus vulnérables en cas de séisme :

- La fissuration de béton du nœud et l'atteinte de la limite élastique des aciers pourraient entamer la capacité de transfert de la charge verticale,
- Un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique,
- Le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.

Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- Un nœud doit posséder une résistance aux efforts alternés équivalente aux éléments concurrents,
- la conception du nœud doit être telle que l'on puisse effectivement procéder à sa réalisation : il faut pouvoir mettre en place les armatures et couler le béton.

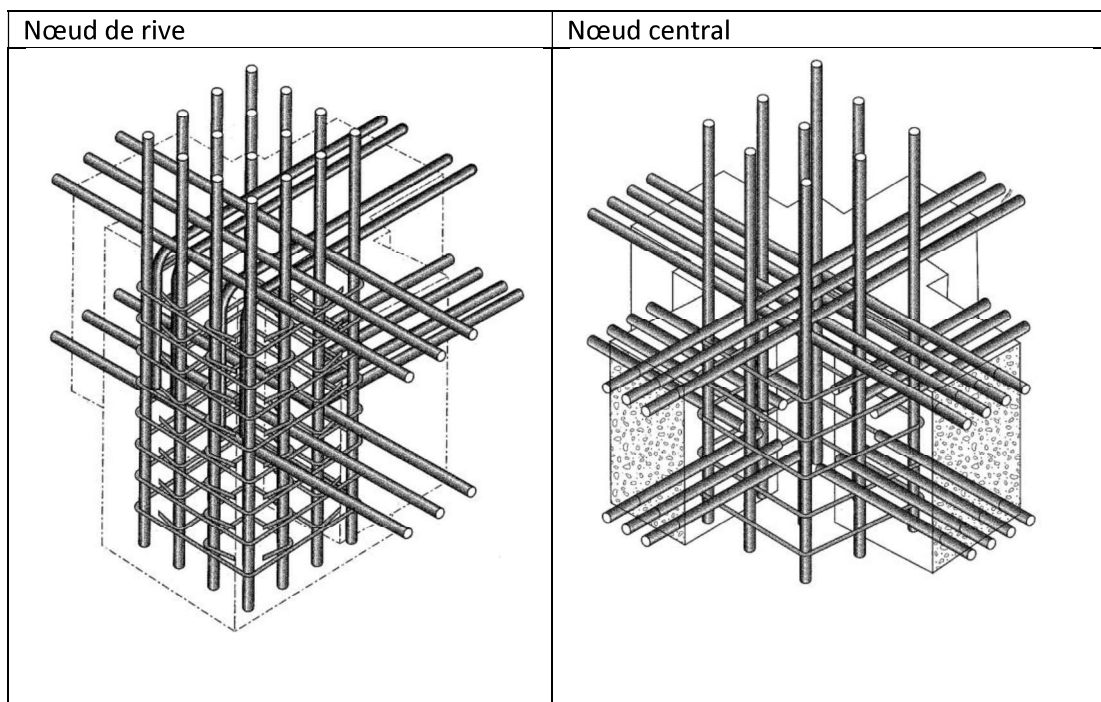


Figure 5.4 : schéma d'un nœud de rive et d'un nœud central.

La transmission des efforts à travers le nœud de rive se fait ainsi :

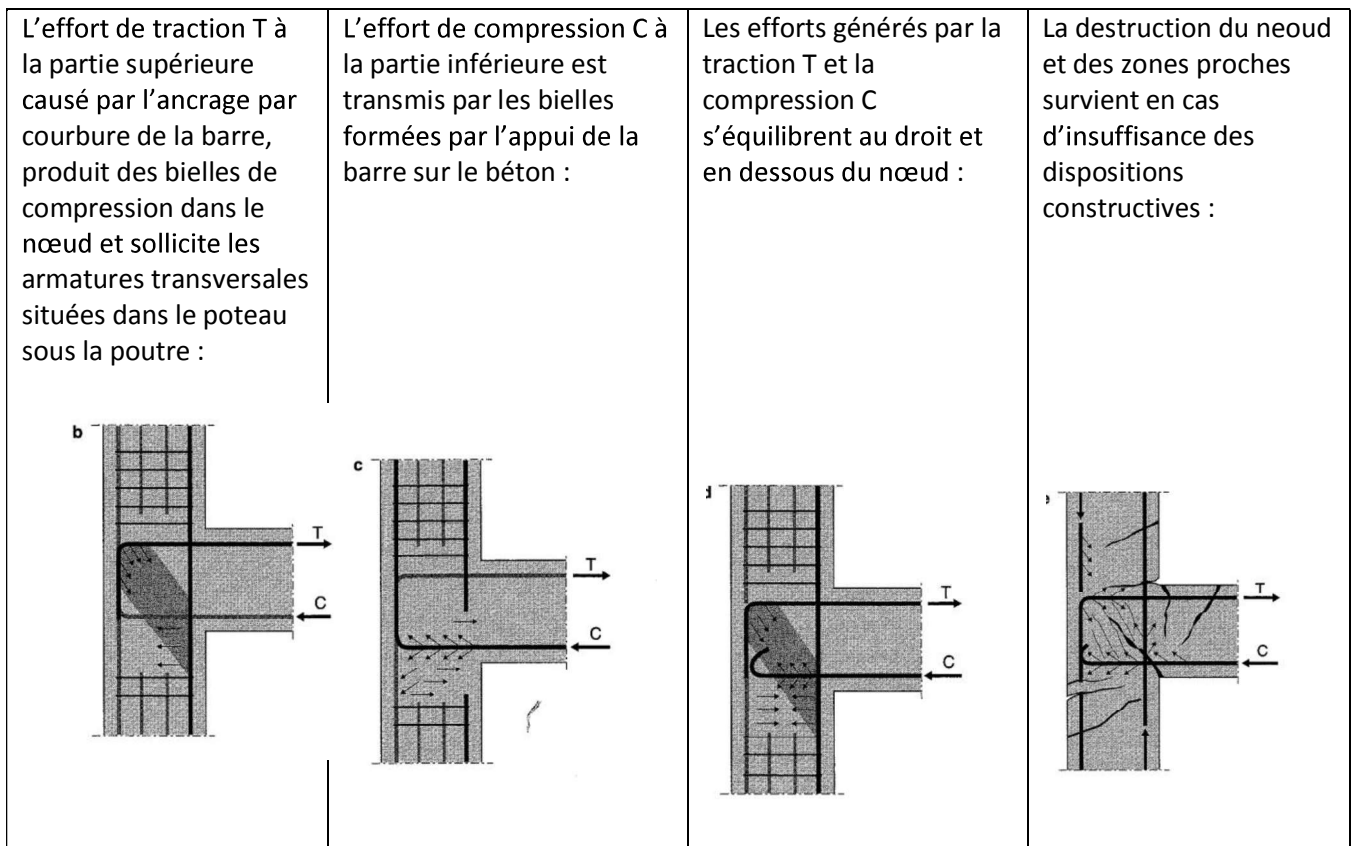


Figure 5.5 : schéma de transmission des efforts dans un nœud de rive.

5.4.1 Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres :

- Dispositions constructives :

D'après le RPA99 version 2003, art.7.6.1 :

Les dispositions constructives données en 7.4 pour les poteaux et en 7.5 pour les poutres et telles que reprises en particulier sur la figure 7.4 doivent être respectées pour leur parties communes que sont les nœuds et ce, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

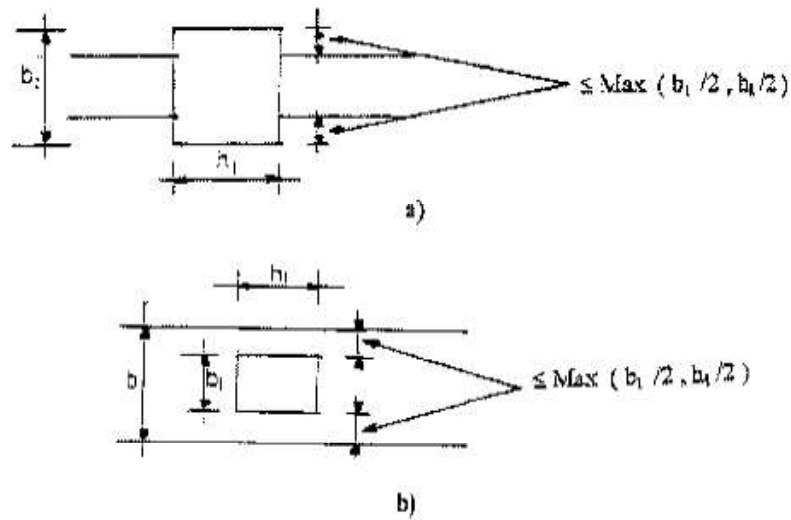


Fig 7.4 : Dimensions à respecter par les poutres

Figure 5.6 : dispositions constructives pour les nœuds selon le RPA.

Cas a :

Section poteau	b1	h1	(b1-b)/2	Max(b1/2, h1/2)	observations
60x140	140	60	50	70	vérifiée
60x130	130	60	45	65	vérifiée
60x120	120	60	40	60	vérifiée
60x110	110	60	35	55	vérifiée
60x100	100	60	30	50	vérifiée
60x90	90	60	25	45	vérifiée
60x80	80	60	10	40	vérifiée
60x70	70	60	5	35	vérifiée
60x60	60	60	0	30	vérifiée

Tableau 5.18 : vérification des parties communes poteau-poutre selon le cas (a) du RPA.

Cas b :

Section poteau	b	b1	h1	(b-b1)/2	Max(b1/2, h1/2)	observations
60x60	40	30	30	5	15	vérifiée

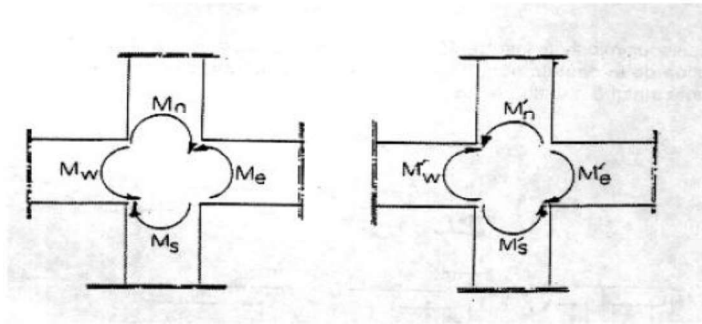
Tableau 5.19 : vérification des parties communes poteau-poutre selon le cas (b) du RPA.

5.4.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants :

D'après l'art.7.6.2 :

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

Etant donné les dimensions des poteaux par rapport aux poutres, et de ce fait les sollicitations reprises par chacun d'eux, cette vérification sera vérifiée.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure 7.6 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Figure 5.7 : dimensionnement du nœud poteau-poutre vis-à-vis des moments fléchissants.

Exemple de calcul :

Un nœud entre le 3eme et le 4eme étage :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \dots\dots\dots (5.14)$$

$$|838.56| + |655.64| \geq 1.25 (|74| + |295.37|) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \dots\dots\dots (5.15)$$

$$|574.72| + |495.98| \geq 1.25 (|20.06| + |129.14|) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

5.5- Ferrailage des voiles :

Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à murs porteurs en béton armé présentent, particulièrement en zone sismique, plusieurs avantages :

- Leur présence limite les déformations latérales,
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et les quelques poteaux existants,
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques,
- Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de présence des panneaux de remplissage.

- Comportement des voiles :

Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- L'élançement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile h/l ;
- La disposition et le pourcentage des armatures ;
- L'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h/l > 2$) et les voiles courts ($h/l < 2$). Ceci permet de mettre en évidence deux grandes familles de ruptures :

Modes de rupture des voiles élancés ;
Modes de rupture des voiles courts.

- Type de voiles et modes de rupture :

Les voiles de la structures sont des voiles courts : $h/l < 2$.

- Mode de rupture des voiles courts :

Dans ce cas l'effort tranchant est prépondérant à la flexion. Les principaux modes de ruptures sont :

- Mode T1 : rupture par glissement « sliding shear » à l'encastrement.
Ce mode de rupture est la conséquence de la plastification progressive des armatures verticales et est accompagné d'importants glissements qui réduisent de manière très significative la raideur et la dissipation d'énergie. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

- Mode T2 : rupture diagonale « diagonal tension failure ». Ce mode de rupture est accompagné de plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés et sollicités par un faible effort normal.
- Mode T3 : rupture par écrasement « diagonal compression failure ». Ecrasement du béton de l'âme à la base des bielles transmettant les efforts de compression. Ce mode de rupture est rencontré dans les voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

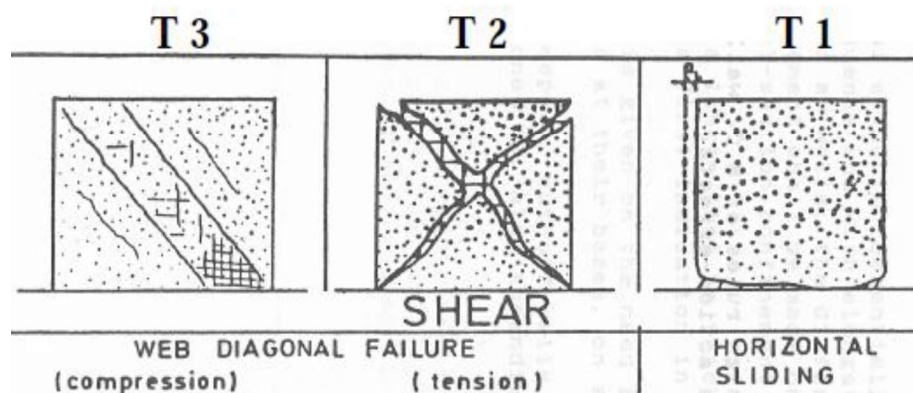


Figure 5.8 : mode de rupture des voiles courts.

- **Ferraillage du voile :**

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base. C'est un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité ainsi par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur, ainsi qu'un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le voile se calcule donc en flexion composée.

Le ferraillage est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes, d'armatures verticales uniformément réparties et d'armatures horizontales uniformément réparties aussi.

A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

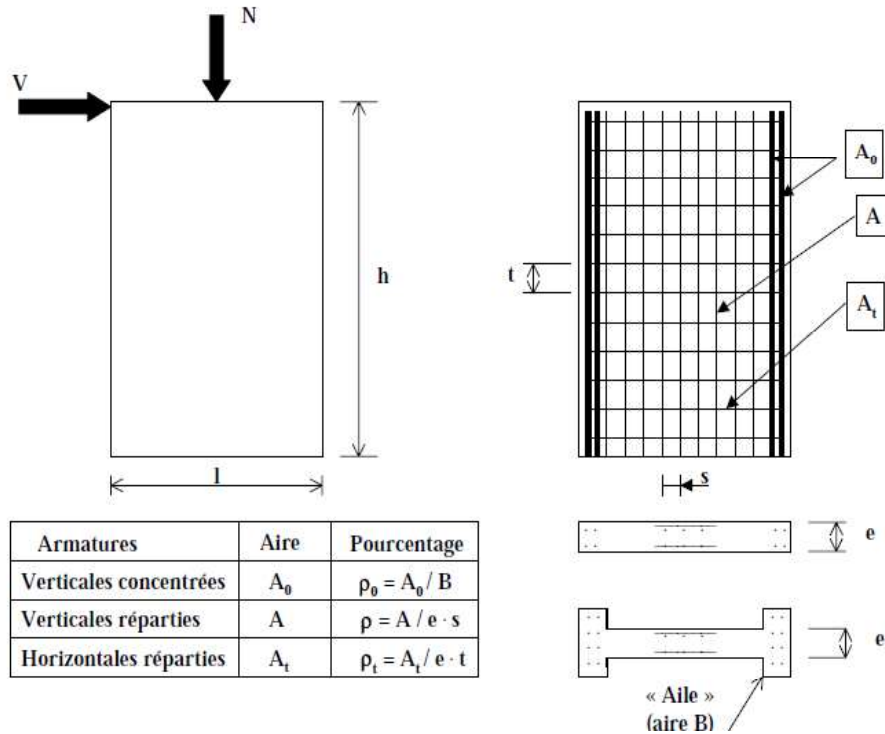


Figure 5.9 : schéma du ferrailage d'un voile.

5.5.1- Ferrailage des trumeaux :

5.5.1.1 Prescriptions du RPA :

D'après l'art.7.7.4 du RPA99 version 2003 :

- Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être repris en totalité par les armatures, le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- 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 agissant sur les extrémités du voile, 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 et 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 d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

- Aciers transversaux :
 - Les aciers transversaux doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ. Dans le cas où il y a des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes :
 - Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est de :
0.15% globalement dans la section du voile ;
0.10% en zone courante.
 - L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur au min (1.5a, 30cm).
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au m². dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

5.5.1.2 Sollicitations dans les voiles :

Soit les voiles du RDC.

Suivant X :

Longueur du voile	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
L=9m	31501.45	6529.32	G+Q+Ey
	Nmax compression (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	-2126.40	-4339.46	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	21986.46	23635.73	G+Q+Ex
L=10.5m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	17753.15	7945.20	G+Q+Ey
	Nmin traction (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	6600.585	3202.72	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	31596.844	15529.041	G+Q+Ex

L=10.5m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	28284.984	-22415.55	G+Q+Ey
	Nmin traction (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	12453.75	25534.10	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	-76675.866	19541.6	G+Q+Ex
L=9m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	28613.256	1615.67	G+Q+Ey
	Nmax compression (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	-627.2	-8040.6844	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	-23881.4253	11665.67	G+Q+Ex

Tableau 5.20 : sollicitations dans les voiles du RDC suivant x.

Suivant Y :

Longueur du voile	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
L=5.3m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	14602.704	-9076.8027	G+Q+Ey
	Nmin traction (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	3194.83	9154.33	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	9160.1083	6088.265	G+Q+Ex
L=4.65m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	13721.92	-29.2697	G+Q+Ey
	Nmin traction (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	3984.357	7032.69	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	-7067.5162	13250.373	G+Q+Ex
L=5.3m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	15752.59	85.72	G+Q+Ey
	Nmin traction (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	3399.72	11799.37	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	11813.3798	6697.413	G+Q+Ex
L=4.65m	Nmax traction(KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	14413.161	-16.78	G+Q+Ey
	Nmin traction (KN)	M corres(KN.m)	combinaison
	4464.23	9106.4157	0.8G-Ey
	Mmax (KN.m)	N corres(KN)	combinaison
	-9127.3431	13610.506	G+Q+Ex

Tableau 5.21 : sollicitations dans les voiles du RDC suivant y.

- Vérification des contraintes limites de cisaillement :

Selon l'art.7.7.2 :

$$\tau_b = \frac{1.4Vu}{b_0 x d} \leq \tau_b \text{ adm} = 0.2f_c28 \dots \dots \dots (5.17)$$

Suivant X :

Longueur du voile	V max (KN)	1.4V (KN)	τ_b (MPa)	τ_b adm (MPa)	observations
L=9m	3027.374	4238.3236	1.31	7	vérifiée
L=10.5m	2853.465	3994.851	1.06	7	vérifiée
L=10.5m	4542.159	6359.0226	1.68	7	vérifiée
L=9m	3798.366	5317.7124	1.64	7	vérifiée

Tableau 5.22 : vérification des contraintes limites de cisaillement.

Suivant Y :

Longueur du voile	V max (KN)	1.4V (KN)	τ_b (MPa)	τ_b adm (MPa)	observations
L=5.3m	1510.218	2114.3052	1	7	vérifiée
L=4.65m	1209.425	1693.195	0.95	7	vérifiée
L=5.3m	1897.318	2656.2452	1.25	7	vérifiée
L=4.65m	1562.113	2186.9582	1.17	7	vérifiée

Tableau 5.23 : vérification des contraintes limites de cisaillement.

5.5.1.3 Exemple de calcul :

- **Etapas de calcul :**

Données :

Largeur L

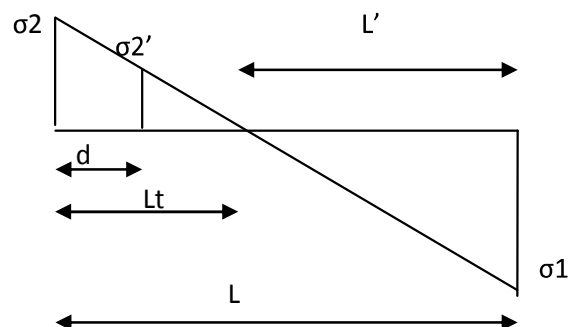
Epaisseur du voile b

Inertie $I = bL^3/12$

Aire $\Omega = bL$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I}$$



$$\frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L'}$$

$$\frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L-L_t}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$L' = L - L_t$$

$$d \leq \min(h_e/2, 2L'/3)$$

$$\frac{\sigma_2'}{L_t - d} = \frac{\sigma_2}{L_t}$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2 (L_t - d)}{L_t}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 v'}{I'}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 v'}{I'}$$

$$I' = bd^3/12$$

$$v' = d/2$$

$$\Omega' = bd$$

Les nouvelles sollicitations modérées:

$$N_1 = \Omega' (\sigma_2 + \sigma_2')/2$$

$$M_1 = I' (\sigma_2' - \sigma_2)/2v'$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1}$$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c'$$

$$A_{s1} = \frac{N_1 e_2}{(e_1 + e_2) f_e}$$

$$A_{s2} = \frac{N_1 e_1}{(e_1 + e_2) f_e}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_s / m_l / \text{face} = A_s / 2d.$$

- **Voile Vx du RDC:**

- Données :

Largeur L=9m

Epaisseur b=0.4m

Inertie I=24.3m⁴

Aire Ω=3.6m²

$$C=C'=0.05\text{m}$$

- Sollicitations (cas 1):

$$N=31501.45\text{KN}$$

$$M=6529.32\text{KN.m}$$

Sous combinaison G+Q+Ey

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I} = 9.96\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I} = 7.45\text{MPa}$$

$$N_1=30.69\text{MN}$$

$$M_1=-6.723\text{MN.m}$$

$$e_0=-0.22\text{m}$$

$$e_1=4.67\text{m}$$

$$e_2=4.23\text{m}$$

$$A_{s1}=364.66\text{cm}^2$$

$$A_{s2}=402.6\text{cm}^2$$

$$A_s=767.25\text{cm}^2$$

$$A_{s/ml/face}=42.62\text{cm}^2.$$

- Sollicitations (cas 2):

$$N=-2126.40\text{KN}$$

$$M=-4339.46\text{KN.m}$$

Sous combinaison G+Q+Ey

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I} = -1.39\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I} = 0.21\text{MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$L_t=1.18\text{m}$$

$$L'=7.82\text{m}$$

$$d \leq \min(3.6, 5.21)$$

$$d=1\text{m}$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2 (L_t - d)}{L_t} = 0.032\text{MPa}$$

$$I'=0.033\text{m}^4$$

$$v'=0.5\text{m}$$

$$\Omega'=0.4\text{m}^2$$

$$N_1=0.0484\text{MN}$$

$$M_1=-0.0059\text{MN.m}$$

$$e_0=-0.12\text{m}$$

$$e_1=0.57\text{m}$$

$$e_2=0.43\text{m}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 0.57 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} &= 0.43 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 1.21 \text{ cm}^2 \\ A_{s/ml/face} &= 0.605 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

- Sollicitations (cas 3):
 $N = 23635.73 \text{ KN}$
 $M = 21986.4625 \text{ KN.m}$
 Sous combinaison G+Q+Ey

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I} = 10.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I} = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} N_1 &= 23.63 \text{ MN} \\ M_1 &= 22 \text{ MN.m} \\ e_0 &= 0.93 \text{ m} \\ e_1 &= 3.52 \text{ m} \\ e_2 &= 5.38 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 357.10 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} &= 233.64 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 590.74 \text{ cm}^2 \\ A_{s/ml/face} &= 32.82 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

- Section d'acier retenue:
 $A_{s/ml/face} = 42.62 \text{ cm}^2.$

Choix des barres:
 Soit une section d'acier de 6HA32.

- Section d'acier minimale selon le RPA :
 $A_{s \text{ min (RPA)}} = 0.2\% = 8 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$
 $A_s > A_{s \text{ min (RPA)}}$
- Espacement des barres :
 Selon le RPA art.
 $s \leq 1.5a$
 $s \leq 30 \text{ cm}$
 $s \leq 15 \text{ cm}$ dans les zones d'extrémité.
 $s = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}.$
 Sur l'extrémité L/10, l'espacement est de s/2
 Donc $s = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ en zone d'extrémité.

En zone d'extrémité il y aura 10HA32.

- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité :

- o Détermination de l'axe neutre :

$$b \frac{X^2}{2} + n A's(X - c') - n A_s(d-X) = 0$$

n : coefficient d'équivalence = 15.

$$0.5 X^2 + 0.0639X - 0.023 = 0$$

$$\Delta = 0.0501$$

$$X = 0.160 \text{ m}$$

- o Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A's(X - c')^2 + n A_s(d - X)^2$$

$$C' = 5 \text{ cm}$$

$$I_1 = 3.92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- o Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1}$$

$$M_{ser} = 1188.46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 9.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc(adm)} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Voile Vy du RDC:

- Données :

Largeur L = 5.3 m

Epaisseur b = 0.4 m

Inertie I = 0.94 m⁴

Aire Ω = 2.12 m²

C = C' = 0.05 m

- Sollicitations (cas 1):

N = 15752.59 KN

M = 85.72 KN.m

Sous combinaison G+Q+Ey

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I} = 7.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I} = 7.19 \text{ MPa}$$

N1 = 15.75 MN

M1 = 0.085 MN.m

e0 = 0.0054 m

e1 = 2.59 m

$$e_2=2.60\text{m}$$

$$A_{s1}=197.25\text{cm}^2$$

$$A_{s2}=196.50\text{cm}^2$$

$$A_s=393.75\text{cm}^2$$

$$A_{s/\text{ml}/\text{face}}=37.15\text{cm}^2.$$

- Sollicitations (cas 2):

$$N=6600.585 \text{ KN}$$

$$M=3202.7230 \text{ KN.m}$$

Sous combinaison G+Q+Ey

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I} = 12.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I} = -5.91 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$L_t = 3.56\text{m}$$

$$L' = 1.73\text{m}$$

$$d \leq \min(3.6, 1.15)$$

$$d = 1\text{m}$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2 (L_t - d)}{L_t} = 8.73\text{MPa}$$

$$I' = 0.033\text{m}^4$$

$$v' = 0.5\text{m}$$

$$\Omega' = 0.4\text{m}^2$$

$$N_1 = 4.17 \text{ MN}$$

$$M_1 = -0.1125 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = -0.027\text{m}$$

$$e_1 = 0.477\text{m}$$

$$e_2 = 0.423\text{m}$$

$$A_{s1} = 48.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 55.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 104.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/\text{ml}/\text{face}} = 9.83\text{cm}^2.$$

- Sollicitations (cas 3):

$$N=2477.802\text{KN}$$

$$M=-1288.78 \text{ KN.m}$$

Sous combinaison G+Q+Ey

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M v}{I} = 0.105\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M v}{I} = 3.65\text{MPa}$$

$N_1=2.48\text{MN}$
 $M_1=1.29\text{MN.m}$
 $e_0=0.52\text{ m}$
 $e_1=1.08\text{m}$
 $e_2=2.22\text{ m}$

$A_{s1}=41.71\text{ cm}^2$
 $A_{s2}=10.55\text{ cm}^2$
 $A_s=52.26\text{ cm}^2$
 $A_{s/ml/face}=7.92\text{cm}^2.$

- Section d'acier retenue:
 $A_{s/ml/face}=37.15\text{cm}^2.$

Choix des barres:
 Soit une section d'acier de 6HA32

- Section d'acier minimale selon le RPA :
 $A_{s\text{ min (RPA)}}= 0.2\%=8\text{cm}^2/\text{ml/face}.$
 $A_s > A_{s\text{ min (RPA)}}$
- Espacement des barres :
 Selon le RPA art.
 $s \leq 1.5a$
 $s \leq 30\text{cm}$
 $s \leq 15\text{cm}$ dans les zones d'extrémité.
 $s = 20\text{cm} < 15\text{cm}.$
 sur l'extrémité $L/10$, l'espacement est de $s/2$
 donc $s = 10\text{cm} < 15\text{ cm}$ en zone d'extrémité.
- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité :
 - o Détermination de l'axe neutre :

$$b \frac{X^2}{2} + n A' s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$
 n : coefficient d'équivalence = 15.
 $0.2 X^2 + 0.083X - 0.045 = 0$
 $\Delta = 0.029$
 $X = 0.22\text{m}$
 - o Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A' s (X - c')^2 + n A_s (d - X)^2$$
 $C' = 5\text{cm}$
 $I_1 = 8.69 \cdot 10^{-3} \text{m}^4$
 - o Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1}$$

$M_{ser} = 388.46 \text{ KN.m}$
 $\sigma_{bc} = 9.84 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bc(adm)} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bc} < \sigma_{bc(adm)}$vérifiée.

- **Schéma:**

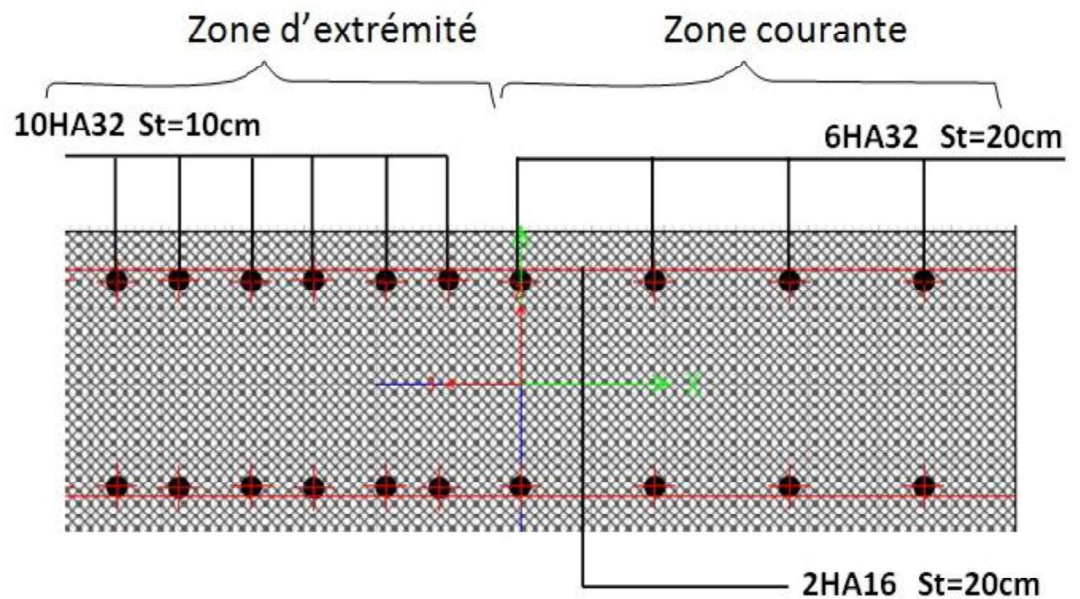


Figure 5.10: schéma du ferrailage d'un voile en zone courante et en zone d'extrémité.

5.5.2- Ferrailage des linteaux:

Dans le cas de murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importante de l'énergie par la formation de rotules plastiques.

Les linteaux sont donc fortement sollicités à l'effort tranchant, avec parfois d'importants efforts axiaux de compression ou de traction. Leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Une disposition très rapprochée des armatures transversales ou la mise en place des armatures en X équilibrent directement les tensions diagonales améliorant la ductilité du linteau.

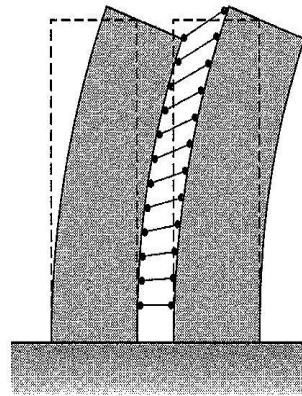


Figure 5.11: formation des rotules plastiques dans les linteaux.

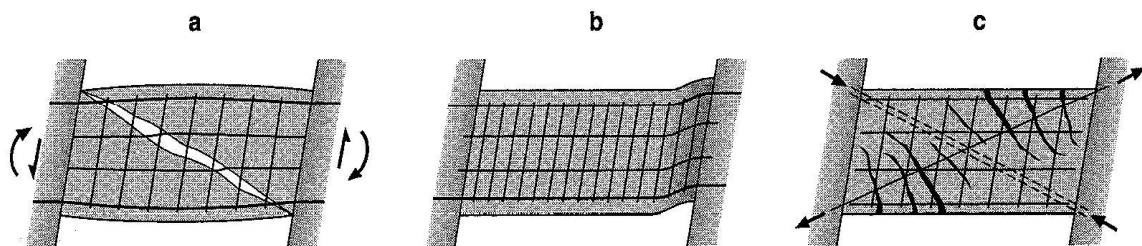


Figure 5.12: endommagement des linteaux.

5.5.2.1 Prescriptions du RPA :

D'après l'art.7.7.3 :

- Premier cas : $t_b \leq 0.06f_c28$:
Les linteaux sont calculés en flexion simple avec le moment fléchissant et l'effort tranchant. On devra disposer d'armatures longitudinales de flexion A_f , armatures transversales A_t et des armatures en zone courante appelées armatures de peau A_c .
- Deuxième cas : $t_b > 0.06f_c28$:
Dans ce cas il y a lieu de disposer des ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante suivant les minimum réglementaires. 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.

$A_l \text{ min} = 0.0015bh$
 $A_r \text{ min} = 0.0015bh$
 $A_t \text{ min} = 0.0015 bs$ si $t_b \leq 0.025fc28$
 $A_t \text{ min} = 0.0025 bs$ si $t_b > 0.025fc28$
 $A_D \text{ min} = 0.0015 bh$ si $t_b > 0.06fc28$
 $A_D = 0 bh$ si $t_b \leq 0.06fc28$
 $A_c \text{ min} = 0.002bh$ (2nappes)

5.5.2.2 Sollicitations dans les linteaux :

Soient les linteaux du RDC.

Sens X :

	linteau	Efforts (KN)		combinaison
1	l=1.8m	V11	209.36	G+Q+Ex
		V22	359.76	G+Q+Ex
		V12	970.48	G+Q+Ex
2	l=1.8m	V11	1134.62	G+Q+Ex
		V22	1131.76	G+Q+Ex
		V12	984.63	G+Q+Ex
3	l=1.8m	V11	140.084	G+Q+Ex
		V22	406.20	G+Q+Ex
		V12	702.79	G+Q+Ex
4	l=1.8m	V11	1086.98	G+Q+Ex
		V22	921.08	G+Q+Ex
		V12	726.23	G+Q+Ex
5	l=1.8m	V11	362.62	G+Q-Ex
		V22	159.14	G+Q+Ex
		V12	185.04	G+Q+Ex

Tableau 5.24 : sollicitations dans les linteaux du RDC suivant x.

Sens Y :

	linteau	Efforts (KN)		combinaison
1	l=0.9m	V11	58.37	G+Q+Ex
		V22	291.88	G+Q+Ex
		V12	281.16	G+Q+Ex
2	l=0.9m	V11	265.86	G+Q+Ex
		V22	836.82	G+Q+Ex
		V12	717.36	G+Q+Ex
3	l=0.9m	V11	175.33	G+Q+Ex
		V22	881.10	G+Q+Ex
		V12	441.69	G+Q+Ex
4	l=0.9m	V11	193.43	G+Q+Ex
		V22	177.02	G+Q+Ex
		V12	507.77	G+Q+Ex

Tableau 5.25 : sollicitations dans les linteaux du RDC suivant y.

Le linteau à ferrailer suivant y est le linteau 2.

5.5.2.3 Exemple de calcul manuel :

Sens Y :

- Contrainte limite de cisaillement dans le linteau:

Selon l'art.7.7.2 :

L'effort tranchant de calcul est majoré de 40%.

$$V=1.4V_u$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$\tau_b(\text{adm})=0.2f_{c28}$$

V (KN)	V majoré (KN)	τ_b (MPa)	τ_b adm(MPa)	observations
265.86	372.204	1.14	7	vérifiée
836.82	1175.737	4.05	7	vérifiée
717.36	1004.304	3.1	7	vérifiée

- Détermination des sections d'acier :

$$\tau_b=5.47\text{MPa} > 0.06f_{c28}=2.1\text{MPa}$$

Deuxième cas du RPA art.7.7.3.2 :

- Données :

$$b=40\text{cm.}$$

$$h=70\text{cm.}$$

5.5.2.3.1 Armatures longitudinales :

$$M=147.86\text{KN.m}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e} \dots \dots \dots (5.18)$$

$$A_l \geq \frac{0.148}{(0.7-0.1)400}$$

$$A_l \geq 6.16 \text{ cm}^2$$

Vérification:

$$A_l \text{ min} = 0.0025 bh=4.2\text{cm}^2.$$

$A_l > A_l \text{ min} \dots \dots \dots$ vérifiée.

Choix des barres :
Soit une section d'acier longitudinal de 4HA14

5.5.2.3.2 Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{sV}{z f_e} \dots \dots \dots (5.19)$$

$$z=h-2d'$$

Soit l'espacement $s=10\text{cm}$.

$$V=836.82\text{KN}$$

$$V_{\text{maj}}=1175.737$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = 4.05\text{MPa}$$

$$\tau_b = 4.05\text{MPa} > 0.025f_c \times 28 = 0.875\text{MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.1 \times 1.31}{(0.7-0.1)400}$$

$$A_t \geq 5.46\text{cm}^2$$

Vérification:

$$A_{t \text{ min}} = 0.0025 b_s = 1\text{cm}^2.$$

$A_t > A_{t \text{ min}}$ vérifiée.

Choix des barres:
Soit des armatures transversales de 2 cadres HA14 avec un espacement de 10cm.

5.5.2.3.3 Armatures en zone courante (armature de peau) :

$$A_c = 0.002 b h \dots\dots\dots (5.20)$$

Les armatures de peau à prendre sont les minimums réglementaires.

$$A_c = 0.002 \times 40 \times 70 = 5.6\text{cm}^2$$

Choix des barres :
Soit des armatures de peau de 3HA12 par face.

5.5.2.3.4 Armatures diagonales:

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} \dots\dots\dots (5.21)$$

$$\tan \alpha = \frac{0.7-0.1}{0.9} = 0.66$$

$$\alpha = 33.70^\circ$$

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} \dots\dots\dots (5.22)$$

$$V=836.82\text{KN}$$

$$A_D = 18.92\text{cm}^2.$$

Vérification:

$$A_{D \text{ min}} = 0.0025 b h = 4.2\text{cm}^2.$$

$A_D > A_{D \text{ min}}$ vérifiée

Choix des barres:

Soit une section d'acier diagonales de 4HA25

5.5.2.4 Schéma:

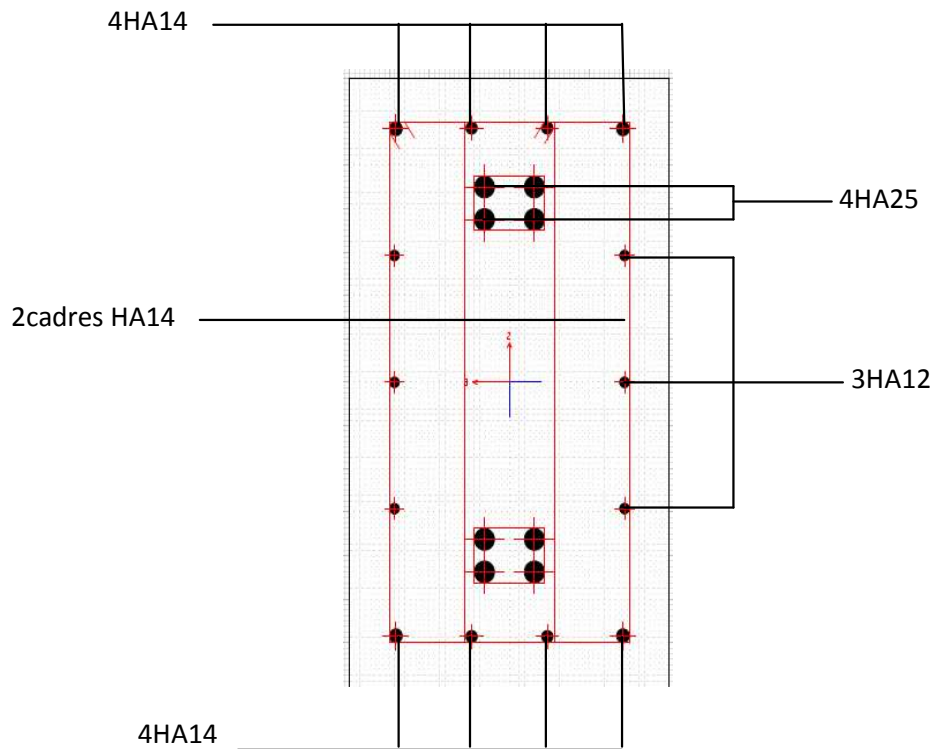


Figure 5.13: schéma du ferrailage d'un trumeau- armatures longitudinales, transversales, de peau et diagonales.

5.6- Ferrailage des dalles:

5.6.1 Introduction :

Un panneau de dalle peut se reposer sur des appuis continus (voiles, poutres, murs) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle sur appuis continus peut porter dans deux ou dans une seule direction (appelée dans ce cas là poutre-dalle).

Dans le chapitre III du pré dimensionnement, il a été montré que les dalles de la structure sont des dalles portant sur deux directions.

Les aciers sont déterminés à partir de la détermination des moments isostatiques au centre de la dalle.

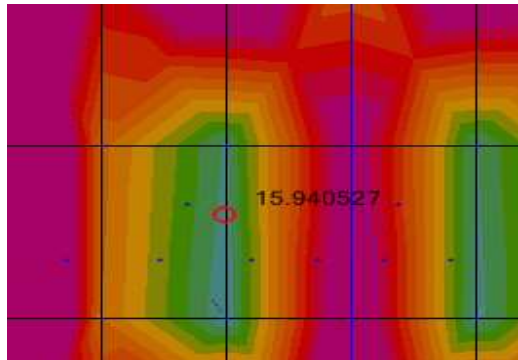
Les calculs se font pour une bande de 1m de largeur.

5.6.2 Sollicitations dans un panneau de dalle:

Soit deux dalles du RDC.

Les sollicitations tirées du modèle numérique sont comme suit :

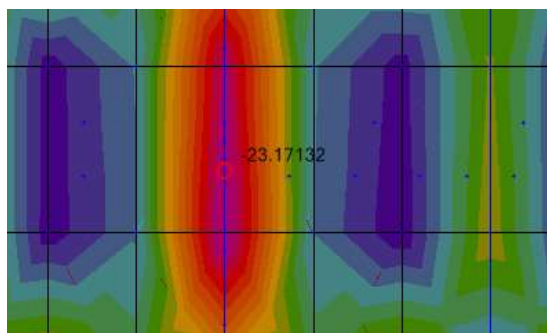
- Sens X :
- En travée :
A l'ELU : $M_t=15.94\text{KN.m}$



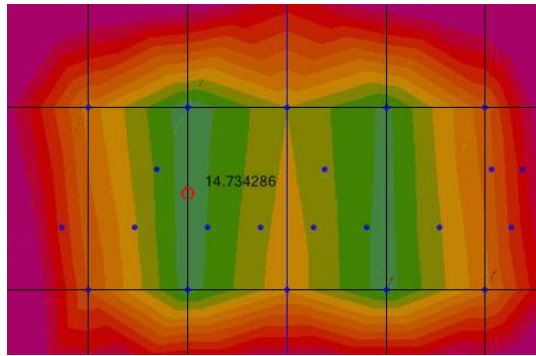
- Sur appui :
Sous combinaison sismique :

combinaison	M appui (KN.m)
G+Q+Ex	-21.99
G+Q-Ex	-20.58
G+Q+Ey	-18.67
G+Q-Ey	-23.17
0.8G+Ex	-11.47
0.8G-Ex	-15.24
0.8G+Ey	-8.32
0.8G-Ey	-18.17

Tableau 5.26 : sollicitations dans les dalle sur appui suivant x.



- Sens Y :
- En travée :
Sous ELU : $M_t=14.73\text{KN.m}$

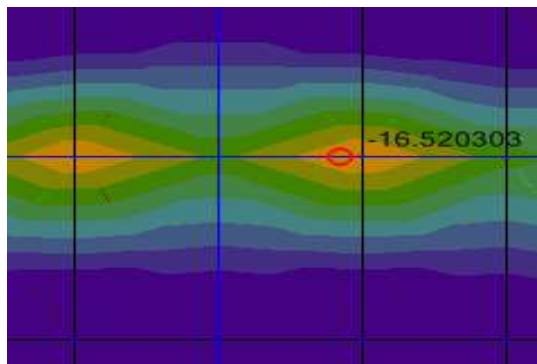


- Sur appui :

Sous combinaison sismique :

combinaison	M appui (KN.m)
G+Q+Ex	-16.47
G+Q-Ex	-10.49
G+Q+Ey	-16.11
G+Q-Ey	-16.52
0.8G+Ex	-8.78
0.8G-Ex	-16.07
0.8G+Ey	-5.07
0.8G-Ey	-12.03

Tableau 5.27 : sollicitations dans les dalle sur appui suivant y.



5.6.3 Exemple de calcul manuel :

- Sens X :

- En travée:

À l'ELU:

Mt=15.94 KN.m

$$\mu = \frac{15.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 15.3} = 0.0321$$

$\mu < 0.186$: SSAC

$\alpha = 0.041$

$$z=0.177 \text{ m}$$

$$\epsilon_s=10\text{‰}$$

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

$$A_s=\frac{15.94 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} \times 10^4 = 2.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la section d'acier en travée : $A_s=2.59\text{cm}^2/\text{ml}$.

- Sur appui:

Sous G+Q-Ey :

$$M_a=-23.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu=\frac{23.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 15.3}=0.0468$$

$$\mu < 0.186 : \text{SSAC}$$

$$\alpha=0.0598$$

$$z=0.176 \text{ m}$$

$$\epsilon_s=10\text{‰}$$

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

$$A_s=\frac{23.17 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} \times 10^4 = 3.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la section d'acier sur appui : $A_s=3.8\text{cm}^2/\text{ml}$.

• Sens Y:

- En travée:

À l'ELU:

$$M_t=14.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu=\frac{14.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 15.3}=0.0297$$

$$\mu < 0.186 : \text{SSAC}$$

$$\alpha=0.0377$$

$$z=0.177 \text{ m}$$

$$\epsilon_s=10\text{‰}$$

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

$$A_s=\frac{14.73 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} \times 10^4 = 2.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la section d'acier en travée : $A_s=2.40\text{cm}^2/\text{ml}$.

- Sur appui:

Sous G+Q-Ey :

$$M_a=-16.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{16.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 15.3} = 0.0333$$

$$\mu < 0.186 : \text{SSAC}$$

$$\alpha = 0.0424$$

$$z = 0.177 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

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

$$A_s = \frac{16.52 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} \times 10^4 = 2.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la section d'acier sur appui : $A_s = 2.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Le ferrailage adopté de la dalle sera symétrique suivant X et Y :

En travée : 6HA8/ml

Sur appui : 6HA10/ml

- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité :

- Détermination de l'axe neutre :

$$b \frac{X^2}{2} + n A' s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

n : coefficient d'équivalence = 15.

$$0.5 X^2 + 0.0057X - 0.01026 = 0$$

$$\Delta = 0.0205$$

$$X = 0.138 \text{ m}$$

- Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A' s (X - c')^2 + n A_s (d - X)^2$$

$$C' = 5 \text{ cm}$$

$$I_1 = 8.86 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1}$$

$$M_{ser} = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}(\text{adm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

5.6.4 Schéma :

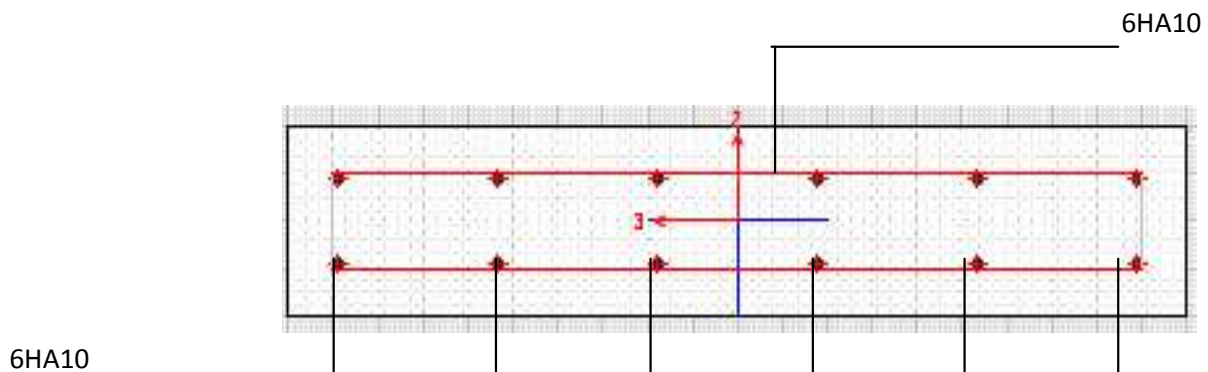


Figure 5.14 : schéma du treillis soudé de la dalle.

6. 1- Introduction

La partie se situant en dessous du niveau du rez-de-chaussée est appelée infrastructure. Elle est donc composée de sous-sols et du système de fondations.

Une fondation sert à transmettre au sol toutes les charges provenant de la superstructure. Pour que cette transmission se fasse de manière la plus favorable, il faut répondre à 3 préoccupations :

- La conception des fondations doit être compatible avec le type de la structure et les caractéristiques du sol ;
- La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci (les contraintes apportées par la structure doivent être inférieures à la contrainte admissible du sol : capacité portante du sol) ;
- Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement de la structure ou sa ruine, mais aussi pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

Pour cela, il faut des liaisons au niveau des fondations, qui auront pour rôle d'empêcher les déplacements relatifs des points d'appui de la structure dans le plan horizontal et de transférer les efforts horizontaux aux fondations et les répartir entre les points d'appui.

Afin d'assurer ce fonctionnement, les points d'appui d'un même bloc de construction doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnelle de longrines.

Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) le risque des tassements différentiels est grand. L'ensemble monolithe sera alors obtenu par une fondation continue qui est le radier continu, ou encore dans le cas de sous-sol, par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires et des planchers du sous-sol.

6.2- Fondations

6.2.1 Choix du type de fondation

Le type de fondation choisi est un radier continu pour plusieurs raisons :

- La structure étant importante par sa hauteur, constitué essentiellement par voiles et donc les charges qu'elle transmet au sol sont importantes ;
- La surface des fondations aspire à être augmentée afin de diminuer la force de pression exercée sur le sol ;
- Les semelles auront donc de grandes dimensions par rapport aux distances entre éléments porteurs, elles se chevaucheront ;
- Les tassements différentiels doivent être empêchés.

6.2.2 Modélisation du sol par un système de ressorts

Les spectres de réponse utilisés dans l'analyse sismique tiennent compte des conditions de site et de sol et permettent d'évaluer les sollicitations dans la structure et les sollicitations dans les fondations. Ceci ne suffit pas toujours pour évaluer ces sollicitations correctement car le phénomène d'interaction sol-structure n'a pas été pris en compte.

En effet, l'analyse sismique d'une structure avec prise en compte des propriétés locales du sol diffère de celle supposée encastrée en sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'interaction sol-structure en zones sismiques où la réponse dynamique des sols affecte d'une manière significative la réponse de la structure soumise à des sollicitations sismiques :

La période fondamentale $T_{\text{struc+sol}}$ (de l'ensemble structure+sol) est supérieure à la période fondamentale T_{struc} (de la structure parfaitement encastrée). Ceci engendre des sollicitations moindres et c'est pour cela que la plupart des règlements néglige le phénomène d'interaction sol-structure, toutefois, ça engendre de plus grands déplacements et déformations.

Afin de tenir compte du phénomène d'interaction sol-structure, on doit modéliser le sol.

La manière la plus simple de prendre en compte le sol est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, à laquelle on impose un mouvement.

Dans le cas d'un modèle plan, une semelle sous point d'appui isolé est représentée par deux ressorts agissant à la translation et un ressort à la rotation; sous un radier, le sol est modélisé par un ressort vertical en chaque nœud.

Dans ce cas, le paramètre clé à introduire est la rigidité des ressorts. Plusieurs formulations de calcul des raideurs des ressorts de sol sont proposées. Parmi celles-ci les formules de Newmark-Rosenblueth, les formules de Deleuze et la méthode simplifiée de Veletsos.

- **Méthode de Newmark-Rosenblueth**

Cette méthode est indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants. Elle permet d'estimer et de contrôler les valeurs des raideurs, des amortissements du sol et des fréquences propres de la structure.

Rosenblueth a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment. Toutefois, l'introduction d'une masse additionnelle à la base de la structure ne modifie pas radicalement sa réponse dynamique.

On prend le nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur du radier. La masse de sol additionnelle est concentrée en ce nœud.

On obtient 4 raideurs de sol :

- Raideur de translation verticale : K_v

$$K_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A}$$

- Raideur de translation horizontale : K_h

$$K_h = 2(1+\nu) G \beta_x \sqrt{A}$$

- Raideur de balancement : K_ϕ

$$K_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b$$

- Raideur de torsion autour de l'axe vertical : K_r

$$K_r = \frac{1+\nu}{4} G \beta_x (a^2+b^2) \sqrt{A}$$

À partir de l'abaque et du tableau suivants :

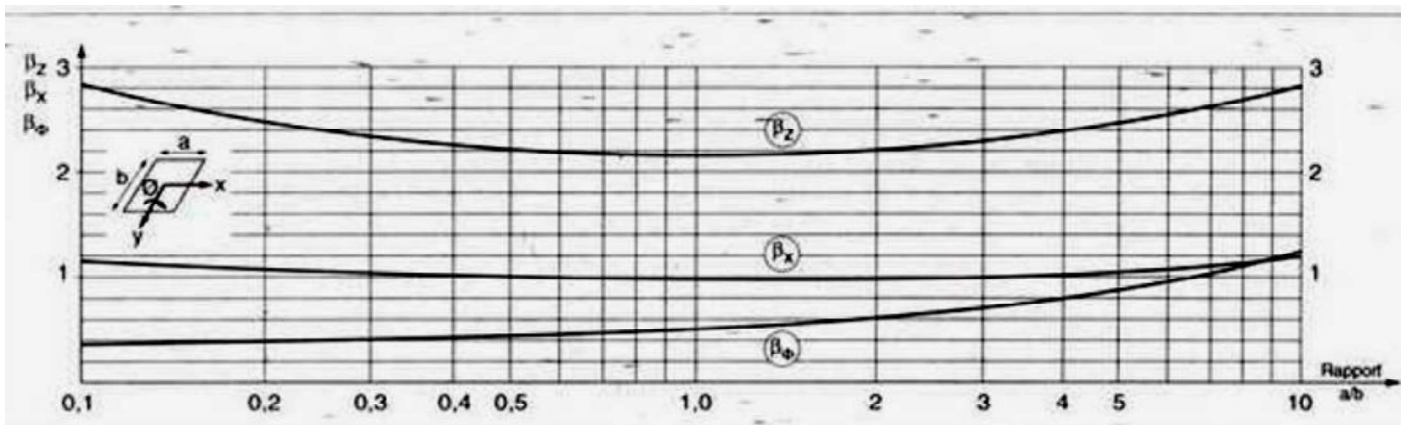


Figure 6.1 : valeurs des coefficients β_z, β_x et β_ϕ

Mouvement	Raideurs K	
	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{4G \cdot r_0}{1-\nu}$	$K_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = \frac{32(1-\nu)G \cdot r_0}{7-8\nu}$	$K_h = 2(1+\nu)G \beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$K_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)}$	$K_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$K_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$K_R = \frac{1+\nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Tableau 6.2 : formules des raideurs pour fondation circulaire et rectangulaire selon la méthode de Newmark-Rosenblueth.

- **Calcul des raideurs du sol**

- Données :

Le module d'élasticité du sol : E=50MPa

Le coefficient de poisson du sol : $\nu=0.3$

- Les raideurs sont calculées ainsi :

De l'abaque les coefficients obtenus sont :

$\beta_\phi=0.5$

$\beta_x=1$

$\beta_z=2.2$

On considère que les dimensions en plan du radier sont identiques à ceux des sous-sols. On a une surface de radier de 2780.14m².

Les calculs donnent les raideurs de sol suivantes:

$K_v=6373.6\text{MN/m}$

$K_h=5272.5\text{MN/m}$

$K_\phi=3.65 \cdot 10^6\text{MN/m}$

$K_r=7.85 \cdot 10^6\text{MN/m}$

- **Modélisation**

$K_v=6373.6\text{MN/ml}$ représente la raideur du sol sous tout le radier.

Pour avoir la raideur en chaque nœud du radier, cette valeur sera divisée par le nombre de nœud composant le radier.

Nombre de nœuds N=1226 nœuds.

La raideur par nœud :

$K_v=5200\text{KN}$.

6.2.3 Pré dimensionnement du radier

Le radier est un plancher renversé supposé infiniment rigide soumis à la réaction du sol. La difficulté est de déterminer la loi de répartition des pressions sous le radier, souvent on admet une répartition linéaire des contraintes.

L'épaisseur du radier est déterminée à partir de la condition forfaitaire, et de la longueur élastique.

6.2.3.1 Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier est déterminée par la condition forfaitaire suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots(6.1)$$

L_{max} : distance maximale entre 2 files successives d'éléments porteurs.

$L_{max}=8.3m$

$h_r \geq 0.83m$

6.2.3.2 Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \dots\dots\dots(6.2)$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton de radier ;

I : inertie du radier ;

K : raideur du sol de fondation ;

b : largeur du radier.

Et :

$$L_e \geq \frac{2 L_{max}}{\pi} \dots\dots\dots(6.3)$$

$L_{max}=8.3m$

$L_e \geq 5.28m$.

$$I = bh^3/12$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12 K L_e^4}{4 E b}}$$

La valeur de K à introduire est la raideur verticale totale.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 6373.6 \times 10^3 \times 5.28^4}{4 \times 3.3 \times 10^7 \times 58.14}}$$

$h \geq 1.98m$

Soit une épaisseur de radier $h_r = 2m$.

6.2.4 Calcul de la surface du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S(\text{radier})} \leq \sigma(\text{adm}) \dots \dots \dots (6.4)$$

L'effort normal à l'ELS est de :

$$N_{ser} = 751\,438.554 \text{ KN}$$

$$\sigma(\text{adm}) = 4 \text{ bars}$$

$$S(\text{radier}) \geq \frac{N_{ser}}{\sigma(\text{adm})}$$

$$S(\text{radier}) \geq 1878.6 \text{ m}^2$$

La surface de l'emprise du bâtiment est de 2780.14m².

On suppose que le radier ait les mêmes dimensions en plan que les sous-sols.

Soit alors une surface de radier = 2780.14m².

6.2.5 Caractéristiques géométriques du radier

- Centre de masse et inerties :

Panneau	Xi (m)	Yi (m)	Si (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
P1	21.75	19.35	1432.15	2 x 10 ⁵	1.41x 10 ⁶
P2	21.75	44.1	437.4	5133.50	1.7 x10 ⁵
P3	8.67	52.38	11.88	2.8 x 10 ⁴	1.8x 10 ⁵
P4	26.25	53.82	272.16	3618.46	1.39 x10 ⁴
P5	45.75	48.42	145.8	1.13 x 10 ⁵	7.27 x10 ⁴
P6	52.1	51.66	32.075	6.75x 10 ⁵	3.55 x10 ⁴
P7	8.9	16.5	449.45	1.83x 10 ⁶	3.31x 10 ⁵
Résultat	X _G =21.67	Y _G =28.20		I _{XG} =2.85 x 10 ⁶	I _{YG} =2.21x 10 ⁶

Tableau 6.3 : centre de masse et inerties du radier.

6.2.6 Vérification du radier

- **Vérification à l'effet sous pression**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

La condition à vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \dots \dots \dots (6.5)$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{radier}}$$

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement

$$\alpha = 1.5$$

h : profondeur de l'infrastructure

S_r : surface du radier
 $W_{\text{bâtiment}}=423571.42\text{KN}$
 $W_{\text{radier}}=\rho \times S_r \times h_r=149603\text{KN}$
 $W=573174.42\text{KN}$
 $h=8.95\text{m}$
 $\gamma=10\text{KN/m}^3$
 $S_r=2780.14\text{m}^2$
 $\alpha \gamma h S_r =401684.05\text{KN}$
 $W \geq \alpha \gamma h S_r$ vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement du radier.

- **Vérification au non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (6.6)$$

$N_u=31501.45\text{KN}$ du voile du RDC dans le sens x.

La largeur du voile est de 9m, ce qui donne un effort normal par ml de 3500.16KN/ml

$N_u=3.5\text{MN/ml}$

$h_r=2\text{ m}$

μ_c : périmètre du contour cisailé sous le voile

$$\mu_c=2(a+b+2h_r)$$

Avec :

a : épaisseur du voile

b : 1m

h_r : hauteur du radier

$$\mu_c=2(0.4+1+ 2 \times 2)=10.8\text{m}$$

$$N_u=3.5\text{MN} \leq 0.045 \times 10.8 \times 2 \times \frac{35}{1.5}=22.68\text{MN}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après la formule 6.6:

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u=17808.61\text{KN}$ du voile du RDC dans le sens x.

$N_u=17.81\text{MN/ml}$

$h_r=2\text{ m}$

μ_c : périmètre du contour cisailé sous le voile

$$\mu c=2(a+b+2hr)$$

Avec :

a, b : dimensions du poteau ;

a=60cm

b : 120cm

hr : hauteur du radier

$$\mu c=2(0.6+1.2+ 2x2)=11.6m$$

$$Nu=17.81N \leq 0.045 \times 11.6 \times 2 \times \frac{27}{1.5}=18.79MN$$

$$Nu \leq 0.045 \mu c \times hr \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

6.2.7 Sollicitations dans le radier

Les sollicitations maximales dans le radier ont été déterminées grâce au modèle numérique.

Elles sont données dans le tableau qui suit :

- Sens-X :

Combinaison	Mmax travée (KN.m)	Mmax appui (KN.m)
G+Q+Ex	-1331.17	5906.061
G+Q-Ex	-1989.21	3075.98
G+Q+Ey	-1406.66	5554.04
G+Q-Ey	-1838.88	2570.89
0.8G+Ex	-871.34	4868.65
0.8G-Ex	-1497.47	2136.34
0.8G+Ey	-810.63	4316.63
0.8G-Ey	-1247.14	1761.37
ELU	-1374.51	3722.29
ELS	-1119.51	2981.99
Gmax+Gsol+Q	-1168.61	3241.98

Tableau 6.4 : sollicitations dans le radier sous différentes combinaisons de charges suivant x.

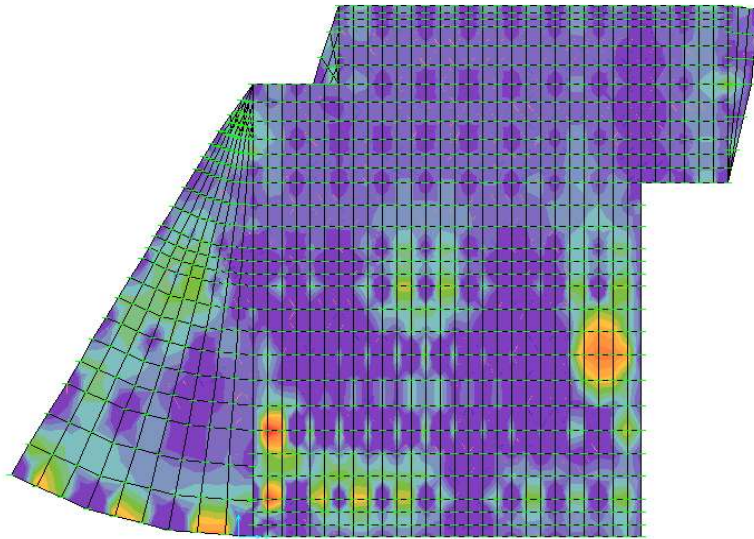


Figure 6.2 : sollicitations dans le radier suivant x.

- Sens-Y :

Combinaison	Mmax travée (KN.m)	Mmax appui (KN.m)
G+Q+Ex	-5048.23	4117.63
G+Q-Ex	-5695.40	3120.28
G+Q+Ey	-5160.33	4916.64
G+Q-Ey	-5947.29	3873.117
0.8G+Ex	-3416.66	3201.76
0.8G-Ex	-4627.83	4901
0.8G+Ey	-4528.77	5400.76
0.8G-Ey	-3515.73	3634.40
ELU	-1634.47	4075.03
ELS	-1044.57	3250.77
Gmax+Gsol+Q	-1387.08	3992.51

Tableau 6.5: sollicitations dans le radier sous différentes combinaisons de charges suivant y.

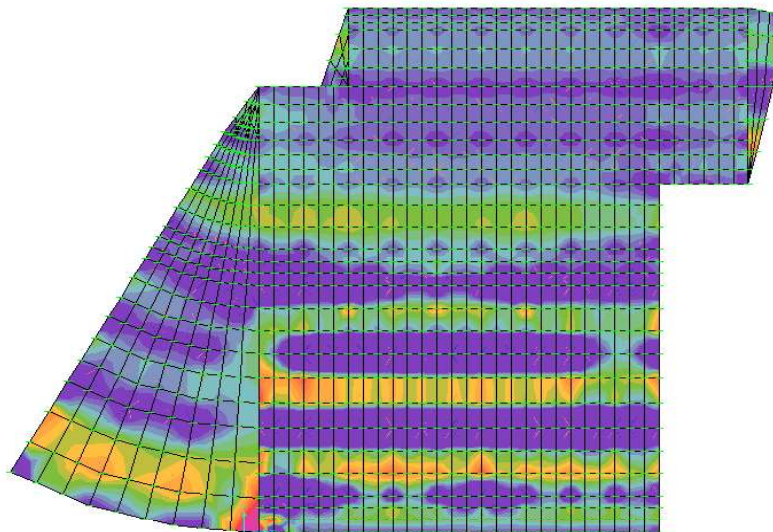


Figure 6.3: sollicitations dans le radier suivant y.

6.2.8 Exemple de calcul manuel

Le radier se calcule comme une dalle renversée simplement appuyées sur les 4 côtés soumise à une charge uniforme due aux charges permanentes et aux surcharges de la structure donc soumise à la flexion simple.

On suit les mêmes étapes que celles décrites au chapitre V dans le calcul des dalles :

- Sens X :

- Sur appui:

Le moment max en appui est donné par la combinaison G+Q+Ex.

$$M=5506.061 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5506.061 \times 10^{-3}}{1 \times 1.8^2 \times 15.3} = 0.111$$

$$\mu < 0.186 : \text{SSAC}$$

$$\alpha = 0.147$$

$$z = 1.694 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

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

$$A_s = \frac{5506.061 \times 10^{-3}}{1.694 \times 348} \times 10^4 = 93.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée:

Le moment max en travée est donné par la combinaison G+Q-Ex.

$$M = -1989.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1989.88 \times 10^{-3}}{1 \times 1.8^2 \times 15.3} = 0.0401$$

$$\mu < 0.186 : \text{SSAC}$$

$$\alpha = 0.0512$$

$$z = 1.763 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

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

$$A_s = \frac{1989.88 \times 10^{-3}}{1.763 \times 348} \times 10^4 = 32.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens Y:

- Sur appui:

Le moment max en appui est donné par la combinaison 0.8G+Ey.

$$M = 5400.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5400.76 \times 10^{-3}}{1 \times 1.8^2 \times 15.3} = 0.109$$

$$\mu < 0.186 : \text{SSAC}$$

$$\alpha = 0.144$$

z=1.696 m
 $\epsilon_s=10\text{‰}$
 $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$A_s = \frac{5400.76 \times 10^{-3}}{1.696 \times 348} \times 10^4 = 91.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En travée:**

Le moment max en travée est donné par la combinaison G+Q-Ey.
 M=-5947.29 KN.m

$$\mu = \frac{5947.29 \times 10^{-3}}{1 \times 1.8^2 \times 15.3} = 0.120$$

$\mu < 0.186$: SSAC

$\alpha = 0.160$

z=1.685 m

$\epsilon_s=10\text{‰}$

$\sigma_s=348\text{MPa}$

$$A_s = \frac{5947.29 \times 10^{-3}}{1.685 \times 348} \times 10^4 = 101.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

	As (cm ²)	
	Sens X	Sens Y
Sur appui	93.41	91.51
En travée	32.43	101.45

Tableau 6.6: section d'acier dans le radier suivant x et y.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{smin} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(6.5)$$

$A_{smin} = 22.77 \text{ cm}^2$

6.2.9 Ferrailage retenu

	As calculée (cm ²)		As min de la CNF (cm ²)	Vérification As>Asmin	As retenue (cm ²)		Choix des barres	
	Sens lx	Sens ly			Sens lx	Sens ly	Sens lx	Sens ly
En travée	32.43	101.45	22.77	vérifiée	32.43	101.45	1 nappe 7HA25	3 nappes 7HA25
Sur appui	93.41	91.51	22.77	vérifiée	93.41	91.51	3 nappes 7HA25	3 nappes 7HA25

Tableau 6.7: section d'acier dans le radier et choix des barres suivant x et y.

6.2.10 Vérification :

- Vérification des contraintes dans le sol :

Sous les actions sismiques, il y a naissance d'un moment de renversement, qui concerne les extrémités du radier.

Elles doivent ainsi vérifier plusieurs conditions.

Les contraintes sous le radier sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{x1} = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I_x} y \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots (6.6)$$

$$\sigma_{x2} = \frac{N}{S_r} - \frac{M}{I_x} y \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots (6.7)$$

$$\sigma_{y1} = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I_y} y \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots (6.8)$$

$$\sigma_{y2} = \frac{N}{S_r} - \frac{M}{I_y} y \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots (6.9)$$

avec S_r : surface du radier.

La vérification des contraintes dans le sol se fait à l'ELS.

COMBINAISON	N COMP (KN)	M (KN.m)	σ_{x1} (KN/m ²)	σ_{x2} (KN/m ²)	σ_{y1} (KN/m ²)	σ_{y2} (KN/m ²)	σ_{adm} (MPa)	Observation
ELS	6855	2981.99	4.355761411	4.3536495	4.356067209	4.356067209	4	vérifiée

Tableau 6.8: vérification des contraintes dans le sol.

- Vérification à l'ELS vis-à-vis de la durabilité :

- o Détermination de l'axe neutre :

$$b \frac{X^2}{2} + n A' s (X - c') - n A s (d - X) = 0$$

n : coefficient d'équivalence = 15.

$$0.5 X^2 + 0.152X - 0.274 = 0$$

$$\Delta = 0.57$$

$$X = 0.604 \text{ m}$$

- o Détermination du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale :

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A' s (X - c')^2 + n A s (d - X)^2$$

$$c' = 5 \text{ cm}$$

$$I_1 = 0.291 \text{ m}^4$$

- o Calcul de la compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{X}{I_1}$$

$$M_{ser} = 2981.99 \text{ KN.m}$$

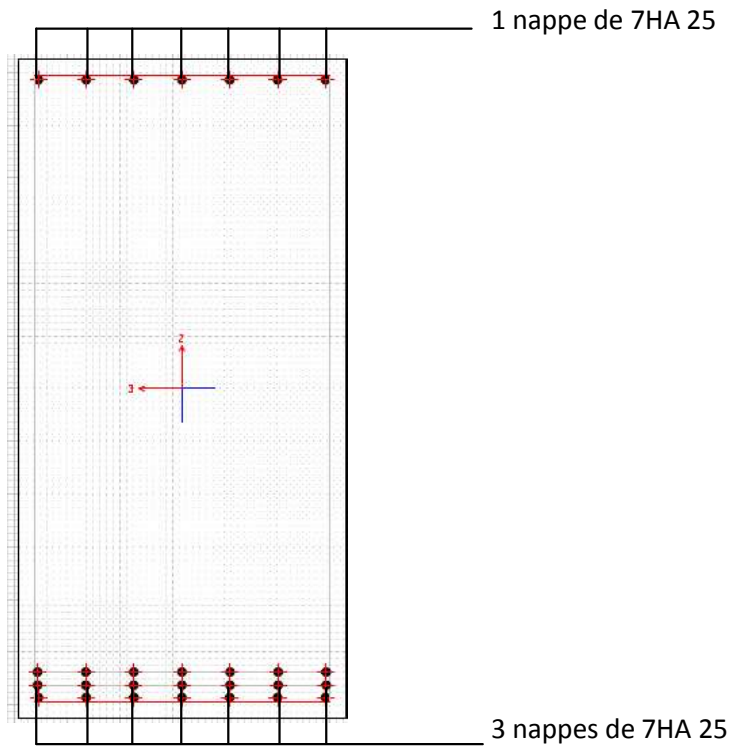
$$\sigma_{bc} = 6.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}(\text{adm})$vérifiée.

6.2.11 Schéma :

- Sur appui



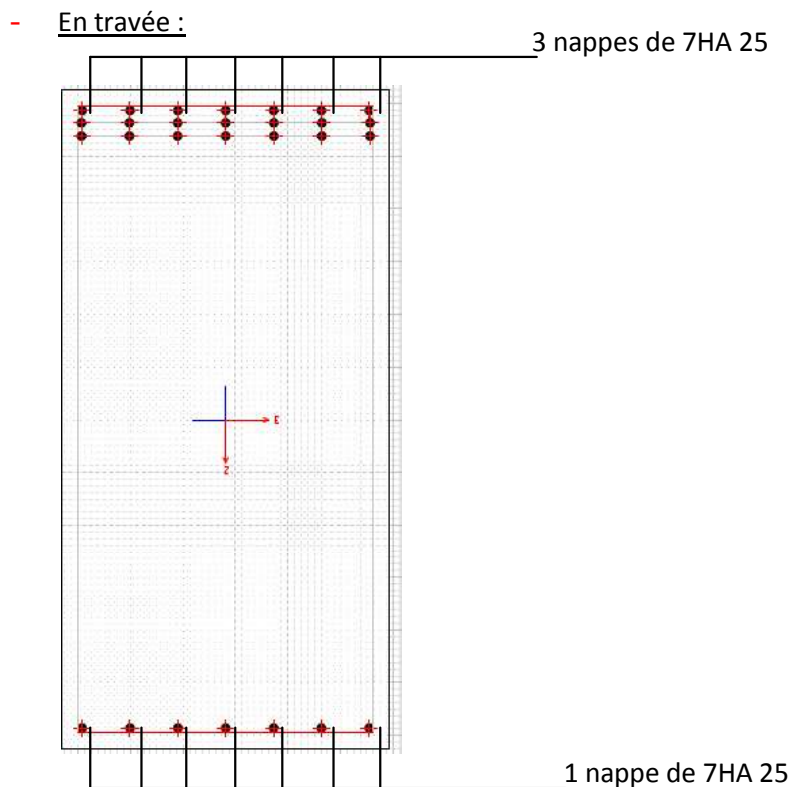


Figure 6.4 : schéma du ferrailage du radier sur appui et en travée.

6.3- voiles périphérique :

6.3.1 pré dimensionnement :

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé prévu entre la fondation et le niveau du plancher du RDC.

D'après le RPA99 version 2003 art.10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥ 15 cm ;

Les armatures constituées de deux nappes ;

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On adopte une même épaisseur que celle des voiles de contreventement.

$e=40$ cm

6.3.2 Sollicitations du voile périphérique :

Le voile périphérique est soumis à un effort normal, à un moment fléchissant et à un effort tranchant.

Il est alors calculé à la flexion composée à l'ELU.

$$M_{\max} = -3693.24 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 9354.79 \text{ KN}$$

6.3.3 Exemple de calcul :

$$N = 9354.79 \text{ KN (effort de traction).}$$

$$M_u = -3693.24 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{serv}} = -2696.04 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

D'après l'art.A4-4 du BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = -0.39 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h e}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 3.58) = 3.58 \text{ cm} = 0.0358 \text{ m.}$$

$$M_G = 1675.88 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 1020.16 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0.62$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 l f^2 (2 + \alpha \phi)}{10^4 h} = 0.095 \text{ m}$$

Type de section :

La section peut être totalement ou partiellement comprimée.

$$G_C = e = \frac{M}{N} = -0.39 < h/2$$

Le C est à l'intérieur des faces des armatures alors la section est totalement tendue.

Section d'acier :

$$A_1 = \frac{N_u e a_2}{(d - c') \sigma_{10}}$$

$$A_1 = \frac{N_u e a_1}{(d - c') \sigma_{10}}$$

Avec σ_{10} la contrainte d'acier correspondant à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.

$$A_1 = \frac{9354.79 \times 10^{-3} \times 0.095}{(0.36 - 0.05)^{348}} \times 10^4$$

$$A1=82.32\text{cm}^2$$

$$A2=\frac{9354.79 \times 10^{-3} \times 0.0358}{(0.36-0.05)^{348}} \times 10^4$$

$$A1=31.04\text{cm}^2$$

Choix des barres :

Pour les aciers supérieurs de A1 : 2nappes de 9HA25

Pour les aciers inférieurs de A2 : 2HA25+7HA20

6.3.4 Vérification :

Section d'acier minimale selon le RPA :

As min (RPA)= 0.2%=8cm²/ml/face.

As > As min (RPA)

Espacement des barres :

Selon le RPA art.

s≤1.5a

s≤30cm

s≤15cm dans les zones d'extrémité.

s=12.5cm < 15cm.

7. Conclusion générale

Le travail réalisé lors de ce projet de fin d'études a porté sur l'étude d'une tour entièrement réalisée en béton armé contreventée par noyau central. Le fait d'étudier l'intégralité de la structure, donc la superstructure et l'infrastructure, aussi bien statiquement que dynamiquement a permis d'aborder un grand nombre de problématiques différentes.

En effet, l'étude de la tour a nécessité une très grande maîtrise quand à la modélisation numérique afin d'approcher d'une manière représentative le comportement réel de celle-ci.

Les résultats de l'analyse tridimensionnelle, modale et dynamique ont fait appel à beaucoup de réflexion afin de cerner les nombreuses informations qu'elles ont données, de visualiser au mieux les différents modes de vibration et déformées d'une structure aussi importante, et donc de comprendre au mieux son comportement, différent des petites structures.

L'étude de la tour, avec son architecture particulière et ses importantes dimensions, implantée en zone sismique est complexe. D'autres méthodes et analyses devraient être utilisées, nécessitant certes, un bagage théorique plus important, mais donneront des résultats plus précis.

Au terme de ce projet de fin d'étude, le bilan des connaissances et de compétences acquises me permet de conclure que ce dernier semestre a été riche en enseignements. Le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes approuvées mais tend vers une constante remise en question de la technique et de nos connaissances.

Références bibliographiques

1. Les livres

Bâtiments en zone sismique- Albert FUENTES.

Calcul des tours en béton armé –Marius DIVERS.

Conception et calcul des structures de bâtiments- Henri THONIER.

Conception parasismique- André PLUMIER.

Conception parasismique- Milan ZASEK.

Construction en zone sismique- Victor DAVIDOVICI.

Cours de béton armé BAEL91- Jean-Pierre MOUGIN.

Dynamics of structures, a primer- Anil K. CHOPRA.

Etude des structures en béton armé- HUSSON.

Formulaire béton armé, Victor DAVIDOVICI.

Le séisme et les constructions en béton armé- Patricia BALANDIER.

Le séisme, les sols et les fondations- Patricia BALANDIER.

Le treillis soudé, utilisation conformément aux règles du BAEL91 modifié 99- Jean PERCHAT.

Problématiques des voiles en béton armé, Nicolae ILE.

2. Les thèses :

Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation, université de SAIDA, 2010, promoteur BELAKHDAR Khalil.

Etude d'une tour R+9/s-sol à usage d'habitation avec RDC commercial contreventée par voiles, ENSTP, 2007, promoteur MEHANI Youcef.

Calcul et dimensionnement des systèmes de contreventement des structures en béton armé, université de BLIDA, 2006-2007, promoteur TALEB Rafik.

3. Les règlements utilisés :

Le RPA99 version 2003.

Le BAEL91 modifié 99.

Le CBA93.

L'Eurocode 8.

Le PS92.